

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées

Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

Kacimi nour el houda

Zirek amira

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : Génie Civil

Option : Structures

Thème :

Méthodes d'auscultations pour le contrôle des fondations profondes.

Cas d'application d'un pieu par Pile Integrity Test.

Devant le jury composé de :

Mr : Omraci kamel

Mme : Malika Boumaiza

Mr : Issam Haouari

UAMOB Encadrant

UAMOB Président

UAMOB Examineur

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier **ALLAH** le tout puissant, qui nous a donné la force, le courage et la patience d'accomplir ce modeste travail.

On tiens à exprimer toute nos reconnaissances à notre encadrant **Mr omraci** qui a accepté de diriger notre travail et pour le temps qu'il a consacré pour nous orienter, pour ses précieux conseils et pour sa disponibilité et **Mr Ahman djamel** de nous diriger dans notre période du stage.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mes recherches.

Enfin, j'adresse mon vifs remerciement aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents, et aucun dedicace ne pourra faire témoin de mon profond amour, mon immense gratitude et mon plus grand respect a votre égard. je n'oublierai jamais la tendresse et l'amour dont vous m'avez entourés depuis mon enfance.

A ma sœur zomoroda et mon frère Abdeldjaber pour leur encouragement.

Ames amis hiba , bilal et massi pour leur soutien moral et encouragement.

A tous mes amis et mes collègues du primaire jusqu'à l'université.

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

♥Kacimi nour el houda

Dédicaces

À mes très chers parents..

A toutes ma famille

A mes ami(e)s

A tous ceux qui ont contribués, de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

!zirek *Amira*

Résumé

La réalisation de fondations profondes (pieux ; barrette ; micropieux...) est préconisée lorsque le terrain est de faible portance (sol argileux) ou sujet à des désordres présentant un danger pour les personnes et l'ouvrage (tassements, éboulements, etc.). Le recours à des fondations profondes est justifié parce que la charge de construction envisagée est importante (bâtiments collectifs), avec sous-sol. Pour cela, il est nécessaire de recourir à des contrôles d'intégrité des éléments de fondation et en particulier les pieux. Il existe plusieurs méthodes d'auscultation et de contrôle des fondations profondes et parmi lesquelles il y a celle dite par réflexion/impédance qui utilise la technique dite par PIT (Pile Integrity Test) à faible déformation. Cette technique est largement utilisée pour identifier des anomalies dans les pieux en béton armé, en enregistrant une onde vibratoire se propageant dans le fût du pieu en donnant un léger choc avec un marteau sur sa tête.

Grâce à des mesures PIT sur un site de construction immobilière à Bejaia nous avons montré le grand intérêt de celle-ci et son apport en informations sur les courbes d'enregistrement de l'onde (courbe de mobilité et de vitesse particulière) d'un pieu défectueux. Nous avons pu reconstituer cette courbe $v=f(t)$ avec le logiciel PIT-S et nous constatons que les résultats des essais sur le terrain et les résultats numériques sont comparables et concordent bien.

Mots clés : Fondations, Pieu, Anomalie, PIT, Onde Vibratoire, Contrôle d'intégrité, Auscultation, Vitesse Particulaire.

Abstract

Deep foundations (piles, bars, micropiles, etc.) are recommended when the ground is of poor bearing capacity (clay soil) or subject to disorders that present a danger to people and the structure (settlements, landslides, etc.). The use of deep foundations is justified when the proposed construction load is high (buildings), with a basement. To achieve this, it is necessary to check the integrity of the foundation elements, in particular the piles. There are several methods for testing deep foundations, including the reflection/impedance method, which uses the low-deformation PIT (Pile Integrity Test) technique. This technique is widely used to identify anomalies in concrete piles by recording a vibratory wave propagating through the pile shaft when a hammer is lightly struck on its head. Having PIT measurements, on a real construction site in Bejaia, we have demonstrated the great interest of this technique and its contribution in terms of information on the wave recording curves (mobility and particle velocity curves) of a defected pile. We were able to reconstitute this curve $v=f(t)$ with the PIT-S software and it is found that the field test and numerical results are comparable and match with good agreement.

Key words : Foundations, Piles, Anomalies, PIT, Vibratory waves, Integrity checks, Auscultation, Particle velocity.

ملخص

يوصى باستخدام الأساسات العميقة (الأكوام، والقضبان، والأكوام الصغيرة، وما إلى ذلك) عندما تكون الأرض ضعيفة القدرة على التحمل (التربة الطينية) أو معرضة لاضطرابات تشكل خطراً على الناس والبناء (هبوط التربة، الانهيارات الأرضية، الخ). استخدام الأساسات العميقة هو مبرر عندما يكون الحمل الإنشائي المقترح مرتفعاً (المباني الجماعية) مع وجود طابق سفلي. لتحقيق ذلك، من الضروري التحقق من سلامة عناصر الأساس، وخاصة الأكوام. هناك عدة طرق لاختبار الأساسات العميقة، بما في ذلك طريقة الانعكاس/الممانعة، PIT منخفض التشوه (اختبار سلامة الركيزة) تُستخدم هذه التقنية على نطاق واسع لتحديد الحالات الشاذة في الأكوام الخرسانية عن طريق تسجيل موجة اهتزازية تنتشر عبر طول الأكوام عندما يتم استخدام المطرقة بخفة وذلك بضرب على رأس الركيزة. بفضل قياسات PIT في موقع بناء عقاري في بجاية تمكنا من الحصول على معلومات حول منحنيات تسجيل الموجة (منحنى الحركة وسرعة الجسيمات) للكومة المعيبة. لقد تمكنا من إعادة بناء هذا المنحنى $v=f(t)$ باستخدام برنامج PIT-S ونلاحظ ذلك أن نتائج الاختبار الميداني والنتائج العددية قابلة للمقارنة وتطابق جيداً.

الكلمات الرئيسية: ١: لأساسات, الخوازيق, الشدوذ, PIT, موجة الاهتزاز, التحقق من النزاهة, التسمع, سرعة الجسيمات.

Table des matières

Table des matières	i
Table des figures	v
Liste des tableaux	ix
Liste des abréviations	x
Introduction générale	1
1 État de L'art	3
1.1 Introduction.....	3
1.2 Choix des fondations	4
1.3 fondations profondes.....	4
1.3.1 CLASSIFICATION DES FONDATIONS PROFONDES	6
1.3.2 Pieu	7
1.3.2.1 Principe de fonctionnement	9
1.3.2.2 PUIITS	22
1.3.2.3 BARETTES	23
1.3.2.4 PAROI MOULEE	24
1.3.3 Détermination de la charge limite d'un pieu	28
1.3.4 DIMENSIONNEMENT DES PIEUX	32
1.3.4.1 Détermination de la contrainte limite de pointe qpu	32
1.3.4.2 Détermination du frottement latéral Qs	33
1.3.4.3 Détermination des charges admissibles sous différentes sol- licitations A l'E.L.S	33

1.4	Conclusion	34
2	les défauts observés dans les pieux isolés	35
2.1	Introduction.....	35
2.2	Notion de 'Anomalie' 'défaut' et défaillance'	35
2.2.1	Anomalie	36
2.2.2	Défaut	36
2.2.3	Défaillance	36
2.3	Cause des défaillances des fondations sur pieux	37
2.3.1	Causes de conception	37
2.3.2	Causes naturelles	37
2.3.3	Causes accidentelles.....	38
2.3.4	Erreurs de construction.....	38
2.4	Problèmes d'intégrité les plus courants des pieux en béton	39
2.4.1	Quelques déformations courantes des pieux	39
2.5	Méthodes pratiques de calcul de la capacité portante d'un pieu	45
2.5.1	Essai au pénétromètre statique :	45
2.5.2	Essai au pressiomètre Ménard	48
2.5.3	Essai de chargement statique du pieu.....	50
2.6	Conclusion	51
3	les méthodes d'auscultations et de contrôle des fondations profondes	52
3.1	Introduction.....	52
3.2	Les essais non destructifs	52
3.2.1	Carottage sonique (Auscultation d'un élément de fondation par transparence)	53
3.2.2	Auscultation d'un élément de fondation profonde par méthode sis- mique parallèle	56
3.2.3	Auscultation d'un élément métallique de fondation par réflexion	58
3.2.4	Méthodes par réflexion et par impédance	59
3.2.4.1	Méthode par réflexion :	60
3.2.4.2	Méthode par impédance	62
3.2.5	Diagraphie nucléaire à radioactivité provoquée en forage	64
3.2.6	Tomographie sismique en forage cote.....	66
3.2.7	Méthode visuelle par caméra	67
3.3	Méthodes destructives	67

3.4	Avantages et inconvénients des principales méthodes non destructives	69
3.4.1	Méthode sonique par transparence	69
3.4.2	Méthode par réflexion et par impédance	73
3.5	Conclusion	75
4	contrôle des éléments de fondation profondes	76
4.1	Introduction.....	76
4.2	Les différents types de contrôles des pieux	77
4.2.1	Chargement statique des pieux.....	77
4.2.2	Chargement dynamique des pieux.....	80
4.3	Contrôle d'intégrité du pieu	82
4.3.1	La méthode sonique par transparence	82
4.3.1.1	Disposition des tubes de réservation	85
4.3.1.2	Conduite à tenir en cas de détection d'une singularité	87
4.3.2	Les méthodes par Réflexion/Impédance	89
4.3.2.1		90
4.3.2.2	Réflexion :	91
4.3.2.3	Conduite à tenir en cas de détection de singularité	91
4.4	Conclusion	92
5	Cas d'application de contrôle d'intégrité de pieu par pit dans un projet de construction à Bejaia.	94
5.1	Introduction	94
5.2	Description du projet de construction immobilière 'RIVIERA' de BEJAIA	95
5.2.1	Objet de l'étude	95
5.2.2	Caractéristiques des ouvrages	96
5.2.2.1	Dispositions générales	96
5.2.2.2	Caractéristiques dimensionnelles du renforcement de sol par inclusions rigides (pieux).....	97
5.2.3	Contexte hydrogéologique	98
5.2.4	Contexte géotechnique	98
5.2.4.1	Synthèse de la campagne de reconnaissance	98
5.2.4.2		100
5.2.4.3	Synthèse des caractéristiques mécaniques	102
5.3	Interprétation d'un pieu par la technique PIT à faible déformation	103

5.3.1	Procédé de mesure et traitement de l'information	103
5.3.1.1	Essai d'intégrité par réflexion	104
5.3.1.2	Essai d'impédance mécanique	105
5.3.1.3	Avantages et inconvénients de la méthode par réflexion/ Impédance	107
5.4	Résultats d'auscultation par PIT du pieu du Projet 'RIVIERA' de BE- JAIA et interprétation	108
5.4.1	Analyse par impédance	108
5.4.2	Analyse par réflexion	110
5.5	Modélisation avec PIT-S Version 1.18 de 2012 (de PDInc.) du Pieu 2245 de RIVIERA (Bejaia)	111
5.6	Conclusion	116
Conclusion générale et perspectives		118
Bibliographie		121
Annex A Caisses des carottes de sondages SC N°01 et SC N°02		123
B Résultats des essais pressiométriques SP N°01 N°02 et N°03		125
C Essais de pénétration statique lourd		127

Table des figures

1.1	Types de fondations.....	4
1.2	Limites des types de fondations.	5
1.3	Définitions de la hauteur d'encastrement mécanique De géométrique D.	8
1.4	Couche d'ancrage.	9
1.5	Classification suivant le mode de fonctionnement.....	10
1.6	Mécanismes du frottement latéral positif et négatif.	11
1.7	Diffusion des contraintes en profondeur sous un groupe de pieux et sous un pieu isolé.	12
1.8	Classification des pieux	12
1.9	Outils de forage à la tarière	13
1.10	Mode de forage Kelly.....	14
1.11	Benne preneuse(a), Grue à câbles (b)	15
1.12	Procédé de mise en place d'un pieu foré tubé.	15
1.13	Enfoncement du tube par battage avec mouton diesel.....	16
1.14	Procédé de mise en place d'un pieu foré battu	17
1.15	Procédé de mise en place d'un pieu foré à la bous et barrette	18
1.16	Procédé de mise en place d'un pieu foré à la tarière creuse.	19
1.17	Procédé de mise en place d'un pieu pilonné.	20
1.18	Procédé de mise en place d'un Micropieux.	22
1.19	Fondations des barrettes en forme de T.	23
1.20	Procédé de mise en place d'une barrette selon la technique de la paroi moulée.	24
1.21	Grappins à parois moulées	26
1.22	Procédé de mise en place d'une paroi moulée.	27

1.23 Deux mécanismes de rupture plausibles (Muni BUDHU, 2011)	28
1.24 Charge limite Q_u d'un pieu isolé. Cité par (A. KASSOUL, 2016)	30
1.25 Définition de A et P pour les pieux tubulaires ouvertes les palplanches et profilés H.	31
1.26 Valeur de K_p selon le fascicule 62	32
1.27 Courbes de frottement latéral limite	33
2.1 Défaillances des pieux coulés in situ	37
2.2 Présence d'inclusions de sol dans la structure du pieu	41
2.3 Bulbes ou renflements dans la structure des pieux	42
2.4 Etranglement dans la structure du pieu	43
2.5 Vide dans la structure du pieu	44
2.6 : Cassure profonde et fissure en haut de la structure du pieu	45
2.7 Schéma de principe du pénétromètre statique.	47
2.8 Schéma de la pointe pénétrométrique.	48
2.9 Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard	49
2.10 Courbe type 'Essai pressiométrique'	49
2.11 Schéma de principe du chargement statique avec bloc.	51
3.1 Schéma de principe de carottage sonique	54
3.2 Exemples des positions des tubes pour l'auscultation d'un élément de fon- dation	54
3.3 Exemple d'enregistrement de l'amplitude et du temps sur un pieu	56
3.4 Graphe obtenu par la méthode sismique parallèle.	57
3.5 Matériel d'auscultation par réflexion et impédance : Enregistrements gra- phiques sur micro-ordinateur	59
3.6 Schéma de principe de la Méthode par réflexion	60
3.7 Photo d'écran	61
3.8 Analyse de la courbe obtenue par réflexion	61
3.9 Schéma de principe de la méthode par impédance	63
3.10 Exemple d'une courbe d'admittance (ou mobilité) obtenue avec la méthode par impédance	64

3.11 Méthodes par diffusion nucléaire. (a) Monosonde Gamma (b) Monosonde Neutron	65
3.12 Schéma de principe de la méthode (tomographie sismique)	66
3.13 Carotte extraite d'un fond de pieu	68
3.14 Désordres occasionnés par le tube de diamètre 102/114 mm.	69
3.15 Propagation de l'onde dans la section d'un pieu (sur un trajet)	71
3.16 Tubes de réservation mal positionnés	72
3.17 Exemple d'une bonne disposition relative des tubes et de la cage d'armature.	72
3.18 Matériel d'auscultation par réflexion et par impédance. Matériel de première génération	73
3.19 Préparation de la tête de pieu pour le test	75
4.1 Image d'un test de pieux de charge statique standard utilisant des blocs de béton comme charge permanente.	78
4.2 Coupe schématique transversale pour l'essai de charge statique de pieux.	79
4.3 Réflexion de l'onde sur un frottement latéral.	80
4.4 Réflexion de l'onde en pointe.	81
4.5 Schéma de réflexion de l'onde incidente	81
4.6 Raccord vissé.	83
4.7 Raccord tulipe.....	84
4.8 Extrémités des tubes.	84
4.9 Les tubes ne doivent pas dépasser la tête de pieu de plus de 0,50 m.	85
4.10 Implantation des tubes de réservation	85
4.11 Trajet dans le cas des pieux.....	86
4.12 Implantation des tubes de réservation pour une barrette	86
4.13 Trajets auscultés : Cas des barrettes	87
4.14 Exemples de graphes issus du matériel de première génération	88
4.15 Contrôle d'intégrité du pieu par PIT.	90
4.16 Réflexion de l'onde à une discontinuité du pieu (Principe de la méthode de controle d'intégrité par réflexion)	91
4.17 Survolume (renflement) dans la section du fût : Inflexion de la courbe vers le haut	92

4.18 Striction (étranglement) dans la section du fût : Inflexion de la courbe vers le bas.	92
4.19 Incidence de la réaction du sol sur la propagation du signal	92
5.1 Plan cadastral du projet immobilier 'riviera' de Bejaia (en bleu les blocs A, B et C).	95
5.2 Renforcement de radiers par pieux et matelas granulaire dans un terrain peu porteur.	96
5.3 Coupe transversale au niveau radier et sous-sol (Bloc B ou central voir fig. 1).	97
5.4 Schéma descriptif du matelas	97
5.5 Implantation des essais sur le terrain du projet	99
5.6 Description lithologique des sols en place.	99
5.7 : Log stratigraphique des terrains présents sur le site du projet.	100
5.8 Instruments du Test PIT (sans l'analyseur PDA qui donne la figure à gauche).104	
5.9 Courbe de la vitesse particulaire générée par l'onde de choc (mécanique) $v = f(t)$	104
5.10 : Courbe ou tracé typique de la vélocité particulaire pour un pieu sain (a) et un pieu avec défaut (b).	105
5.11 : Courbe de mobilité en fonction de la fréquence du signal $M(f) = f(freq)$. 106	
5.12 Courbe de mobilité du pieu n°2245 du projet RIVIERA de Bejaia	108
5.13 Courbe de la vitesse particulaire d'un élément du pieu n°2245 du projet RIVIERA de Bejaia.....	110
5.14 Courbe de la vitesse particulaire en fonction du temps ($v = f(t)$).....	111
5.15 Modélisation d'un pieu sain (0 défaut) - Courbe de $v=f(t)$	112
5.16 Evolution de l'écho du défaut avec l'augmentation du taux d'étranglement (striction).....	113
5.17 Courbe de la vitesse en fonction du temps pour un pieu brisé en son milieu. 114	
5.18 Réponse impulsionnelle d'un pieu ($v = f(t)$) avec défaut de type renflement (60%) 115	
5.19 Comparaison entre les résultats mesurés sur terrain et modélisés avec PIT-S de $v = f(t)$	115

Liste des tableaux

1.1	Valeurs de P_p et P_s	31
5.1	Valeurs moyennes des poids volumiques, teneurs en eau et degrés de saturation (pour les deux sondages SC1 et SC2).....	102
5.2	Valeurs moyennes de c et déterminées par essai de cisaillement direct (boîte de Casagrande).	103

Liste des abréviations

PIT	Piles Integrity Test
NF	Norm Française
TN	Terrain Naturel
CPT	Cone Penetrometer Test

Introduction générale

L'infrastructure de nos sociétés modernes repose largement sur des fondations solides, littéralement et métaphoriquement parlant. Les fondations profondes, qu'elles soient constituées de pieux, de micropieux, de pieux vissés ou d'autres solutions, jouent un rôle essentiel dans la stabilité et la sécurité des structures telles que les ponts, les bâtiments, et les ouvrages de génie civil. Par conséquent, l'inspection et le contrôle de ces fondations sont d'une importance cruciale pour garantir leur performance à long terme.

Dans ce contexte, ce mémoire se penche sur les méthodes d'auscultation appliquées au contrôle des fondations profondes. L'auscultation, en tant que discipline d'ingénierie, offre des moyens sophistiqués d'observation, de surveillance et d'évaluation de l'état des fondations profondes, permettant ainsi de détecter précocement les signes de détérioration, de déformation ou d'autres problèmes qui pourraient compromettre leur fonctionnalité. Cette recherche se concentre sur l'examen approfondi de ces méthodes, en mettant en évidence leurs avantages, leurs limites et leurs applications pratiques.

Au cours des prochains chapitres, nous explorerons les différentes techniques d'auscultation disponibles, allant des méthodes traditionnelles aux méthodes récentes telles que la méthode PIT (Pile Integrity Test), les méthodes au rayonnement gamma, et la modélisation numérique. Nous analyserons également un cas d'étude, les défis et les opportunités liés à l'application de l'une de ces méthodes dans un contexte réel, ainsi que leur contribution à l'amélioration de la sécurité et de la durabilité des fondations profondes. Notre cas d'étude concerne le contrôle de pieux d'un projet de construction immobilière situé à Bejaia que nous détaillons dans le dernier chapitre. En fin de compte, ce mémoire vise à enrichir notre compréhension des méthodes d'auscultation en tant qu'outils es-

sentiels pour garantir l'intégrité des fondations profondes. Il offre également un aperçu des développements récents dans ce domaine en constante évolution, ouvrant ainsi la voie à de nouvelles perspectives et à des avancées futures dans le domaine de l'ingénierie géotechnique.

Pour ce faire, nous avons structuré le mémoire en cinq chapitres où l'on développe de manière détaillée chacun d'eux :

Le chapitre 1 : Il est consacré à comporte des généralités sur les fondations, les différents types de pieux et leur mode de mise en place ainsi que leur principe de fonctionnement, et les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations profondes

Le chapitre 2 : Est consacré à une description détaillée sur défauts et les problèmes observer dans les pieux (les vide les fissures, les ruptures...)

Le chapitre 3 : concerne les méthodes d'auscultation des fondations profondes avec des cas d'application, ainsi que les avantages et les inconvénients des méthodes les plus utilisés.

Le chapitre 4 : Ce chapitre traite les différents contrôles des éléments de fondations profondes en détail avec des exemples.

Le chapitre 5 : C'est le chapitre dans lequel on met en pratique nos connaissances acquises dans le stage pratique que nous avons réalisé à FONDATEST ainsi que la modélisation numérique du contrôle d'intégrité d'un pieu identifié comme défectueux d'un projet de construction immobilière à Bejaia avec le logiciel PIT-S de PD Inc. (Pile Dynamics Inc.).

Finalement une conclusion générale vient clore ce mémoire en donnant les principaux Résultats de cette modélisation pour justifier l'intégrité des pieux.

État de L'art

1.1 Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage en contact avec le sol d'assise, ayant pour mission principale la transmission au sol les efforts provenant de cet ouvrage. Si les efforts sont reportés à la surface du sol, les fondations seront dites superficielles, par contre s'ils sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes. Le mode de fonctionnement des fondations et leur interaction avec le sol ont conduit à introduire la notion de profondeur critique, qui peut être définie en première approximation comme le niveau en dessous duquel, dans des sols homogènes, la résistance à la base de la fondation n'augmente plus.

Les fondations des fondations superficielles se situent au-dessus de cette profondeur critique : ce sont les semelles, les radiers, etc. La fondation d'une fondation profonde se situe en dessous de cette profondeur critique.

Les fondations peu profondes fonctionnent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la fondation. Pour les fondations profondes (pieux, puits, épingles à cheveux, etc.), il faut également considérer la résistance du sol le long du puits, c'est-à-dire le frottement latéral. Entre les deux extrêmes des fondations superficielles et profondes, on trouve les fondations semi-profondes, où la fondation est au-dessus de la profondeur critique mais où le frottement latéral ne peut être négligé. [1]

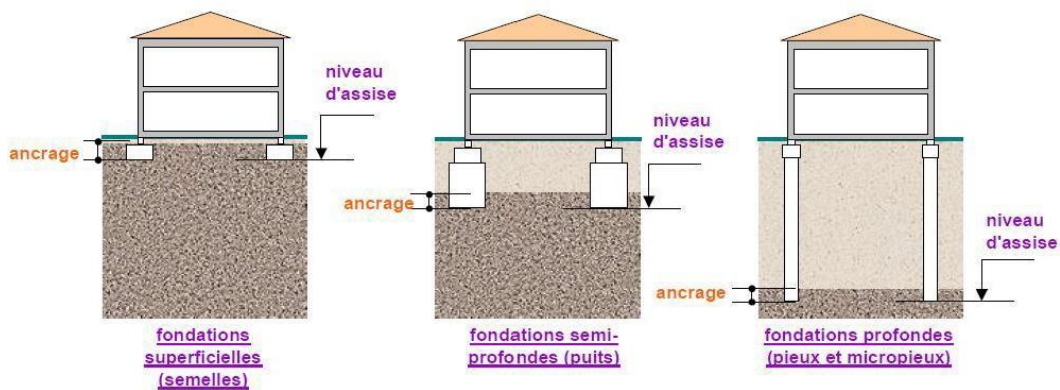


FIGURE 1.1 – Types de fondations.

1.2 Choix des fondations :

- — Le type de structure à construire et les charges à imposer sur les fondations (les charges diffèrent pour les maisons individuelles et les tours).
- Résistance du sol. Il est important de faire une bonne étude du sol.
- Si la couche superficielle est suffisamment résistante, il est nécessaire de sonder le sol sous le niveau de la fondation jusqu'à une profondeur égale à deux fois la largeur de la fondation et de s'assurer que les couches situées en dessous ont une résistance comparable.
- Si la couche superficielle n'est pas suffisamment résistante, une étude du sol plus profonde doit être effectuée. Nous choisissons toujours la base la plus économique.[2]

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques du sol et de la chute de charge imposée par la superstructure. (Bakour Azzedine, 2008).

1.3 fondations profondes

De manière générale, si $H/B > 6$, la fondation est considérée comme profonde.

(H est la longueur de la fondation « pile » et B est sa largeur) - Voir Figure 2. Ces fondations comprennent principalement (pieux, caissons et parfois murs moulés).

Entre les deux extrêmes (fondations superficielles et profondes) on retrouve les fondations semi-profondes (rapport $6 < H/B < 10$).

La base de ces fondations se situe au-dessus d'une profondeur critique et constitue essentiellement un puits.

Il n'existe pas de méthodes de calcul spécifiques à de telles fondations, qui ne constituent que des cas particuliers ; il est nécessaire d'adapter selon les cas les méthodes utilisées pour les fondations profondes ou les fondations superficielles.

On appelle aussi fondation une fondation profonde, c'est-à-dire une fondation en dessous de sa profondeur critique, définie dans le cas d'un sol homogène, au-dessus de laquelle la résistance sous la fondation n'augmente plus avec la profondeur.[3]

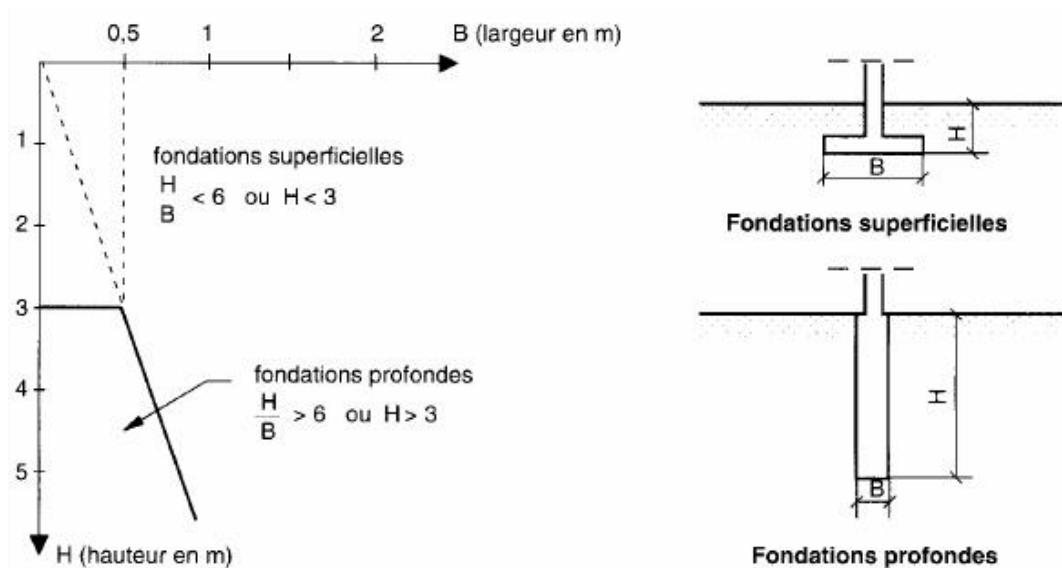


FIGURE 1.2 – Limites des types de fondations.

Ces fondations dont les fondations sont inférieures à cette profondeur critique sont :

- pieux, puits et barrettes (murs porteurs en fonte). Cette profondeur critique varie en fonction du type de charge du sol, de la résistance du sol et du diamètre du pieu. Nous précisons cependant :
- Un pieu :
- c'est une fondation profonde réalisée mécaniquement.
- Un puits :

- est une fondation profonde creusée à la main, avec un blindage protecteur. Une barrette : est un pieu foré à section transversale allongée ou composite (par exemple en forme de T ou en forme de croix).
- Paroi moulée :
- c'est un mur en béton armé coulé dans le sol.
- Les fondations profondes sont des fondations qui permettent de transférer la charge due à la structure qu'elles supportent aux couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol n'est pas en mesure d'en supporter l'effort. Impliquant, par exemple, formé de boue, de sable meuble, de tourbe ou de terrains hautement compressibles.
- Dans ces conditions, il est nécessaire de rechercher un terrain porteur à une certaine profondeur.[4]
- Deux cas peuvent alors se produire :
 - * a) L'enquête montre qu'à une profondeur accessible on trouve une couche de sol avec une bonne capacité portante, dans ce cas on enfoncera des pieux du mauvais sol vers le bon sol.
 - * b) L'enquête montre que les couches de compression existent sur une grande hauteur et que les bons sols sont pratiquement inaccessibles, il faut admettre que seule la résistance au frottement empêche le battage des pieux et les pieux doivent avoir une longueur pour que cette résistance soit raisonnablement égale. Ensuite, nous récupérerons les fondations sur pieux flottants. Leur utilisation doit être limitée aux cas où la fondation conduit directement à des tassements inacceptables ou où la fondation sur couches profondes présente une résistance telle qu'il est pratiquement impossible d'y parvenir sans encourir des dépenses anormales.

1.3.1 CLASSIFICATION DES FONDATIONS PROFONDES

On distingue 3 grandes classes de fondations profondes :

- Les pieux mis en place par refoulement du sol
Ils concernent les pieux battus (catégories 1 et 2) et les pieux foncés (catégorie 5). Leur mise en place se fait par vérinage battage ou vibro-fonçage. Ils repoussent le sol et le compriment ; ce qui génère un bon frottement latéral.
- Les pieux mis en place sans refoulement du sol

Ils concernent les pieux forés et les puits (catégories 3 et 4). Leur mise en place se fait par Substitution. Ce qui a pour effet de remanier le sol et de le décompresser. Le frottement latéral est donc diminué, sauf pour certains types de mise en œuvre (pieux exécutés à la tarière creuse, ou vissés moulés).

— Les fondations injectées

Elles concernent les parois moulées, les barrettes. D'autres types de fondations existent, mais sont plutôt classés comme renforcement de sol.

— les colonnes de Col-mix (mélange de sol en place et de liant à l'aide de deux tarières creuses).

— les colonnes de jet-grouting (forage puis injection de liant haute pression en remontant).

— les colonnes ballastées (fonçage d'un vibreur puis injection à l'air comprimé de ballast (40/80 mm) en remontant).

— les picots de sable (fonçage d'un tube de petit diamètre, puis introduction de sable vibrocompacté.

— les plots pilonnés (excavation à la pelle mécanique, puis introduction de matériaux granulaires sains subissant un pilonnage intensif). [1]

1.3.2 Pieu :

A) Définition :

Un pieu est une fondation élancée, qui reporte les charges de la structure, sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol. Les parties principales d'un pieu sont : la tête, la pointe, et le fût (compris entre la tête et la pointe) (cf. figure 3).

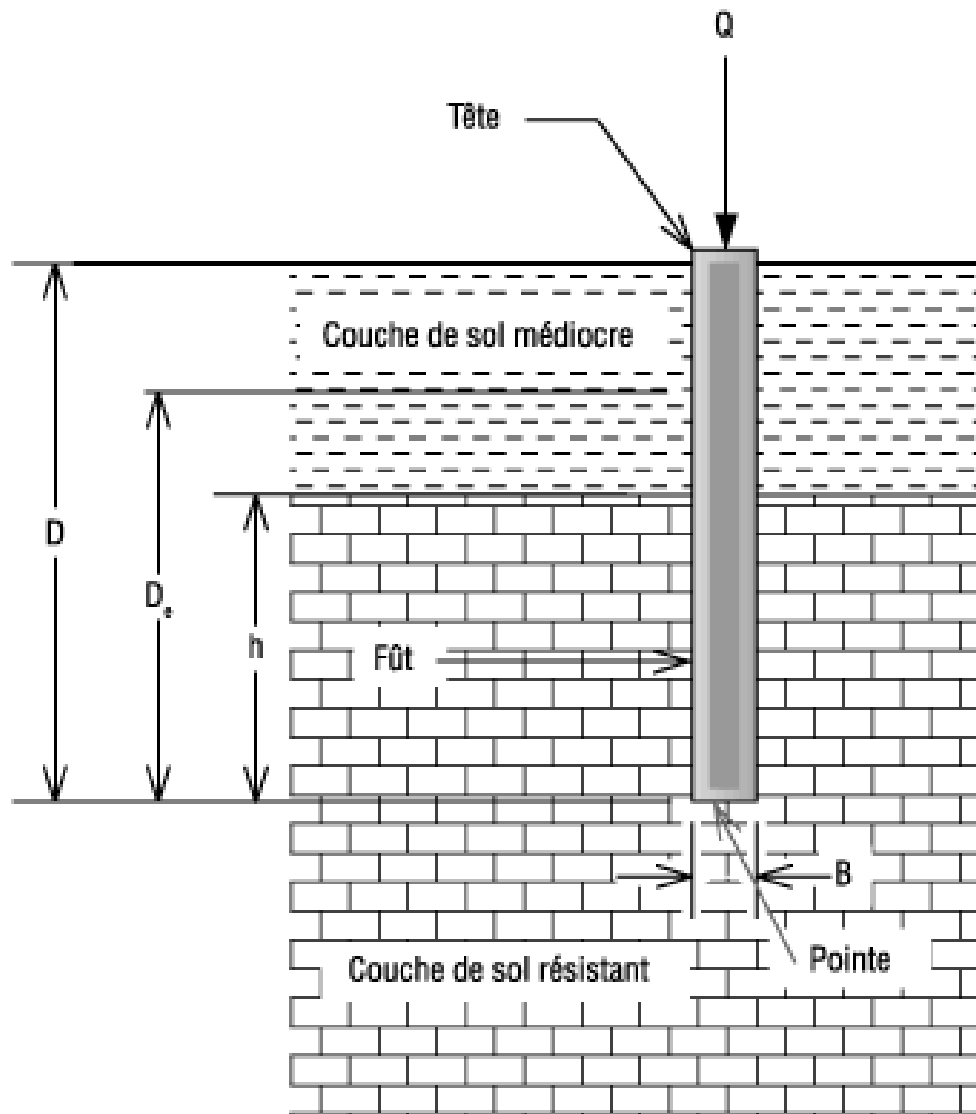


FIGURE 1.3 – Définitions de la hauteur d'encastrement mécanique D_e géométrique D .

La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain Résistantes. D'un point de vue mécanique, on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e . Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu (Cf. figure 4 ci-dessous).

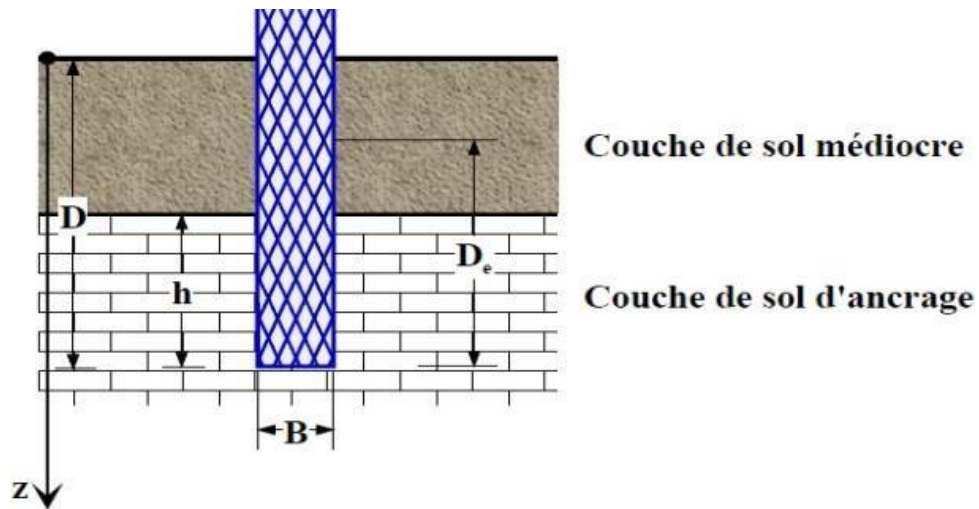


FIGURE 1.4 – Couche d'ancrage.

1.3.2.1 Principe de fonctionnement

Cas d'un pieu isolé

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte (cf. figure 5) par :

- L'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté Q_p).
- Le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté Q_s).

L'effort de pointe dépend de :

- La section de la base du pieu.
- La résistance du substratum.

L'effort de frottement latéral dépend de :

- La surface de contact entre le pieu et le sol.
- Coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, angle de frottement interne du sol).[5]

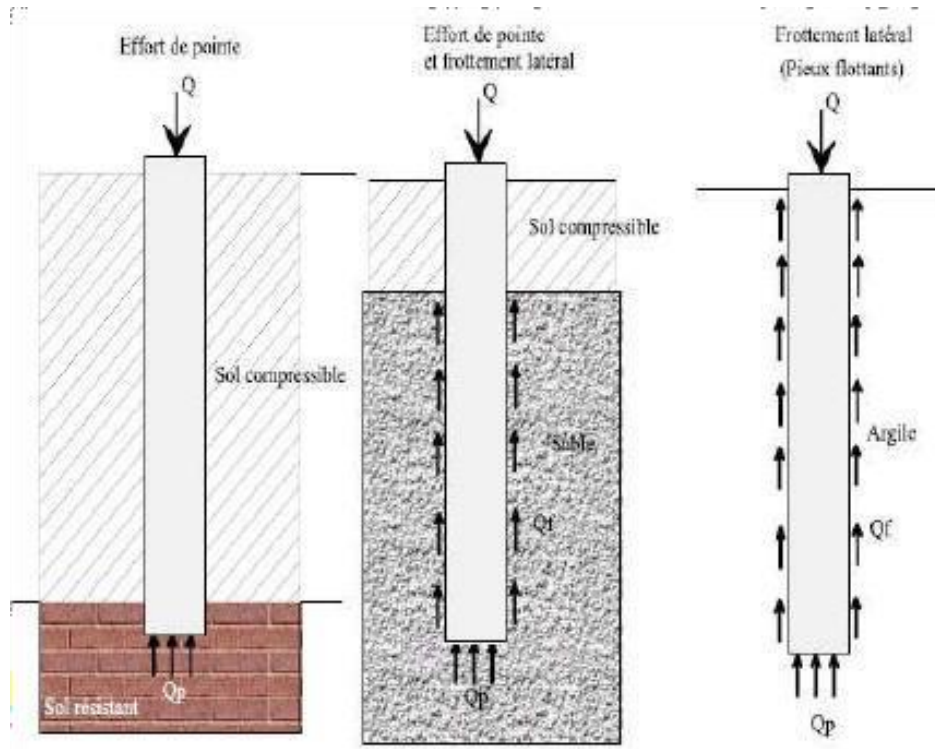


FIGURE 1.5 – Classification suivant le mode de fonctionnement.

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol sableux, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif).[5]

Si le pieu est immobile, le sol à tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif avec comme conséquence la surcharge du pieu (cf. figure 6). Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif.[5]

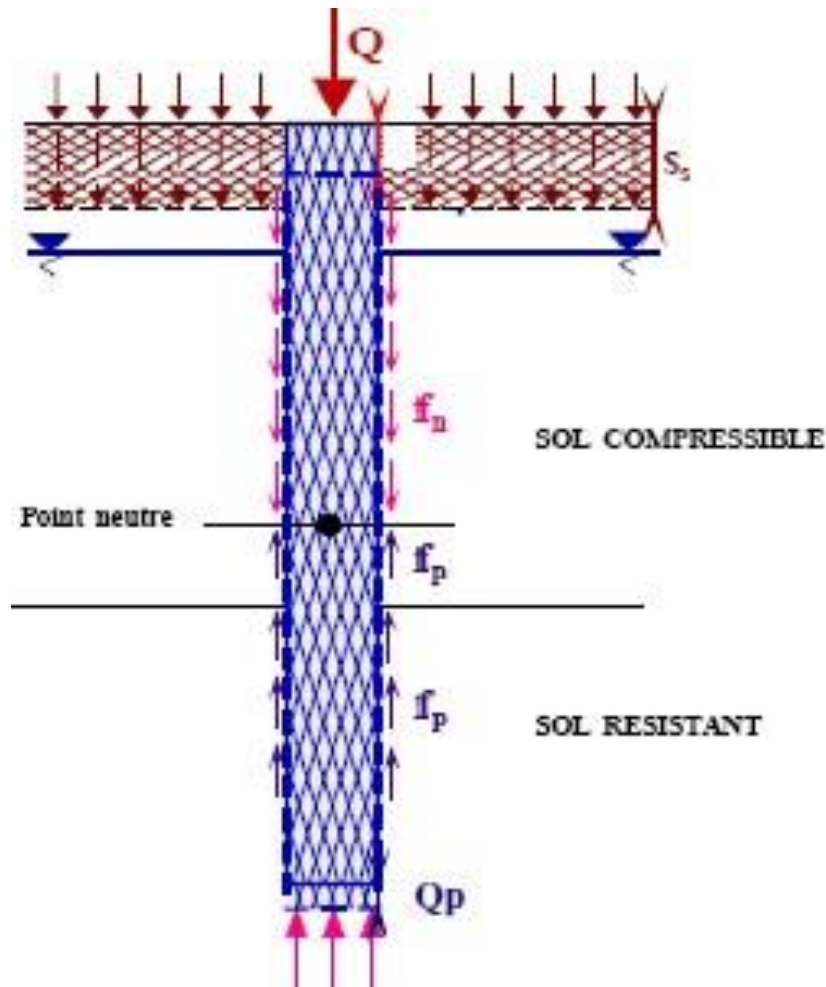


FIGURE 1.6 – Mécanismes du frottement latéral positif et négatif.

A) Cas de groupes de pieux :

D'une part, lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu isolé. En effet, il arrive que la charge limite d'un groupe de pieux Q_{gu} soit inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu isolé Q_{ui} . Le coefficient d'efficacité du groupe de pieu se définit comme suit : $C_e = Q_{gu}/Q_{ui}$

D'autre part la diffusion de contraintes en profondeur sous un groupe de pieux est différente de celle sous un pieu isolé (cf. figure 7). Il se produit un effet radier. Cela a pour conséquence de transmettre les contraintes en profondeur bien au-delà de celles générées par un pieu isolé. (A KASSOUL ,2016)

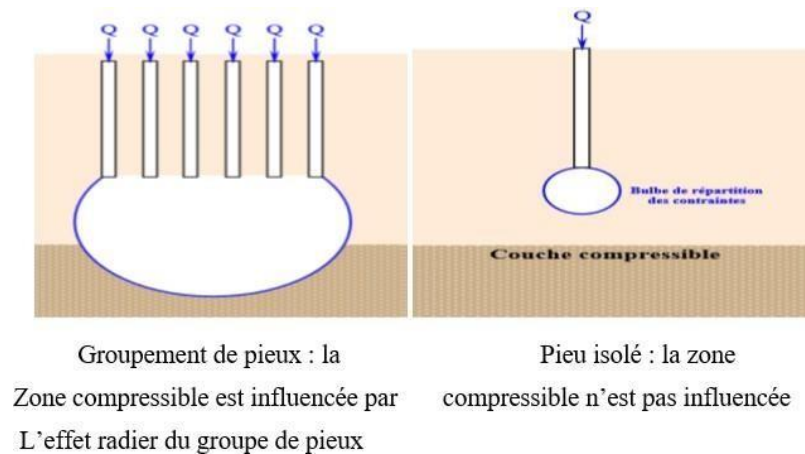


FIGURE 1.7 – Diffusion des contraintes en profondeur sous un groupe de pieux et sous un pieu isolé.

B) Classification des pieux

Les pieux peuvent être classés selon le matériau constitutif (en bois, métal, béton armé), ou selon leur mode d'installation dans le sol, les principaux types sont reportés sur l'organigramme dans la figure 8 ci-dessous.[1]

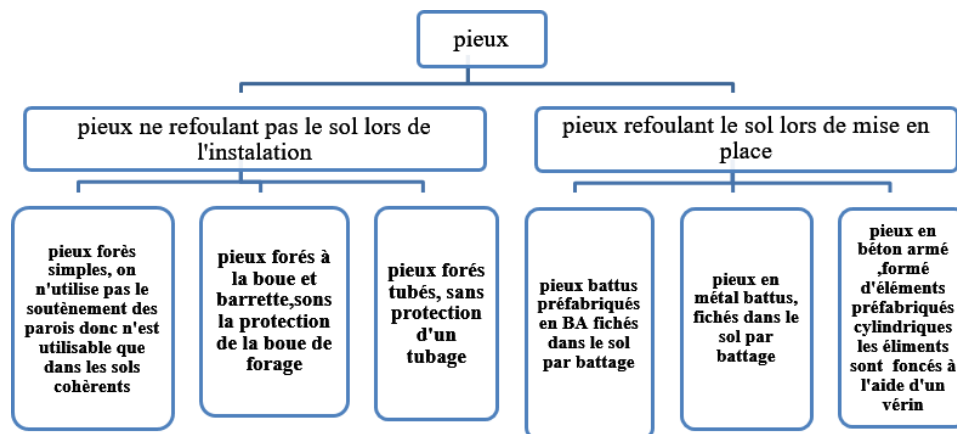


FIGURE 1.8 – Classification des pieux.

C) Modes de réalisation de quelques pieux

C-1) Pieux forés simple : forage sans blindage

* Conditions :

Ce procédé ne peut être effectué dans tous les terrains. Il est réservé :

- Aux Terrains cohérents sans risque d'éboulements, exemple : sols argileux (bonne cohésion)

— Aux sols sans arrivée d'eau.

* Avantage :

— Pieux exécutés sans nuisances sonores et sans vibration, dans les terrains durs et à grande profondeur.

— Diamètre de 0,50 à 2 m. La profondeur jusqu'à 30 m, suivant la tenue du terrain.
[6]

* Inconvénient :

— Risque d'incorporation du terrain dans la masse de béton et de discontinuité du pieu due à des éboulements éventuels.

. Mode de forage et outillage

Forage à la tarière : On utilise comme outils de forage (cf. figure 9)

— Un tube Kelly fixe sur une grue.

— Une vis sans fin (tarière) est fixée à l'extrémité du Kelly. Le sol remonte dans la vis sans fin au fur et à mesure du forage.

— Une tête de trépan fixée à l'extrémité du Kelly peut être utilisée suivant la résistance du terrain.[?]

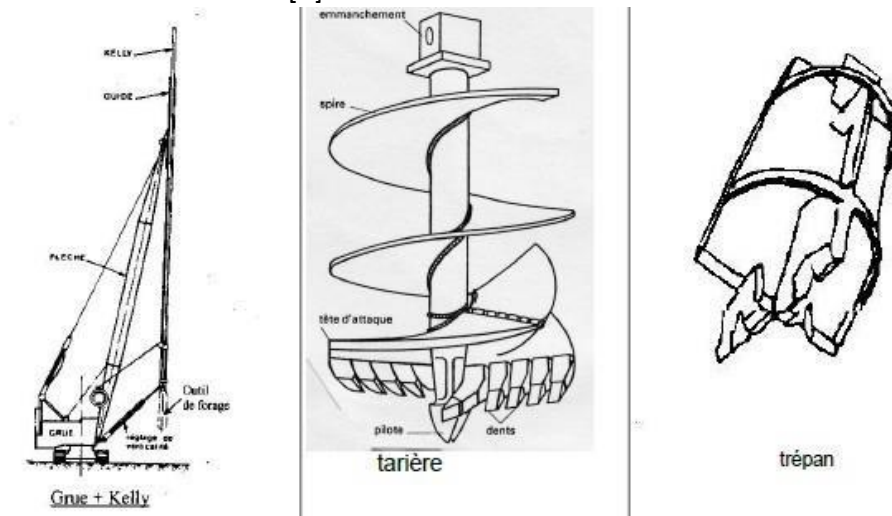


FIGURE 1.9 – Outils de forage à la tarière.

Le mode de forage est décrit dans la figure 10 ci-après.

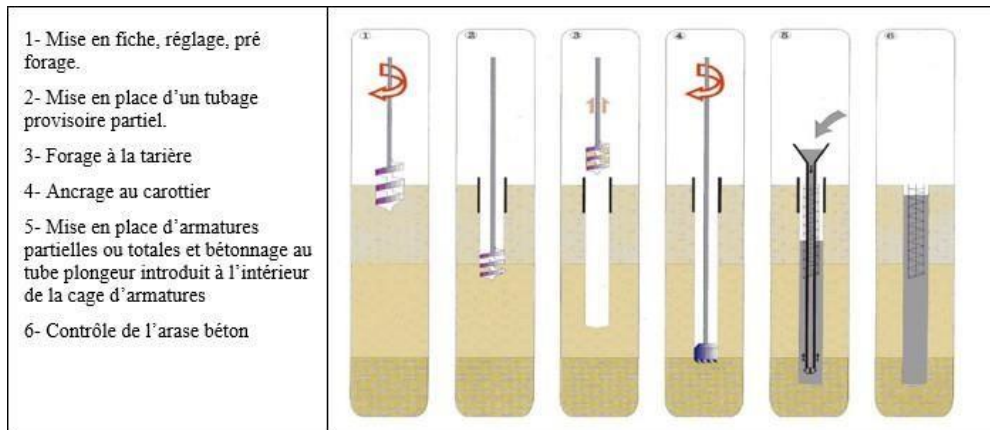


FIGURE 1.10 – Mode de forage Kelly.

C-2) Pieux forés tubés : forage avec blindage métallique

* Conditions : Réservé aux terrains cohérents ou pulvérulents avec présence d'eau.

* Avantages :

— Pieux exécutés dans les terrains durs et à grande profondeur.

— Diamètre minimum 600 mm, profondeur jusqu'à 40 m.

* Inconvénients :

— Faibles nuisances sonores dues aux vibrations.

* Mode de forage et outillage

. forage à la tarière avec outils : tarière, trépan.

. Enfoncement du tube par vibrofonçage : vibration et enfoncement par des vérins.

. La verticalité du tube est vérifiée tous les deux ou trois mètres.

. Les matériaux remplissant le tube sont évacués à la benne preneuse (cf. figure 11).

. Même principe de vibrofonçage pour le relevage du tube à la fin de la réalisation.[6]

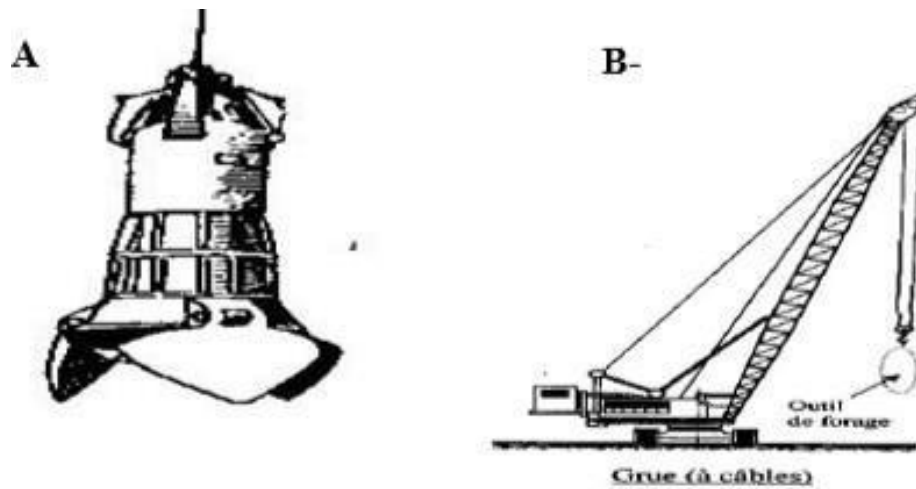


FIGURE 1.11 – Benne preneuse(a), Grue à câbles (b). .

La benne preneuse est suspendue à l'extrémité d'une grue à câble, les coquilles pénètrent dans le sol, puis se referment par un dispositif spécial et les déblais sont remontés (grue à câbles). Le mode de forage est décrit dans la figure 12 ci-dessous.

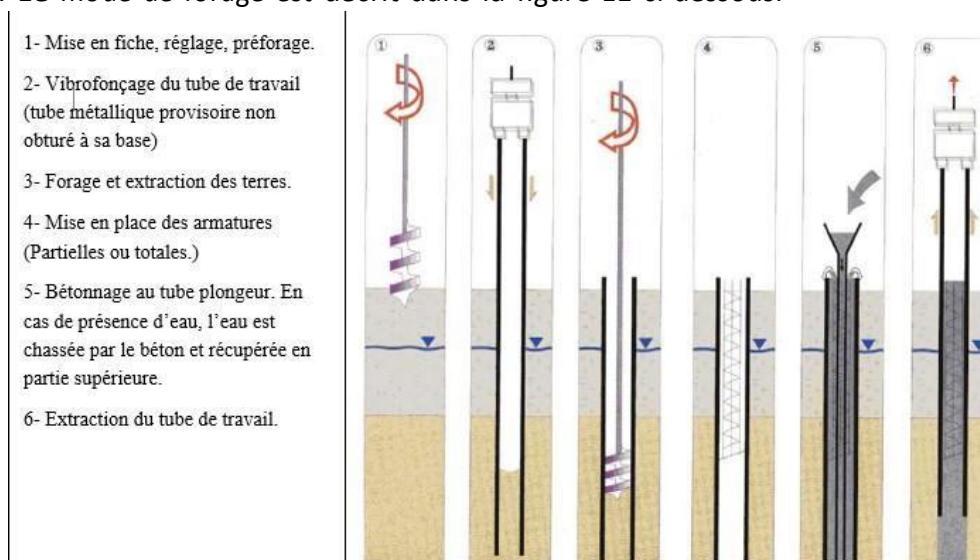


FIGURE 1.12 – Procédé de mise en place d'un pieu foré tubé.

C-3) Pieux forés battus : pieux à tube battu moulés dans le sol.

- * Conditions : Réservé aux terrains meubles ou pulvérulents, sans couches dures, avec présence d'eau. Plateforme de travail propre.
- * Avantages :
 - exécution rapide.
 - Diamètre de 250 à 650 mm.

- Profondeur 6 à 25 m.
- * Inconvénients :
 - Risque de nuisances sonores importantes.
 - * Mode de forage et outillage :
 - Le tube est obturé à sa base soit avec une plaque de métal perdue, soit avec un bouchon de béton (épaisseur du tube : 20 à 35 mm).
 - Lors du battage, la tête du pieu est protégée par un casque et une pièce de bois appelée (Martyre). Elle est positionnée entre le casque et le mouton.
 - Enfoncement du tube par battage avec mouton diesel(cf. figure 13). (Force portante 35 à 140 tonnes). La (volée) est le nombre de coups de mouton nécessaire à l'enfoncement du pieu.
 - Un longeron de guidage maintient le mouton supporté par une grue à câble.
 - La remontée du mouton se fait par câble ou par air comprimé.

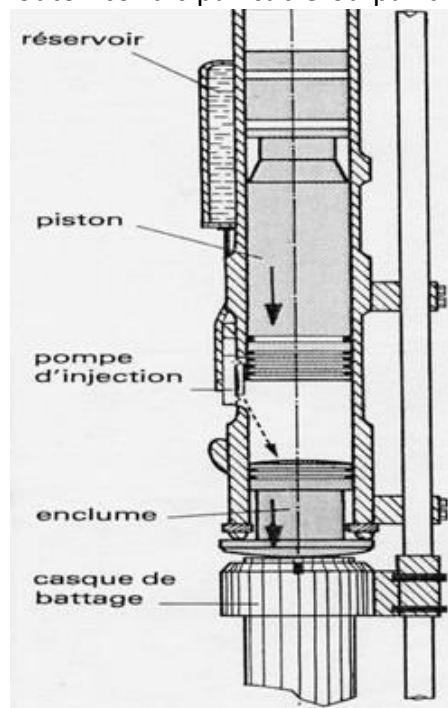


FIGURE 1.13 – Enfoncement du tube par battage avec mouton diesel.

Le procédé de mise en place du pieu battu est donné dans la figure 14 ci-après.

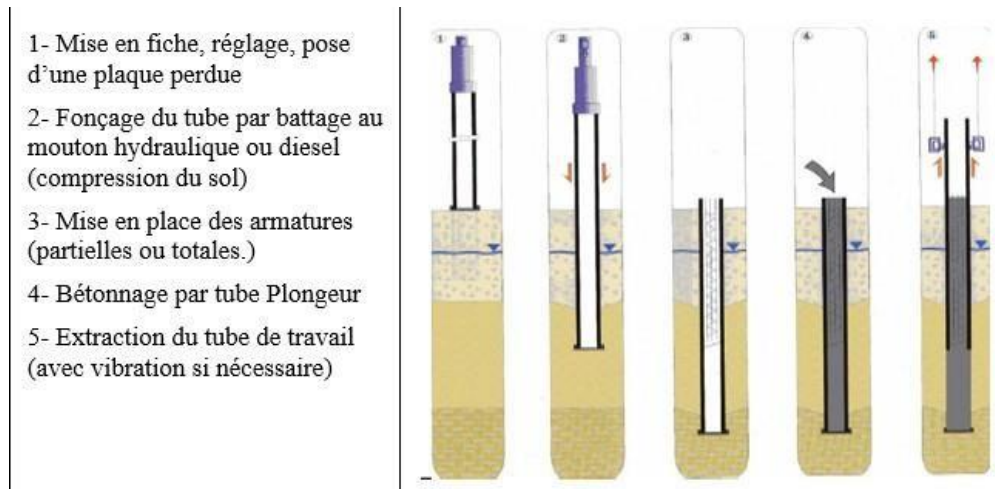


FIGURE 1.14 – Procédé de mise en place d'un pieu foré battu.

C-4) Pieux forés à la boue et barrettes

* Conditions :

- Grandes profondeurs.
- Utilisable pour toutes les natures de terrain avec présence d'eau.

* Avantages :

- Forage de diamètre minimum 800 mm.
- Pas de nuisances.

* Mode de forage et outillage

Outils : trépan et fraise hydraulique.

- Tubage provisoire seulement en partie haute du pieu.
- Le reste du forage est maintenu par une boue injectée
- La boue de forage permet de refroidir les outils de vibration, de remonter les sédiments et de maintenir les parois du coffrage.

Le procédé de forage est décrit en détail dans la figure 15 ci-dessous.[6]

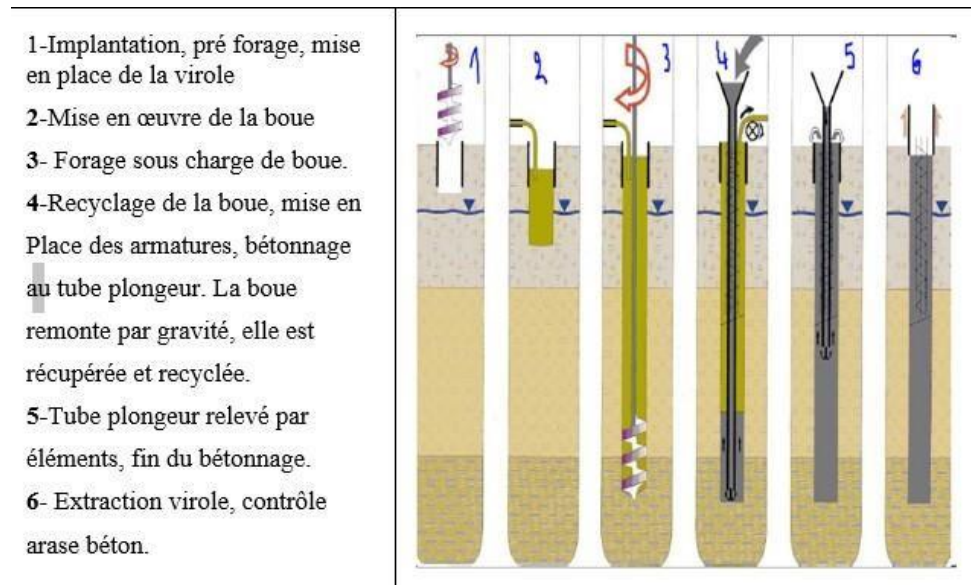


FIGURE 1.15 – Procédé de mise en place d'un pieu foré à la bous et barrette.

C-5) Technique particulière : pieux forés à la tarière creuse

. Principe :

Le forage est exécuté en vissant dans le sol une mèche hélicoïdale cylindrique creuse dont la longueur est au moins égale à celle du pieu à exécuter.

procédé de forage est décrit en détail dans la figure 16 ci-dessous.

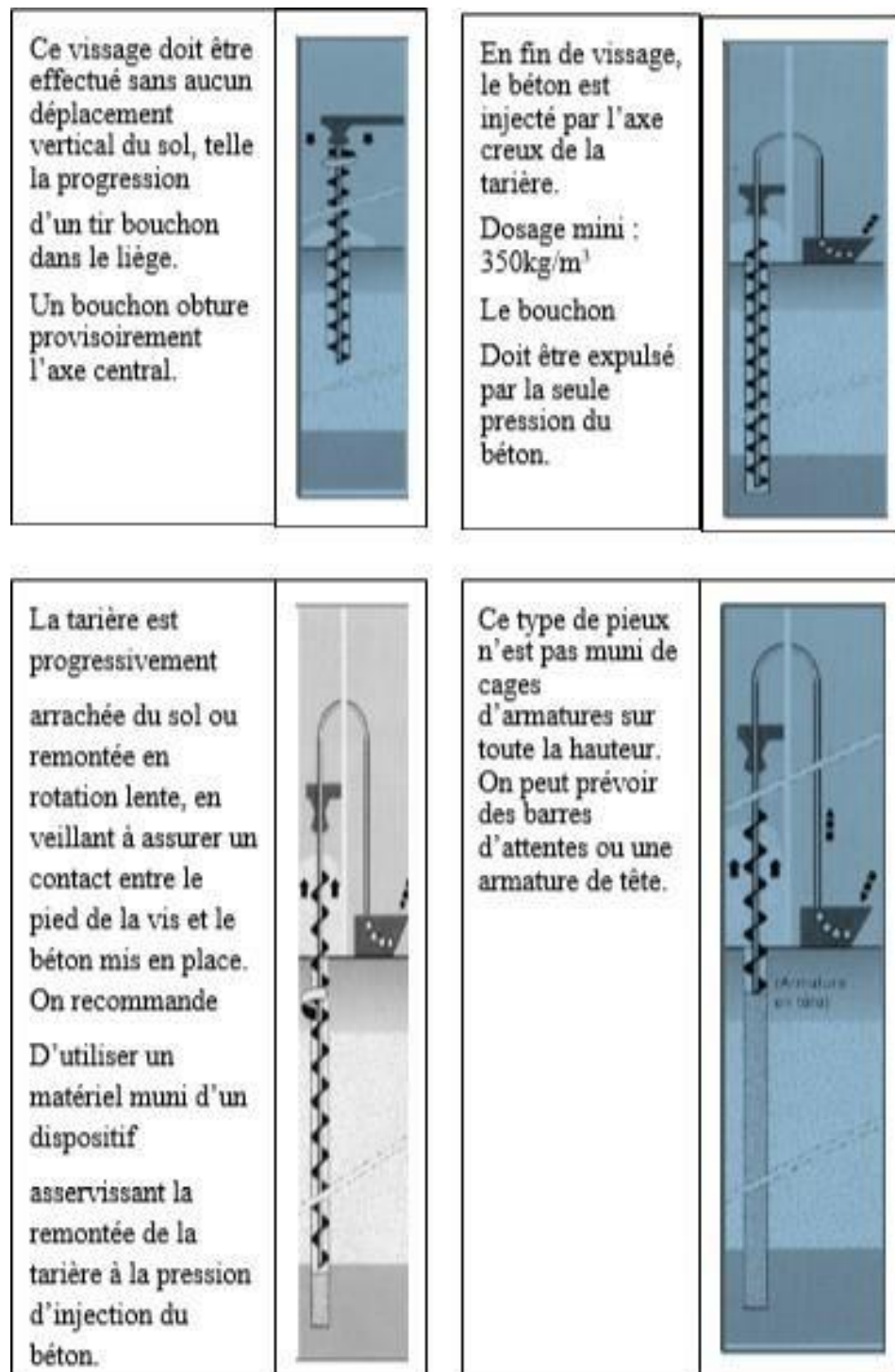


FIGURE 1.16 – Procédé de mise en place d'un pieu foré à la tarière creuse.

C-6.) Pieux pilonnés

- * Conditions : Pieux à tube battu entraîné. Ils sont moulés dans le sol sans extraction de terre.
- * Avantages :
 - Forage de petit diamètre 250 à 400 mm.

- profondeur jusqu'à 30 m.
- Utilisable dans une zone avec hauteur réduite et espace exigü (parking).
- Pas de nuisances sonores.

* Mode de forage et outillage [6]

outils : idem que ceux utilisés pour les pieux forés battus : mouton diesel.

Le procédé (le mode) de forage est décrit dans la figure 17 ci-après.

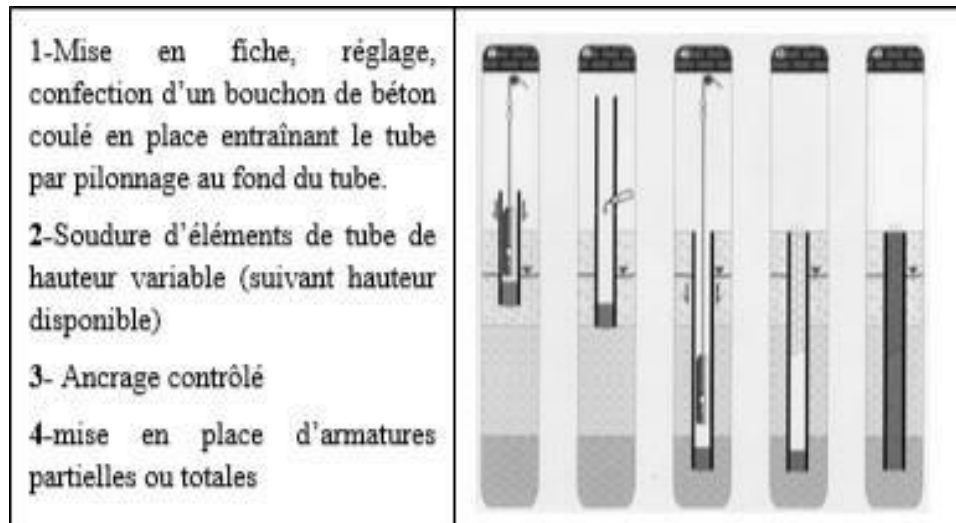


FIGURE 1.17 – Procédé de mise en place d'un pieu pilonné.

C-7) Micropieux

A-3. Micropieux :

Les micropieux sont des pieux de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est, en général, équipé d'armatures et rempli d'un mortier ou d'un coulis de ciment par gravité, au moyen d'un tube plongeur ou par injection. Si la nature du sol le permet, des micropieux en béton façonnés à l'avance peuvent être mis en place par battage ou fonçage. La classification formalisée par le DTU 13.2 peut être rappelée comme suit :[6]

Type I : C'est un pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en l'obturant en tête et en le mettant

sous pression au-dessus du mortier. Ces microporeux ne sont pas utilisés pour les ouvrages de génie civil. [6]

Type II : C'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

Type III : C'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.[6]

Type IV : C'est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. L'injection est répétitive et sélective. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.[6]

. Conditions :

- Travail sous hauteur réduite.
- Espace exigü.
- Reprise pour stabiliser ou renforcer des fondations existantes. (en cas de tassements ou de reprise de charges plus importantes).

. Avantages :

- Forage de diamètre max 250 mm.
- Profondeur 5 à 30 m.

— Pas de nuisances.

* Mode de forage et outillage Outils : tarière, trépan, tube, boue de forage.

Le mode de forage est décrit dans la figure 18 ci-dessous.

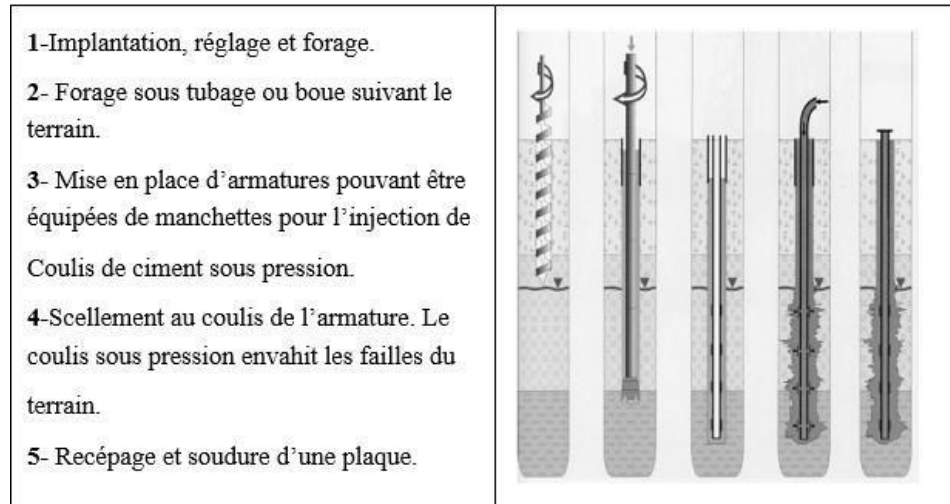


FIGURE 1.18 – Procédé de mise en place d'un Micropieux.

1.3.2.2 PUIITS

Un puits de fondation s'apparente à un gros pilier, armé ou non, prenant appui sur le sol résistant, à une profondeur supérieure à 2 mètres. Il reçoit de fortes charges.

Cette solution est choisie si :

- la couche superficielle présente une résistance insuffisante pour équilibrer les charges ou risque de subir des tassements importants au cours du temps.
- les charges sont importantes et concentrées. Les emplacements des puits sont ceux des éléments de construction les plus chargés :
- angles extérieurs ou intérieurs.
- intersections de murs intérieurs.
- poteaux en B.A. (d'angle, de rive, intérieur).
- trumeaux en B.A.

Le nombre de puits résulte d'un compromis entre des exigences en conflit :

- d'une part, le terrassement et le remplissage en béton pour les puits
- de l'autre, la portée et la section des longrines, dépendantes des puits.

Le choix de l'entreprise doit concilier à la fois l'aspect technique et l'aspect économique.

1.3.2.3 BARETTES :

Colonne en béton armé moulée dans le sol où la tranchée creusée est maintenue ouverte au moyen d'un fluide de support (coulis à base de bentonite).

L'exécution des barrettes reprend le principe de celui des pieux forés boue, mais s'en distingue par l'utilisation d'un outil de forage de forme différente (benne à câble, benne hydraulique, ou « fraise »), qui confère à la fondation une section rectangulaire.

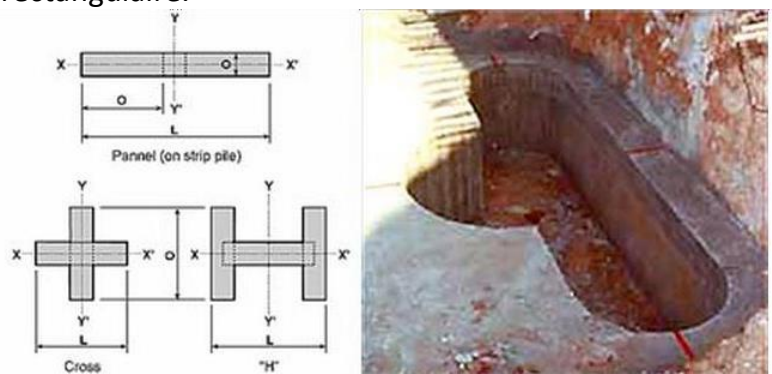


FIGURE 1.19 – Fondations des barrettes en forme de T.

Le procédé (le mode) de forage est décrit dans la figure ci-après

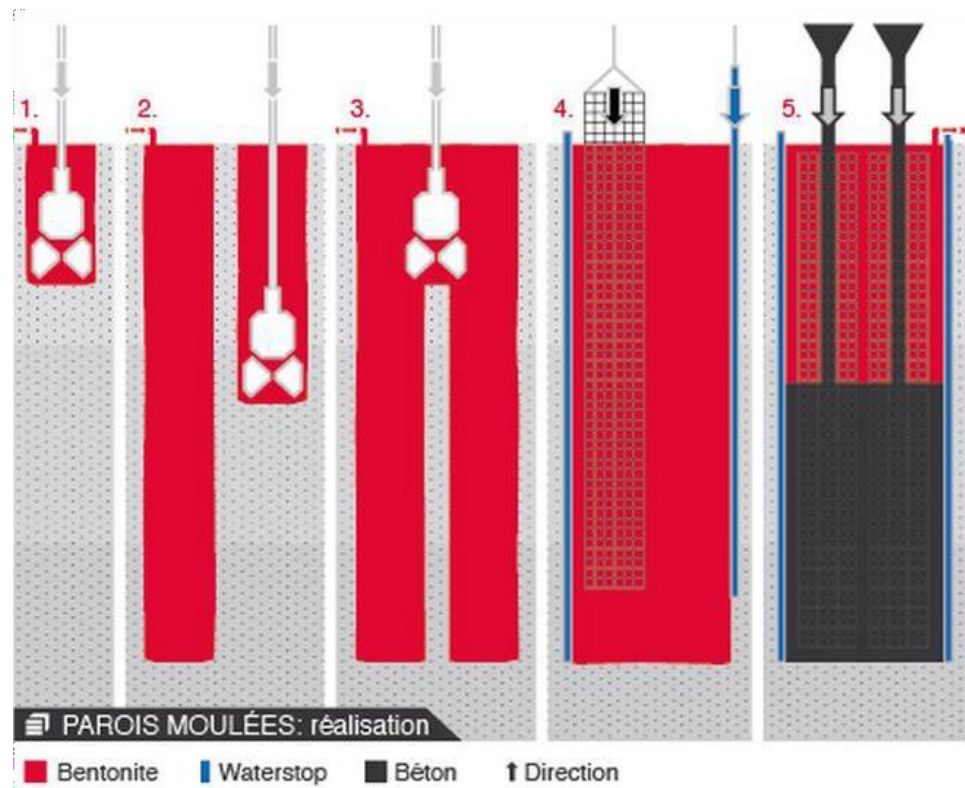


FIGURE 1.20 – Procédé de mise en place d'une barrette selon la technique de la paroi moulée.

1.3.2.4 PAROI MOULEE :

Une paroi moulée est un mur en béton armé creusé et coulé à même le sol. Pour l'exécution de la paroi, on creuse une tranchée par panneaux adjacents réalisée à la profondeur et avec l'épaisseur voulue. La tenue des parois de forage se fait grâce à un fluide de stabilisation à base de boues bentonitiques ou à base de boues polymères.

Les panneaux sont équipés d'une cage d'armatures permettant la reprise des efforts. Le fluide de stabilisation est ensuite traité pour permettre un bétonnage de qualité. Le bétonnage se déroule au tube plongeur.

Elles assurent :

- Le soutènement de terres sans rabattement de nappes.
- Le rôle porteur pour les constructions (fondation et mur).
- L'écran d'étanchéité pour les sous-sols.

Les parois moulées sont des parois en béton armé moulées dans le sol. Elles font généralement office de barrière d'étanchéité à l'eau ou de soutènement des terres pour des fouilles assez profondes ($> 6m$), voire très profondes ($> 20m$).

Dans de nombreux cas, elles revêtent également une fonction portante permanente. Les parois moulées peuvent être réalisées à proximité de constructions et fondations existantes, à condition d'en tenir compte lors du phasage d'exécution.

Lors de la réalisation d'une paroi moulée, on creuse, à l'aide de grappins rectangulaires spéciaux (voir la figure 21), des tranchées individuelles dans le sol ('panneaux'), jusqu'à la profondeur requise. Pour éviter l'effondrement de la tranchée durant l'excavation, celle-ci est remplie d'un fluide de support (généralement de la boue bentonitique). Après l'excavation, le fond de la tranchée est nettoyé et le fluide de support est remplacé. Des cages d'armatures préfabriquées sont alors immergées dans la tranchée et cette dernière est ensuite bétonnée à l'aide d'un ou plusieurs tubes plongeurs. La figure 22 ci-dessous, indique l'ordre de mise en œuvre d'un panneau individuel.

Un panneau standard a une largeur de 0,6 à 1,5 m, une longueur de 2,8 à 8 m et est généralement réalisé jusqu'à une profondeur d'environ 30 m. En réalisant ces panneaux de manière contiguë, on obtient une paroi continue dans le sol.

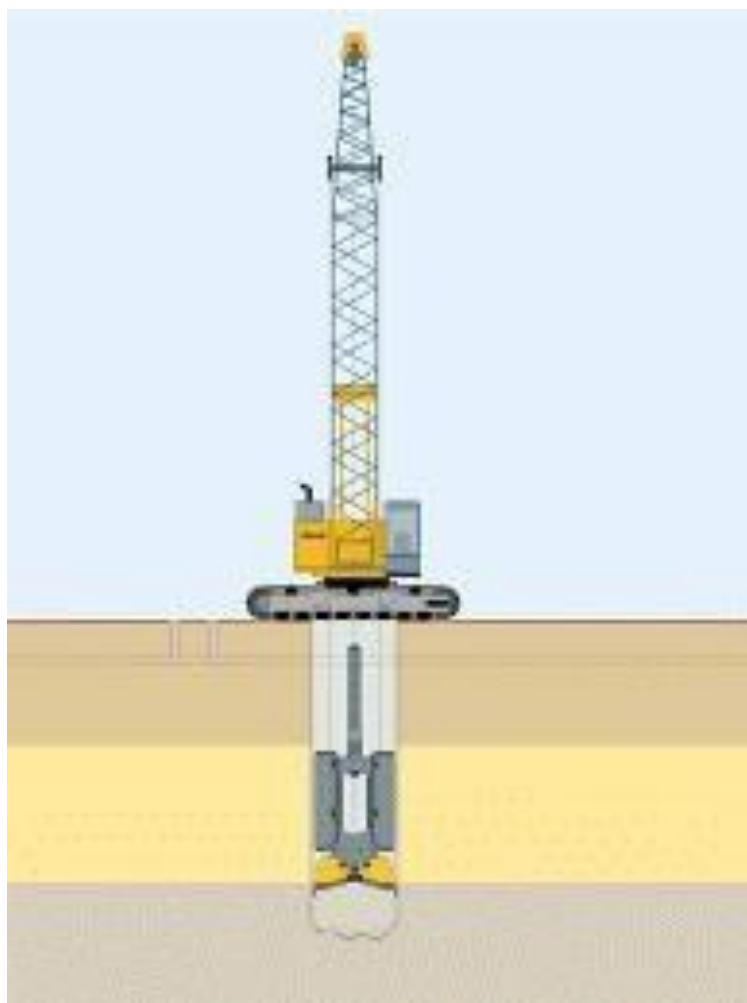


FIGURE 1.21 – Grappins à parois moulées.

Les parois moulées ont déjà été régulièrement appliquées comme fondation dans le cadre de fouilles profondes en zones urbaines.

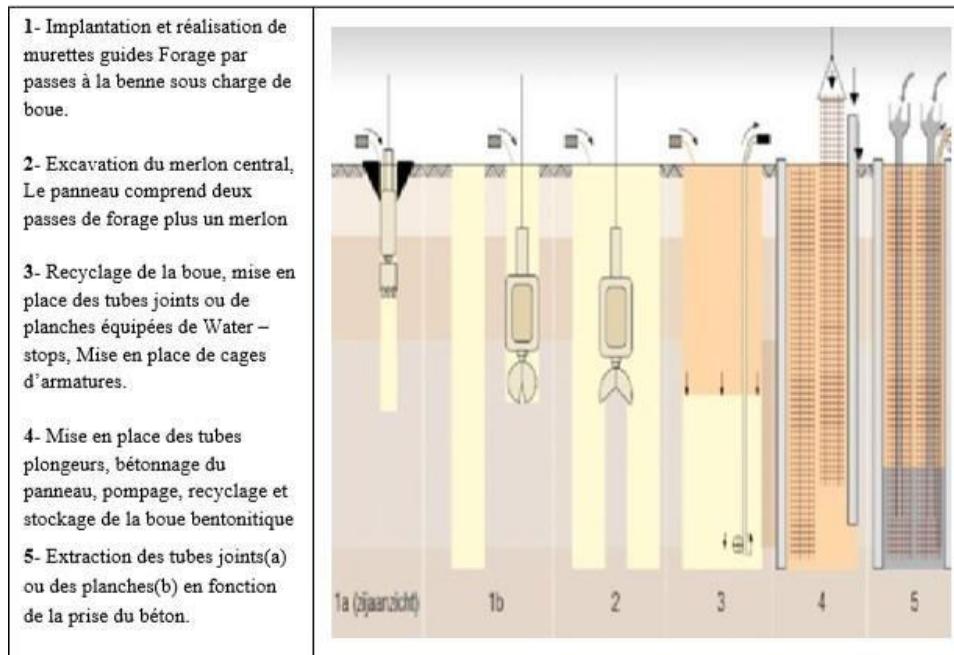


FIGURE 1.22 – Procédé de mise en place d'une paroi moulée.

Les parois moulées ont déjà permis la réalisation de fouilles jusqu'à 4 niveaux souterrains. La stabilité horizontale de la paroi moulée peut alors être assurée par l'utilisation d'un ou de deux niveaux d'ancrage ou par l'utilisation de plusieurs rangées de clous.

- Avantages :

- Grandes profondeurs de parois possibles ;
- Excavations à grande profondeur ;
- Grande capacité portante comme élément de fondation ;
- Reprise de pression des terres et des eaux très importante ;
- Possibilité d'excavation à côté des bâtiments existants ;
- Réalisation sans vibration.

- Inconvénients :

- Cette technique est relativement très coûteuse.
- Une grande quantité de matériaux est employée.
- L'entreprise doit avoir une technicité très pointue.
- Les caractéristiques mécaniques et la durabilité du béton sont moindres car le béton est coulé au contact du sol.
- De plus elle nécessite généralement un étayage provisoire ou définitif, comme les murettes.

Les parois moulées ont déjà été appliquées comme :

- Élément de fondation dans des immeubles (barrettes).
- Mur de retenue de terres et de l'eau permanent pour des fouilles profondes.
- Mur de soutènement pour des tunnels.
- Murs de quai.

1.3.3 Détermination de la charge limite d'un pieu

Une fondation profonde (pieu) est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées. Si le sol est supposé comme un matériau rigide plastique, Il se développe deux mécanismes engendrant deux surfaces de rupture l'une à la base du pieu et l'autre le long de la longueur de ce pieu (cf. figure 2).

On a donc soit :

- Résistance en pointe (à la base du pieu).
- Frottement latéral (sur toute la surface de la longueur du pieu).
- Résistance en pointe et frottement latéral (cas courant).

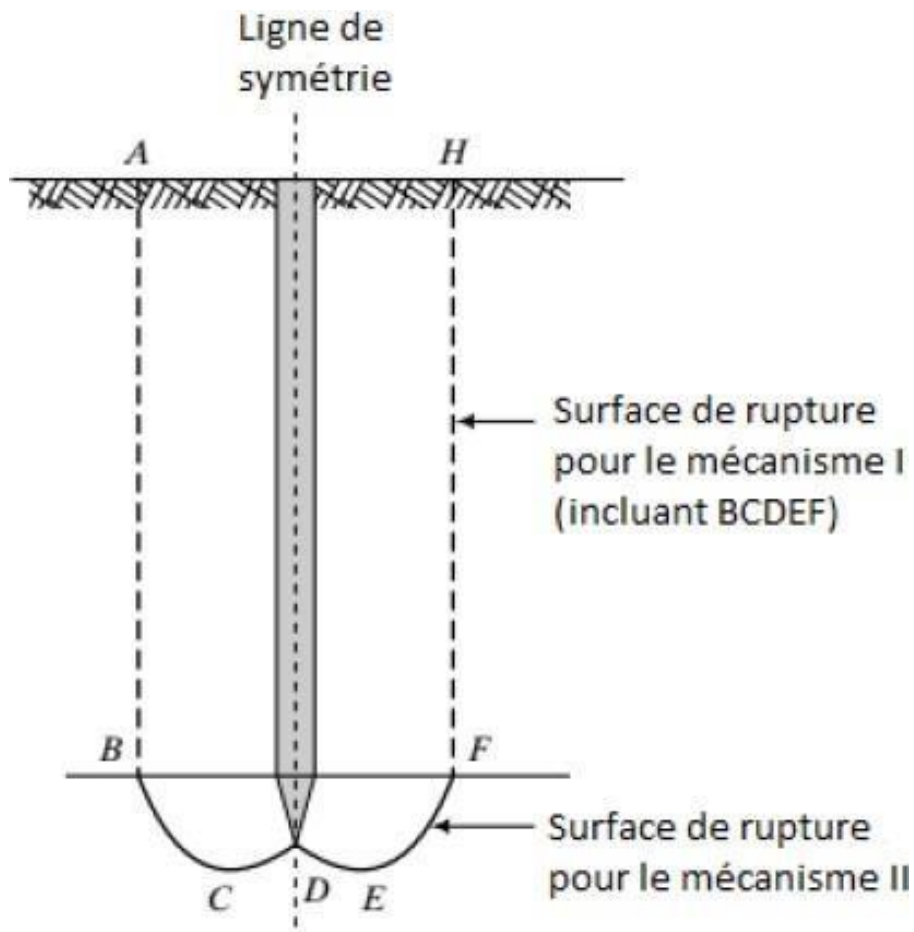


FIGURE 1.23 – Deux mécanismes de rupture plausibles (Muni BUDHU, 2011) .

Les formules constituent une adaptation aux fondations sur pieux des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations. Ainsi, la charge ultime Q_u d'un pieu est la somme de la charge supportée par la pointe du pieu Q_p et la résistance du frottement totale de la surface latérale du pieu en contact avec le sol adjacent Q_s (cf. figure 1.24) :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Avec :

Q_u : capacité portante globale ultime du pieu.

Q_p : La charge limite de pointe.

Q_s : charge limite due au frottement latéral (sol-pieu).

— La charge limite de pointe est donnée par :

$$Q_p = p \cdot A \cdot q_p$$

— La charge limite de frottement est donnée par :

$$Q_s = s \cdot P \cdot q_{si} \cdot e_i$$

Avec :

- p : coefficient réducteur de section de l'effort de pointe.
- s : coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral.
- A : Aire de la section droite du pieu.
- P : Périmètre du pieu.
- q_p : résistance limite de pointe.
- q_{si} : frottement latéral unitaire limite dans la couche i .
- e_i : épaisseur de la couche i .
- h : hauteur d'ancrage

La charge limite est défini par :

- en compression : $Q_u = Q_p + Q_s$

La charge limite en traction Q_t :

— en traction : $Q_t = Q_s$

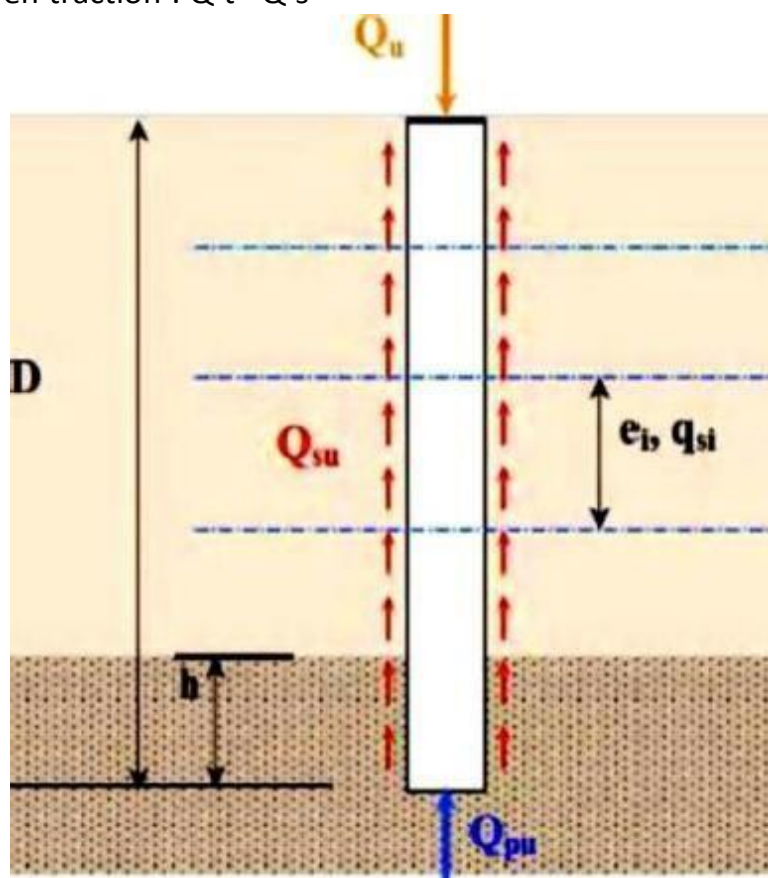


FIGURE 1.24 – Charge limite Q_u d'un pieu isolé. Cité par (A. KASSOUL, 2016) .

TABLE 1.1 – Valeurs de Pp et Ps.

Type de pieu	Argiles		Sables	
	Pp	Ps	Pp	Ps
Section pleine, tubulaire fermé	1.00	1.00	1.00	1.00
Tubulaire ouvert, pal-pieux	0.50	1.00	0.50	1.00
Pieux H	0.50	1.00	0.75	1.00
Palplanches	0.50	1.00	0.30	0.50

La détermination de A et de P ne pose pas de problème particulier pour les pieux à section pleine, ou pour les pieux tubulaires fermés. Pour les autres sections, on se référera à la figure 1.25 ci-dessus.

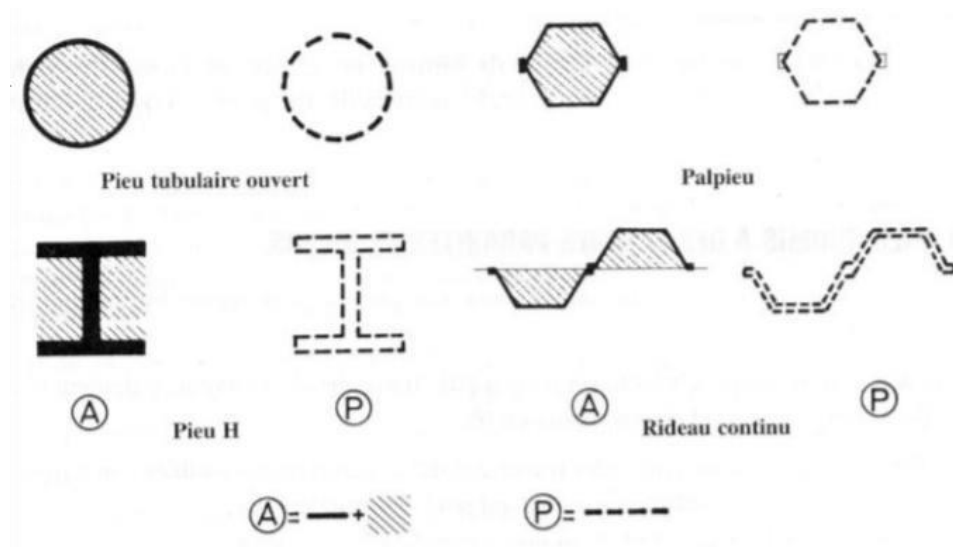


FIGURE 1.25 – Définition de A et P pour les pieux tubulaires ouverts les palplanches et profilés H.

1.3.4 DIMENSIONNEMENT DES PIEUX

1.3.4.1 Détermination de la contrainte limite de pointe qpu

Le fascicule 62 définit une hauteur d'encastrement équivalente D_e selon la formule suivante :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}} \int_0^D P_l(z).dz$$

avec :

- P_{le} : Pression limite nette équivalente
- $P_l(z)$: pression limite nette à la profondeur z
- d : pris en général égal à 0
- D : hauteur d'encastrement réelle du pieu La valeur de la pression limite nette équivalente est :

$$P_{le} = \frac{1}{b + 3a} \int_{d-b}^{D+3a} P_l(z).dz$$

Avec :

- a : max ($B/2$; 0.50m)
- b : min(a , h)
- h : ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu qpu est donnée par la formule :

$$Q_{pu} = k_p.P_{le}$$

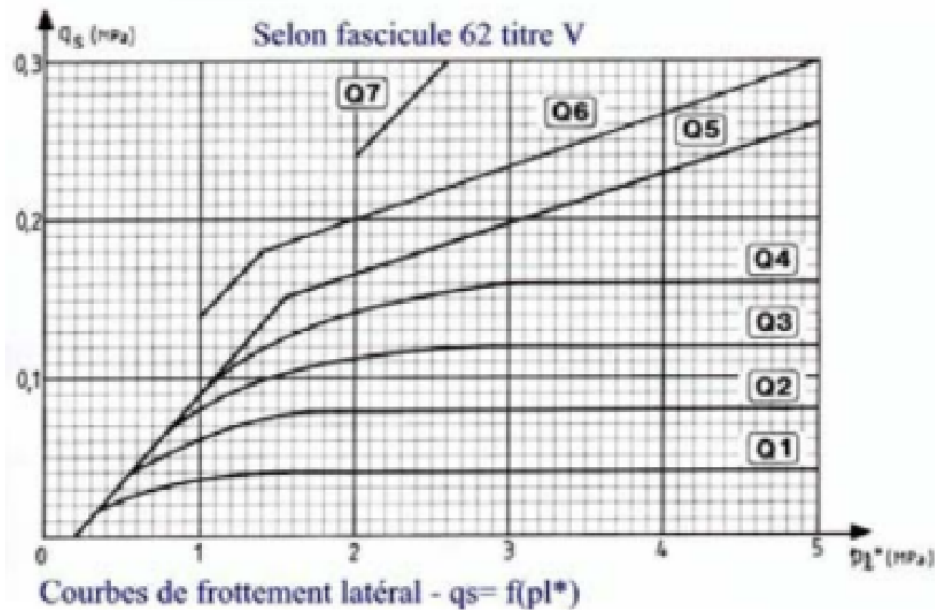
K_p : coefficient de portance.

Nature des terrains		Eléments mis en oeuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en oeuvre avec refoulement du sol
ARGILES – LIMONS	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
SABLES – GRAVES	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
CRAIES	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
MARNES , MARNO – CALCAIRES		1,8	2,6
ROCHES ALTEREES ⁽¹⁾		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2
(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.			

FIGURE 1.26 – Valeur de K_p selon le fascicule 62.

1.3.4.2 Détermination du frottement latéral Q_s

les valeurs de $Q_s = f(p_l)$ sont données par le tableau suivant (Selon le fascicule 62) :



	Argiles, limons			Sables, graves			craies			marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾
Foré boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾
Foré tube (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄
Foré tube (tube perdu)	Q ₁			Q ₁		Q ₂				Q ₂	Q ₃
puits	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃				Q ₃	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃						Q ₃	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄				Q ₃	Q ₄
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	
Injecté haute pression		Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆		Q ₅	Q ₆	Q ₆	

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
 (2) Pieux de grandes longueurs (supérieure à 30m).
 (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
 (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
 (5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses).
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit

FIGURE 1.27 – Courbes de frottement latéral limite.

1.3.4.3 Détermination des charges admissibles sous différentes sollicitations A l'E.L.S.

selon le fascicule 62, il est fait référence à la charge de fluage notée Q_c .

	Charge de fluage en compression	Charge de fluage en traction
Pieux forés	$Q_c = 0.5 Q_{pu} + 0.7 Q_{su}$	$Q_{tc} = 0.7 Q_{su}$
Pieux battus	$Q_c = 0.7 Q_{pu} + 0.7 Q_{su}$	

Les valeurs des charges admissibles sont données dans le tableau ci-dessous :

Etats limites	Combinaisons	Traction Q_{min}	Compression Q_{max}
E.L.U.	Fondamentales	$-\frac{Q_{tu}}{1.40}$	$\frac{Q_u}{1.40}$
	Accidentelles	$-\frac{Q_{tu}}{1.30}$	$\frac{Q_u}{1.20}$
E.L.S.	Rares	$-\frac{Q_{tc}}{1.40}$	$\frac{Q_c}{1.10}$
	Quasi-permanentes	$0^{(1)}$	$\frac{Q_c}{1.40}$
⁽¹⁾ D'après le fascicule 62, les pieux ne sont pas conçus pour travailler en traction de façon permanente. Cependant, ce type de fonctionnement est admis pour les micros pieux			

1.4 Conclusion

Ce chapitre expose, les généralités sur les fondations profondes telles que les pieux qui sont Utilisés dans les grands ouvrages. Nous avons aussi défini le pieu et fait sa classification.

Les fondations profondes peuvent être réalisées à partir de différentes techniques en fonction du type de pieux utilisé. Les pieux forés tubés sont les plus employés : le sol est extrait au moyen d'engins spécifiques jusqu'à la profondeur désirée. Le bétonnage est effectué à l'aide d'un tube plongeur.

D'autres techniques de réalisation existent, tels que les pieux forés à la boue, les pieux à la tarière ou les barrettes.

Ce type de fondations requiert un matériel et un savoir-faire particuliers. Seules les entreprises spécialisées dans ce domaine sont en mesure de réaliser ces ouvrages.

les défauts observés dans les pieux isolés

2.1 Introduction :

Pendant la construction, des problèmes peuvent survenir concernant les pieux en raison de plusieurs pratiques de construction qui peuvent avoir été mal suivies. Cela comprend des problèmes tels que des eaux souterraines stagnantes, des problèmes géométriques de dimensionnement, une irrégularité dans les éléments (ou les dosages) du mélange de béton et divers autres facteurs.

Les principaux problèmes qui se posent en raison de ces défauts de construction dans les pieux sont l'impact causé sur les capacités de charge et de répartition des charges qui pourraient provoquer l'effondrement de l'ensemble de la structure. La transmission des charges de la structure supérieure est effectuée sur un substrat solide à l'aide du frottement alors qu'il repose sur le substratum rocheux (dans le meilleur des cas). Cependant, cette transmission très forte est possible tant qu'aucun problème majeur d'intégrité n'est présent dans les pieux en béton.

2.2 Notion de 'Anomalie' 'défaut' et défaillance'

Les défauts dans son sens très large des fondations sur pieux, tels que les défauts de col, les imperfections de renflement, les bétons faibles, les fissures et les pieux brisés, peuvent entraîner une diminution de la capacité portante et de la stabilité structurelle de la fondation. On distingue les termes utilisés pour cela comme suit :

2.2.1 Anomalie

Toute caractéristique irrégulière dans les résultats d'un contrôle non destructif (CND). Une anomalie peut être due à un appareil de contrôle (par exemple le bruit), aux moyens utilisés (par exemple le décollement du tube d'accès), au sol environnant (par exemple des changements brusques dans le frottement du sol) ou au pieu lui-même.[7]

2.2.2 Défaut

Défaut qui, en raison de sa grandeur ou de son site, peut avoir un effet négatif sur la résistance, la durabilité et/ou la capacité du pieu. C'est l'observation visuelle de l'irrégularité du pieu.[7]

2.2.3 Défaillance

Tout écart par rapport à la forme ou à la composition prévue du pieu lui-même ou du groupe de pieux alignés comme le montre la figure 2.1, qui n'affecte pas nécessairement les performances de l'ensemble de pieux constituant le groupe (une barette ou une paroi moulée).[7]



FIGURE 2.1 – Défaillances des pieux coulés in situ.

2.3 Cause des défaillances des fondations sur pieux

2.3.1 Causes de conception

L'erreur de conception est l'une des causes de défaillance de la fondation occasionnée par l'ingénieur en construction. Par exemple, lorsqu'un sol subit un soulèvement du niveau d'eau après une pluie, la conception des fondations doit être effectuée en tenant compte d'une réduction de la capacité portante ou d'une conception en condition non drainée, ce qui n'est pas fait la plupart du temps.

2.3.2 Causes naturelles

- **Rétrécissement ou gonflement** Le plus souvent, la défaillance de la fondation est causée par le mouvement de sols expansifs et plastiques sous différentes sections de la fondation. Un sol expansif est un sol qui présente de grands changements de volume lorsque sa teneur en eau change. Le volume se modifie, qui peut prendre la forme d'un retrait, en provoquant un tassement, ou une expansion (un soulèvement). Le rétrécissement du sol est la réduction du volume en vrac qui se produit pendant le séchage, de sorte que lorsque des conditions sèches prévalent, les sols perdent constamment de l'humidité et rétrécissent. Il se produit à des degrés divers dans tous les sols, mais surtout dans les sols argileux. De plus, si un sol rétrécit, il peut généralement gonfler. Lorsque les niveaux d'humidité

sont élevés, les sols gonflent. Le soulèvement et le tassement alternés dus aux variations climatiques saisonnières entraînent une dégradation et endommagent les fondations.

- **Érosion et affouillement des sols** L'érosion est définie par le Code international du bâtiment (IBC, 2006) comme "l'usure de la surface du sol due au mouvement du vent, de l'eau ou de la glace".
- **Modification du niveau de la nappe phréatique** Les fluctuations du niveau de l'eau d'une nappe phréatique modifie l'état du sol qui entoure le pieu enterré et le pieu lui-même en le fragilisant si par exemple le béton de construction du pieu est faible (beaucoup de fines). La nature du sol et sa plasticité va affecter le frottement sol-pieu et donc il est important de tenir compte de ce point.

2.3.3 Causes accidentelles

- **Tremblements de terre** Le tremblement de terre est le mouvement de la surface de la Terre, résultant de la libération soudaine d'énergie dans la lithosphère terrestre qui crée des ondes sismiques. Les tremblements de terre sont la cause la plus fréquente de défaillance des fondations due aux vibrations du sol. Les secousses violentes d'un tremblement de terre peuvent endommager des maisons, des bâtiments, des ponts ou toute autre structure artificielle.
- **Glissement de terrain** La rupture de la fondation due au mouvement rapide de la masse terrestre sur une pente se produit lorsqu'une pente naturelle ou artificielle sur laquelle la structure existe devient instable. Les principales causes d'instabilité de pente (glissement de terrain) peuvent être identifiées comme une pente raide, des changements de la nappe phréatique, de fortes pluies, des tremblements de terre et d'autres vibrations, et l'élimination du pied d'une pente ou le chargement de la crête d'une pente, les deux pouvant être le résultat de facteurs anthropiques et géologiques. La résistance à un glissement de terrain ou à une instabilité de pente est offerte par le type de sol et la géométrie de la pente.

2.3.4 Erreurs de construction

Lors de la construction, une séquence de réalisation adéquate, si elle n'est pas suivie, peut endommager les fondations. Il existe deux sources communes d'erreurs de construction, les mesures de protection temporaires, les erreurs liées aux étayages temporaires, aux

contreventements et aux batardeaux temporaires, et les travaux de fondation eux-mêmes. Les premiers concernent tous les travaux effectués après la construction des fondations. Lorsque la fondation est soumise à des causes de défaillance, elle n'est plus en mesure de soutenir la structure. La rupture de la fondation décrit la façon dont une fondation est endommagée. Elle est liée à une cause de défaillance et peut avoir différentes causes. Pour chaque type de défaillance, il existe une possibilité de remédier, ce remède peut être préventif ou réparateur mais dans certains cas comme un tremblement de terre, il n'y a aucun moyen de prévenir.

2.4 Problèmes d'intégrité les plus courants des pieux en béton

Les pratiques de construction peuvent avoir un impact négatif sur l'intégrité des pieux forés. Chaque chantier est unique, en fonction du type de sol et de l'état du sous-sol, une pratique de construction est adaptée. Cela fait de la construction de chaque pieu individuel un projet unique. Une autre complication est que les problèmes de forage se produisent à l'intérieur du trou, loin des yeux curieux de l'entrepreneur ou de l'inspecteur, ce qui rend très difficile la vérification de la qualité et de l'intégrité des trous forés.[8]

Les problèmes d'intégrité sont généralement classés en fonction de l'endroit du cycle de construction où le défaut se produit :

- Défauts résultant de problèmes généraux de construction,
- Défauts résultant de problèmes de forage.
- Défauts résultant de problèmes de gestion des coffrages.
- Défauts résultant des problèmes du sol.
- Défauts résultant de conception.

2.4.1 Quelques déformations courantes des pieux

C'est l'apparition de déformations et de défauts dans les pieux qui nécessite, en premier lieu, le test d'intégrité et d'autres tests. En effet, directement ou indirectement, ces déformations apparaissant affectent le fonctionnement normal du pieu selon sa conception. L'apparition de distorsions dans la structure peut être déterminée soit au niveau

de la fabrication, soit au niveau de l'installation. Dans tous les cas, les déformations interfèrent avec le fonctionnement normal du pieu, elles doivent donc être détectées et traitées. Cette partie fournit une brève discussion de certaines des déformations de pieu les plus courantes, à savoir le confinement du sol, le renflement, la striction, les vides et les fissures.

- **Inclusion de sol :**

Lorsque des matériaux indésirables pénètrent dans la structure du pieu, cela peut entraîner des impacts négatifs sur le fonctionnement général du pieu. Ces matériaux indésirables pourraient se présenter sous la forme de mottes de sol, de pierres, de bâtons, etc. L'inclusion de ces matériaux étrangers pourrait aller jusqu'à affecter la capacité portante du pieu en termes de réduction, de sorte que leur négligence n'est pas recommandée. La figure 2.2 montre une inclusion se produisant dans un pieu, provoquant ainsi un défaut de pieu.[8]

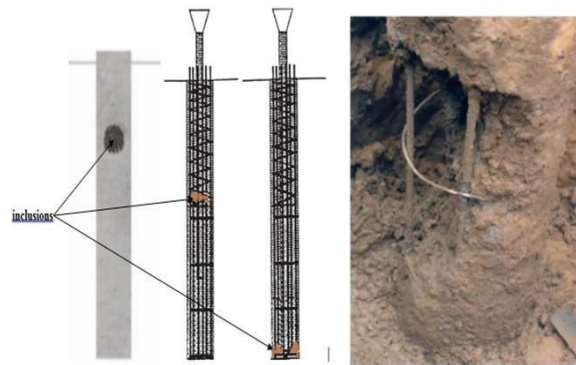


FIGURE 2.2 – Présence d'inclusions de sol dans la structure du pieu.

- **Renflement**

Le renflement est défini comme une sorte d'imperfection de la forme du pieu ; le renflement augmente la section transversale du pieu dans certaines zones de la longueur du pieu. Bien que le gonflement puisse augmenter la capacité de charge ultime du pieu, il est toujours considéré comme un défaut du pieu et doit être étudié. Les tests d'intégrité des pieux peuvent aider efficacement à identifier les bulbes ou renflements et les rétrécissements dans les pieux en béton (cf. figure 2.3).[8]

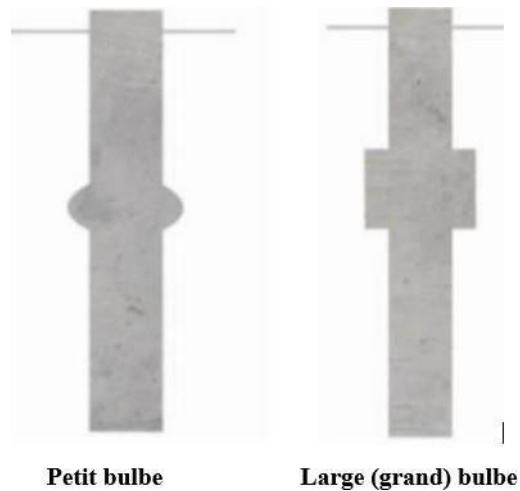


FIGURE 2.3 – Bulbes ou renflements dans la structure des pieux.

- **La striction (ou étranglement)**

La striction (étranglement) se produit lorsqu'il y a une diminution significative de la section transversale du pieu à une certaine profondeur par rapport à la section transversale globale du pieu (cf. figure 2.4). La striction réduit la capacité portante du pieu et augmente également les risques de rupture par compression à la profondeur à laquelle la striction s'est produite.[8]

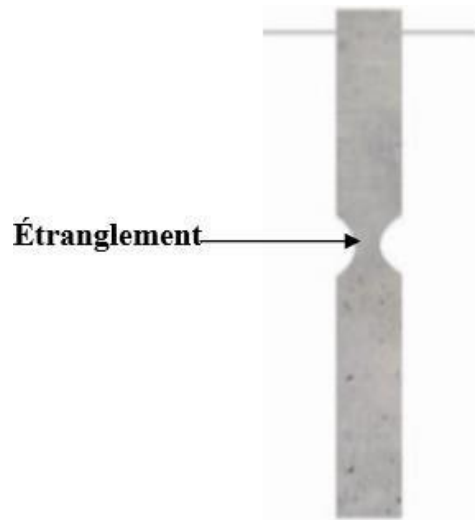


FIGURE 2.4 – Etranglement dans la structure du pieu.

Vides dans le béton

Les vides peuvent affecter la consistance et la qualité des matériaux de pieu. Les vides peuvent affecter la capacité portante des pieux en béton, car ils réduisent la dimension efficace de la section transversale. Les tests d'intégrité des pieux ne fournissent aucune information utile sur la partie du pieu qui se situe sous les principaux vides ou fissures (cf. figure 2.5).[8]

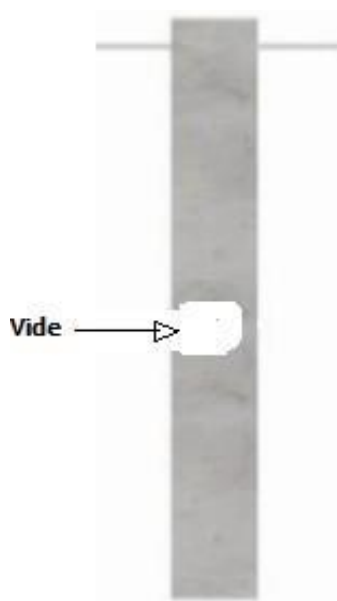


FIGURE 2.5 – Vide dans la structure du pieu

- **Fissures**

Le béton résiste bien aux forces de compression, mais très mal aux forces de traction. La fissuration du béton commence toujours lorsque les contraintes de traction qui agissent sur le béton deviennent supérieures à ce que le béton peut supporter. Cela peut généralement être une indication de rupture de traction. Si la fissure se produit mais dans un pieu à une profondeur particulière, en raison des contraintes de traction qu'il a subies, cela, comme la plupart des déformations, affectera la capacité portante du pieu. La fissuration peut être détectée par les tests d'intégrité, mais si la fissure traverse toute la largeur de la section transversale du pieu, le test d'intégrité de la partie en dessous poserait des problèmes car il interromprait les signaux descendants de franchissement de la fissure vers le pied du pieu (cf. figure 2.6a). Cela pourrait s'aggraver, car les signaux de ces types de fissures pourraient facilement être confondus avec le signal du pied du pieu.[8]

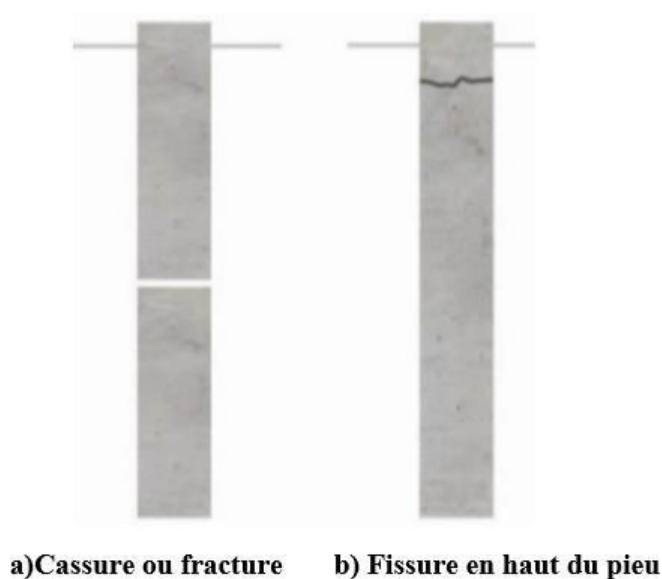


FIGURE 2.6 – : Cassure profonde et fissure en haut de la structure du pieu.

2.5 Méthodes pratiques de calcul de la capacité portante d'un pieu

Plusieurs méthodes pratiques peuvent être utilisées, tant pour une sollicitation en compression qu'en arrachement. Elles sont basées sur les essais ci-après.

2.5.1 Essai au pénétromètre statique :

C'est un essai limité aux sols meubles. Son schéma de principe (cf. figures 2.7 et 8) et les détails de calcul de l'effort de pointe est donné ci-après.

La force totale de pénétration Q_t (en kN) est la force totale nécessaire pour enfoncer dans le sol un train de tiges dont la base est un cône (figure 2.8), sans choc, vibration ou rotation. La force totale est donnée pour la profondeur atteinte par la base du cône.

a- Effort total apparent sur le cône Q_c et résistance apparente à la pénétration du cône q_c

L'effort total apparent sur le cône Q_c est la force nécessaire pour enfoncer dans le sol, sans choc, ni vibration, ni rotation, le cône seul de la pointe pénétrométrique. La résistance apparente à la pénétration du cône q_c est obtenue en divisant l'effort total apparent Q_c

sur le cône par la surface A_c de la base du cône.

$$q_c = Q_c / A_c$$

b- Effort total de frottement latéral Q_{st}

C'est la force obtenue par différence entre l'effort total de pénétration du train de tiges Q_t et l'effort total apparent Q_c sur le cône seul :

$$Q_{st} = Q_t - Q_c$$

c- Effort de frottement latéral local Q_s et frottement latéral unitaire local f_s

Le frottement latéral unitaire local f_s est obtenu conventionnellement en divisant la force Q_s nécessaire à l'enfoncement du manchon de frottement par sa surface latéral A_s .

$$f_s = Q_s / A_s$$

d- Rapport de frottement R_f

Le rapport de frottement R_f est le quotient du frottement latéral unitaire local f_s par la résistance apparente à la pénétration du cône q_c mesurée à la même profondeur (et non au même instant).

$$R_f = f_s / q_c \text{ (en \%)}$$

e- Indice de frottement I_f

C'est le quotient de la résistance apparente à la pénétration du cône q_c sur le frottement latéral unitaire local f_s mesurée à la même profondeur (et non au même instant).

$$I_f = q_c / f_s$$

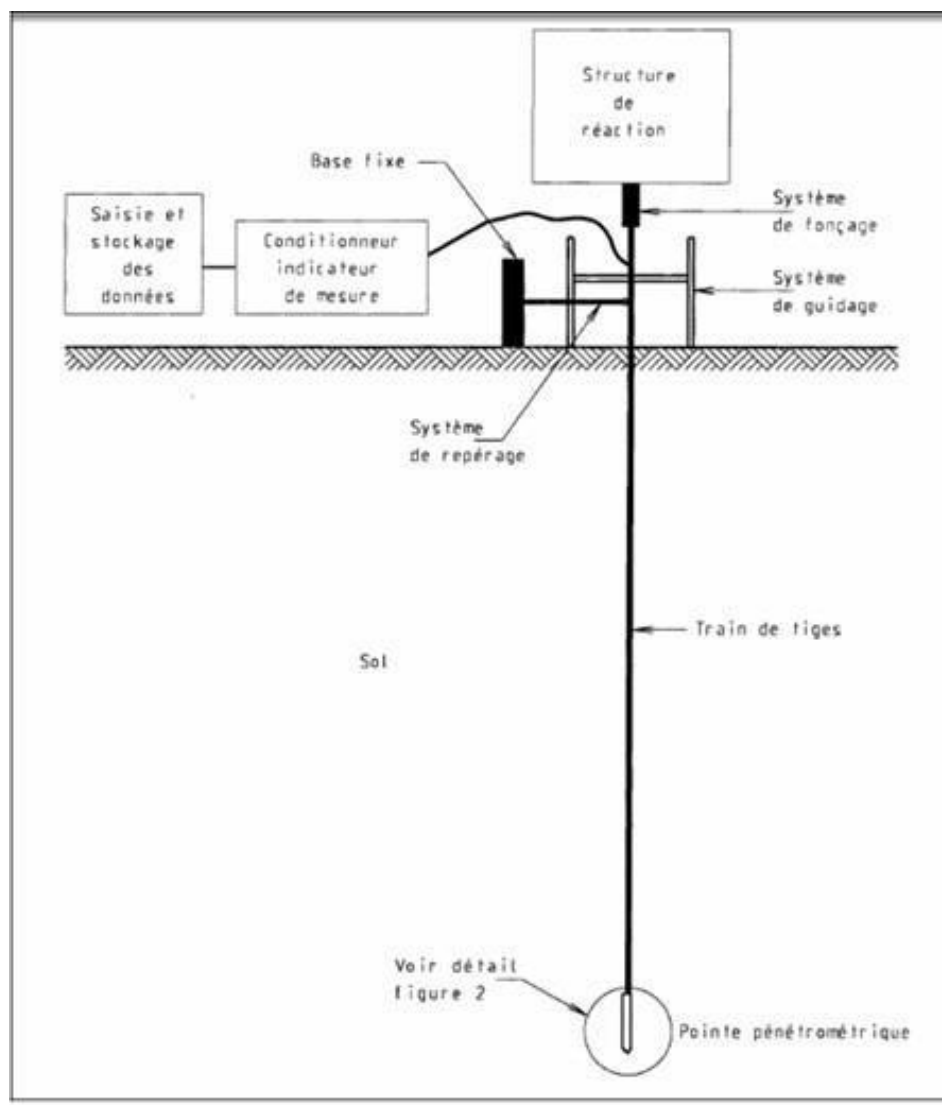


FIGURE 2.7 – Schéma de principe du pénétromètre statique.

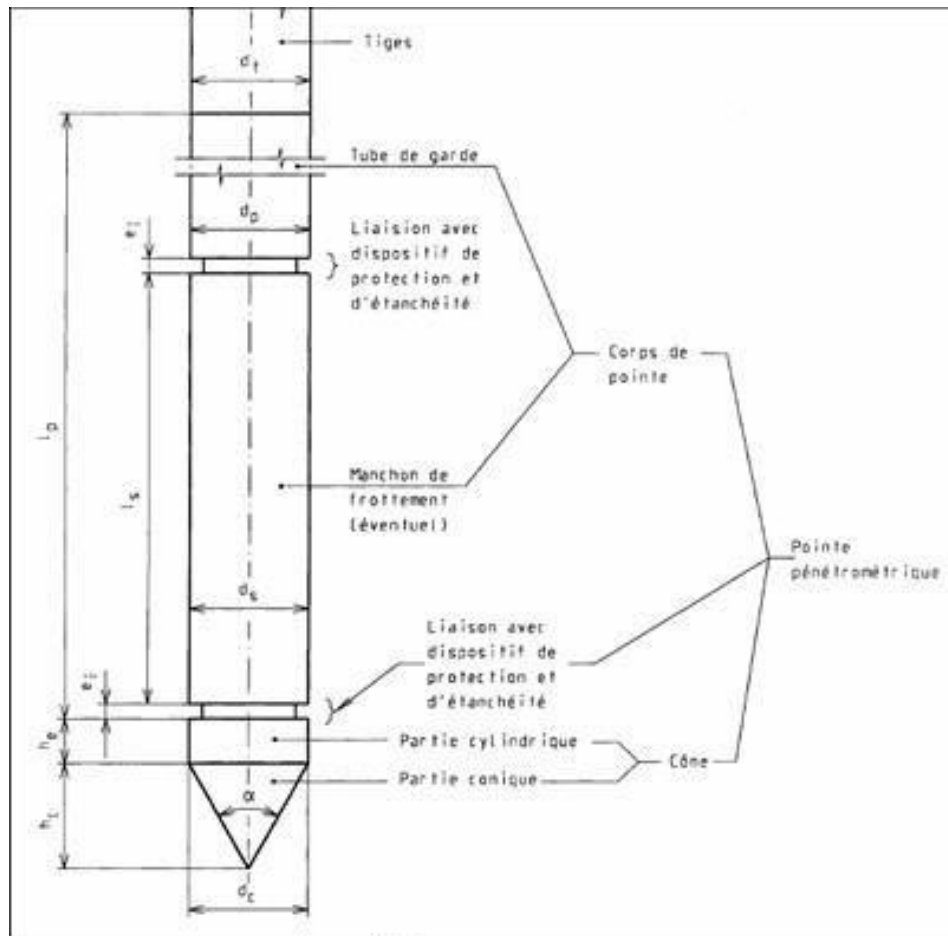


FIGURE 2.8 – Schéma de la pointe pénétrométrique.

2.5.2 Essai au pressiomètre Ménard

Il s'agit de la méthode la plus utilisée, les essais pressiométriques présentent le grand avantage d'être réalisable dans tous les terrains. De plus, elle a été validée par de nombreux essais de chargement de pieux réels. Le schéma de principe est donné en figure 2.9 et la courbe d'enregistrement des mesures pressiométrique en figure 2.10 ci-après. Celle-ci est la courbe pressiométrique corrigée représentant le volume injecté en fonction de la pression $V = f(p)$ et prend donc en compte la pression réellement appliquée au sol.

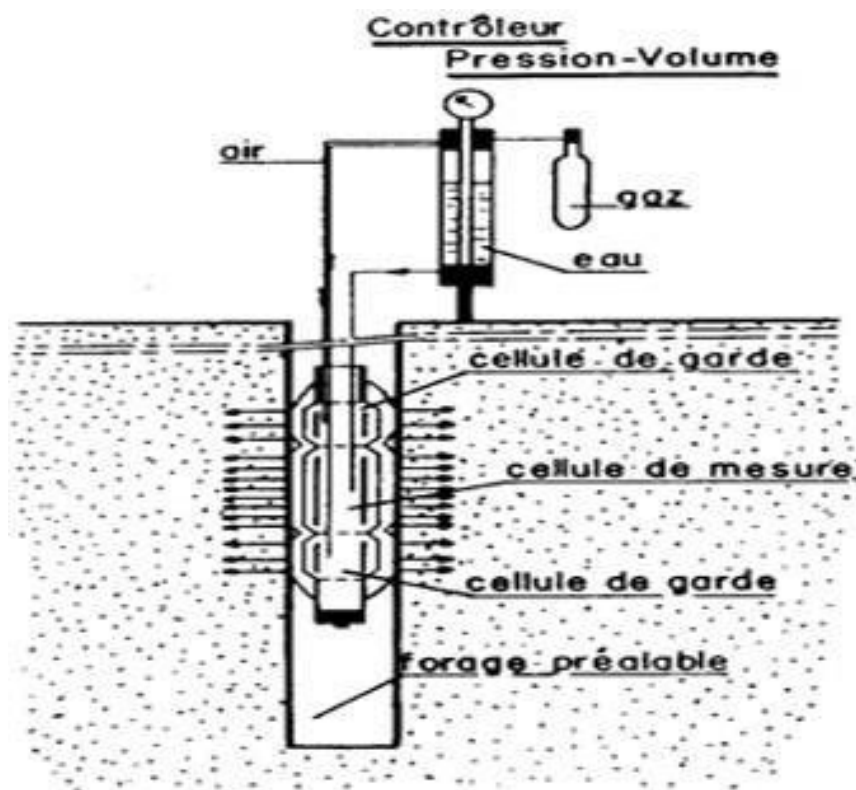


FIGURE 2.9 – Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard.

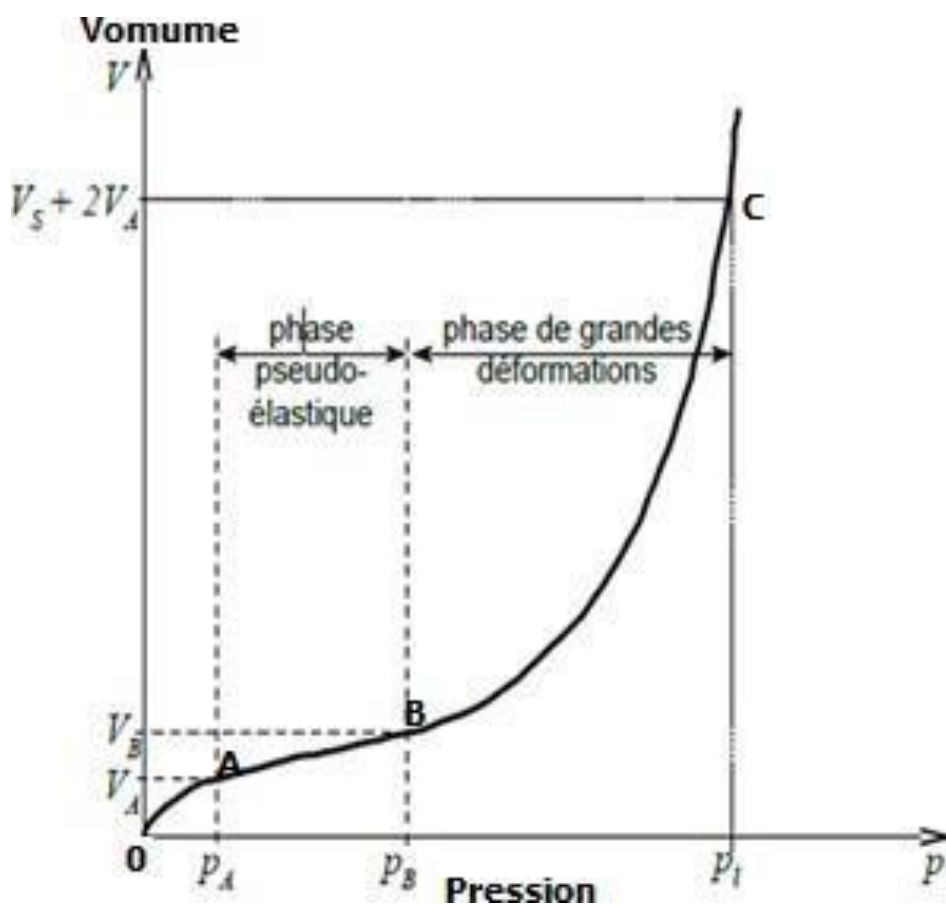


FIGURE 2.10 – Courbe type ‘Essai pressiométrique’ .

A partir de cette courbe trois phases sont identifiables :

- Partie OA : phase de mise en contact de la sonde avec le sol,
- Partie AB : phase pseudo-élastique,
- Partie BC : phase de grandes déformations et de développement de la rupture.[9]

Le module pressiométrique EM est déterminé dans la plage pseudo élastique qui a pour origine (p_A ; V_A) et pour extrémité (p_B ; V_B). Il est calculé en considérant le sol en élasticité linéaire, en déformation plane :

$$E_M = \frac{2(1 + \nu)}{V_s} \left(\frac{V_B + V_A}{2} \right) \frac{p_B - p_A}{V_B - V_A}$$

V_s est le volume de la cellule centrale de mesure de la sonde.

V_A est le volume correspondant à l’origine de la plage pseudo-élastique de la courbe.

V_B est le Volume correspondant à l’extrémité de la plage pseudo-élastique de la courbe.

p_A est la Pression correspondant à l’origine de la plage pseudo-élastique de la courbe.

p_B est la Pression correspondant à l’extrémité de la plage pseudo-élastique de la courbe.

ν est le Coefficient de Poisson.

2.5.3 Essai de chargement statique du pieu

Cette méthode, qui consiste à charger directement un pieu est réalisée dans les conditions du chantier.

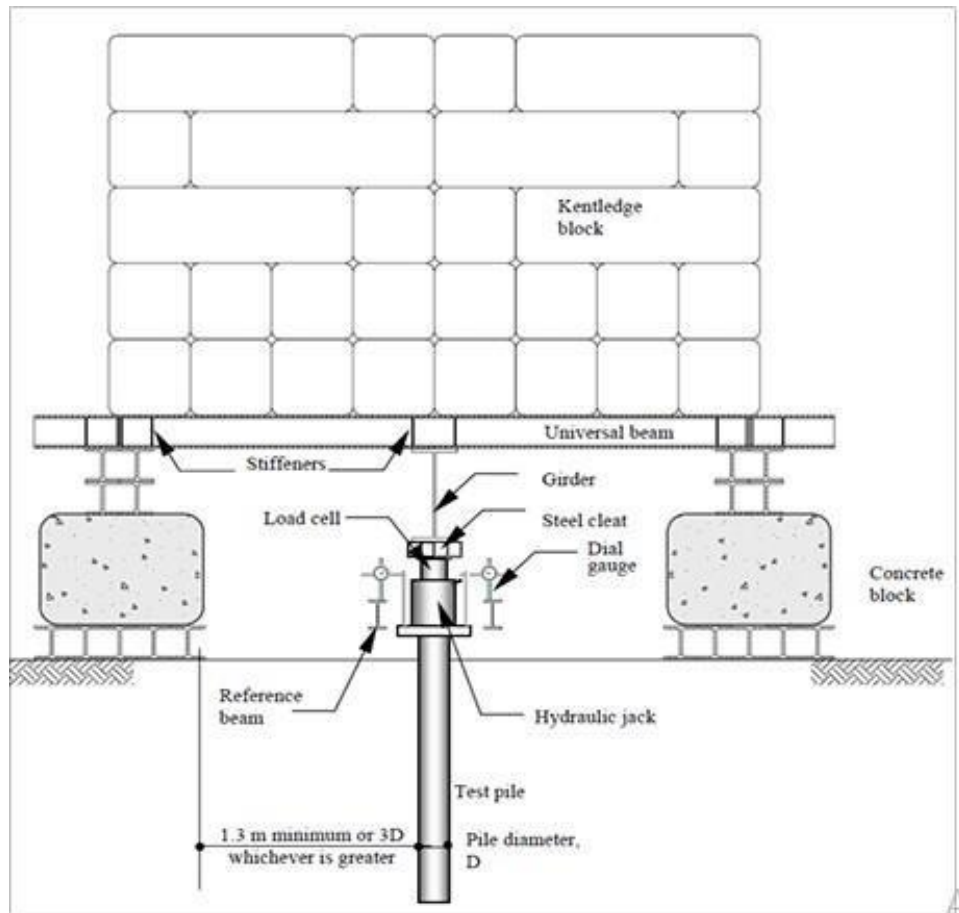


FIGURE 2.11 – Schéma de principe du chargement statique avec bloc.

2.6 Conclusion

Les fondations sur pieux est l'un des choix les plus populaires pour les structures lourdement chargées et dans les cas où de mauvaises conditions de sol se trouvent à faible profondeur. Les pieux peuvent rompre pour différentes raisons, il faut prendre les précautions appropriées avant de concevoir des pieux afin de réduire la possibilité d'une telle défaillance.

les méthodes d'auscultations et de contrôle des fondations profondes

3.1 Introduction :

Le contrôle de la qualité des pieux en béton et des fondations profondes est une tâche difficile. Les ingénieurs s'appuient sur l'expérience et sur des procédures et des normes d'essai bien établies pour vérifier la résistance et la cohérence des matériaux des pieux. Ces tests aident à révéler les défauts potentiels qui auraient pu se produire lors du coulage des pieux (dans le cas des pieux coulés sur place), ou du transport et de l'installation (dans le cas des pieux préfabriqués).

Différentes méthodes ont été développées pour évaluer la qualité des pieux en béton. Celles-ci sont utilisées pour évaluer la qualité et la fiabilité des pieux en béton. Ces tests peuvent aider à identifier et à quantifier les problèmes liés à l'intégrité et à la qualité de ces derniers. Les méthodes suivantes sont largement acceptées et utilisées pour évaluer l'intégrité d'une fondation profonde.

3.2 Les essais non destructifs :

Le matériau est testé sans causer d'endommagement à la structure. Les essais non-destructifs sont classés suivant leur degré de sophistication, allant du plus simple qui consiste à donner quelques coups de marteau à la surface d'un élément de structure, aux techniques basées sur les signaux ultrasoniques traversant le matériau ; les analyses de ces

tests sont effectuées pour la plupart à l'aide d'instruments idoines. Il faut rappeler que ces tests sont normalisés.

3.2.1 Carottage sonique (Auscultation d'un élément de fondation par transparence)

a- Objectif :

Cette méthode (selon la norme française NF P 94-160-1 (2000)), permet de suivre l'évolution de la qualité du béton et d'identifier avec précision les défauts du béton. fondations profondes existantes, à condition que des forages parallèles aient été préalablement effectués dans la fondation à examiner.[10]

b- Principe :

Cette méthode est souvent appliquée lors de l'inspection de la construction des fondations (à condition que des tuyaux de rechange aient été équipés) et comprend la mesure du temps de propagation verticale des ondes ultrasonores entre deux (ou plusieurs) trous forés effectués à l'intérieur du projet. élément de fondation (voir figure 1). Deux sondes sont placées horizontalement dans des trous percés qui doivent être remplis d'eau, une sonde comme émetteur d'ultrasons, l'autre comme récepteur (voir figure 2). Il s'agit de mesurer en continu, au niveau du récepteur, le temps de propagation de l'onde dans le béton et l'évolution de l'amplitude du signal acoustique reçu. La série de mesures détermine ces valeurs sur toute la hauteur mesurée. Une variante de la mesure consiste à fixer la sonde à une certaine profondeur et à déplacer l'autre sonde verticalement pour obtenir plus d'informations spatiales.[10]

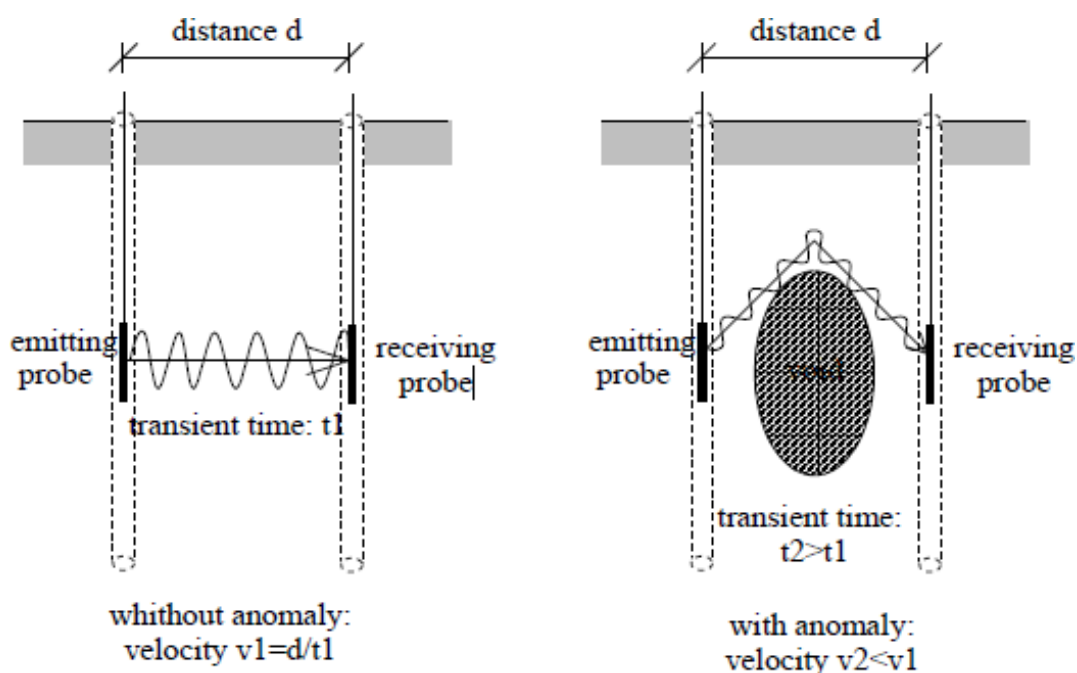


FIGURE 3.1 – Schéma de principe de carottage sonique.

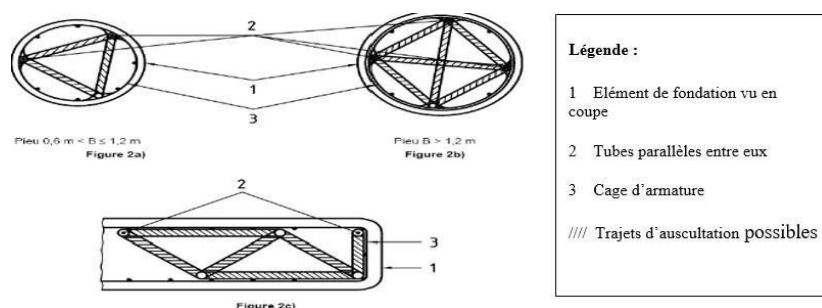


FIGURE 3.2 – Exemples des positions des tubes pour l'auscultation d'un élément de fondation.

Selon la norme citée ci-dessus, le nombre de tubes est fonction de la distance entre tubes désignée par la lettre B. Il est de :

$$N = 2 \text{ si } B \leq 0,6 \text{ m}; N = 3 \text{ si } 0,6 \text{ m} < B \leq 1,2 \text{ m et } N = 4 \text{ si } B > 1,2 \text{ m}.$$

L'exemple de la figure 3 montre l'évolution du temps et de l'amplitude sur la hauteur du pieu.

Les variations d'amplitude sont traduites sur la figure (3a) par des variations de densité de gris et sur la figure (3b) par des variations minimales dans le profil de la courbe.[10]

Sur la figure (3a), on observe à 2 mètres une très légère singularité qui n'est pas due à un écartement de tubes. En effet, un écartement de tubes est peu probable sur une si faible hauteur et par ailleurs, les traces restent bien visibles.

Sur la figure (3b), la trace « temps » accuse une légère pente sur la droite : il s'agit d'un allongement de la distance entre les tubes et non d'une singularité puisque la trace 'Amplitude' reste stable.[10]

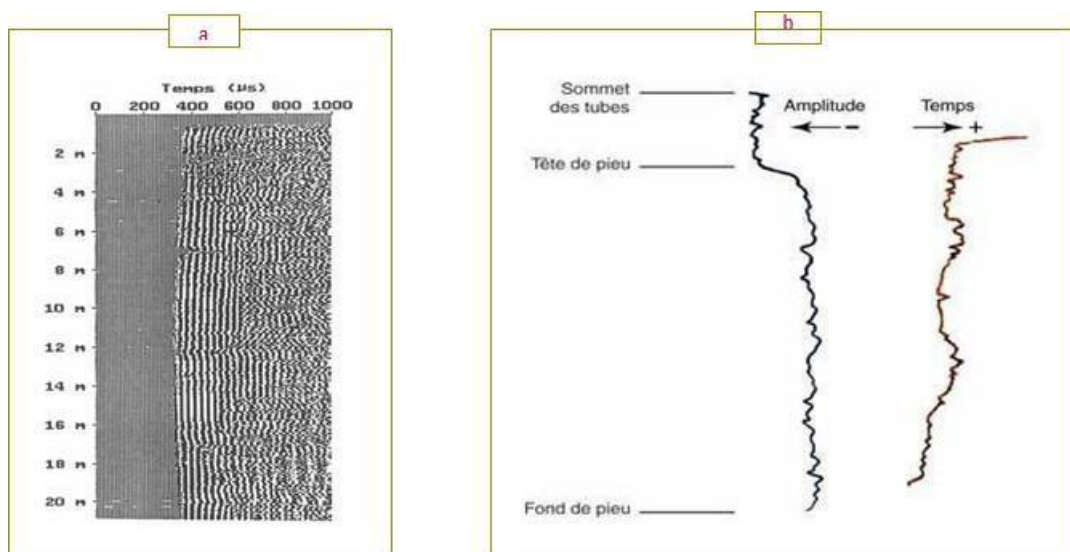


FIGURE 3.3 – Exemple d'enregistrement de l'amplitude et du temps sur un pieu.

c- Domaine d'application :

L'auscultation par ultrasons s'applique à tous les types de structures de fondations en béton depuis lors les perçages nécessaires peuvent être effectués à l'endroit où les sondes sont reçues surveillance (pieux, puits et barres en béton, murs coulés, ainsi que blocs de béton). L'écoute de l'élément de fondation par méthodes acoustiques permet, entre les points de génération des impulsions et de réception des signaux, de détecter les singularités locales et d'évaluer l'homogénéité du béton.[10]

3.2.2 Auscultation d'un élément de fondation profonde par méthode sismique parallèle

a- Objectif :

Cette méthode Selon la norme française NF P 94 160-3 (mai 1993), concerne principalement les éléments de fondation, il n'est pas nécessaire de prévoir des canalisations de remplacement. Il s'agit de percer un alésage à proximité de l'élément et de déplacer la sonde réceptrice à l'intérieur de cet alésage. Ce forage de tubage doit être 5 mètres plus long que l'extrémité inférieure de la fondation. L'audition s'effectue du bas du tube vers le haut, émettant créé par une série de vibrations provoquées par un marteau frappant la pointe de l'élément de fondation.[10]

b- Principe :

Après perçage parallèle à l'élément à tester, le principe comprend :

émettre des ondes sismiques en tête de pieu ou sur un élément fixé au pieu, puis mesurer à l'aide d'un capteur sismique qui est déplacé lors de ce forage lignes de transmission pour différents emplacements de capteurs. L'exemple de la figure 4 montre la courbe de temps de parcours des ondes obtenue par la méthode sismique parallèle.

Une singularité serait caractérisée par une discontinuité des valeurs temporelles sur la ligne V1.[10]

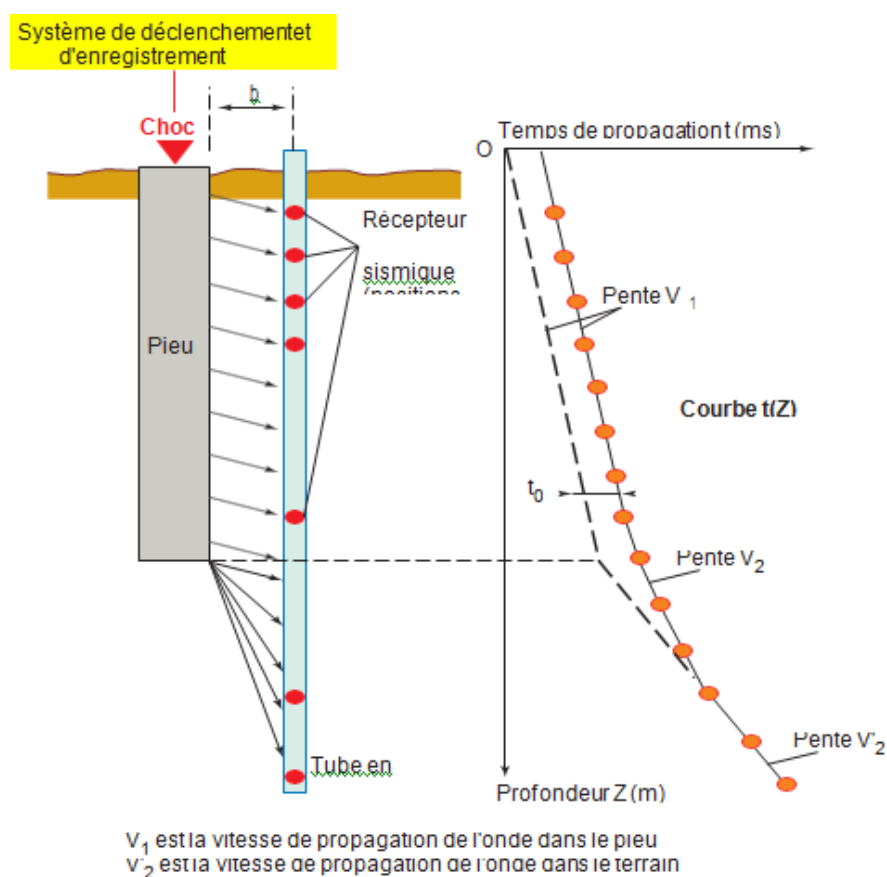


FIGURE 3.4 – Graphe obtenu par la méthode sismique parallèle.

c- Domaine d'application :

Cette méthode s'applique à l'auscultation d'un élément de fondation vertical : micro pieu, pieu battu, pieu foré, puits, barrette, paroi moulée ou palplanche. Cet élément de fondation doit être accessible en tête, éventuellement à travers une semelle ou une longrine.

La méthode est particulièrement bien adaptée au cas des éléments situés en totalité dans des sols meubles et homogènes.[10]

3.2.3 Auscultation d'un élément métallique de fondation par réflexion

a- Objectif :

La méthode consiste (selon la fiche C6 7 Guide Auscultation Ouvrage Art, Cahier Interactif Ifsttar-France), à faire une expertise des éléments métalliques utilisés en fondations ou en soutènements. Détermination de la hauteur de fiche d'un pieu métallique, d'un palpieu ou d'un élément constituant un rideau de palplanches métalliques. [10]

b- Principe :

L'auscultation par réflexion repose sur la génération d'une onde mécanique en tête de l'élément métallique, réalisée en provoquant un choc à l'aide d'un marteau permettant d'obtenir un régime vibratoire compatible avec l'élément ausculté. L'onde mécanique se réfléchit au droit des discontinuités mécaniques (rupture de cordon de soudure, déchirure) et en pointe de l'élément métallique ; elle permet également de révéler des variations de frottement latéral. Un accéléromètre, placé en tête de l'élément contrôlé, capte les réflexions des ondes mécaniques. Le traitement du signal est effectué dans le domaine temporel ou fréquentiel, il repose sur l'analyse de l'évolution de la vitesse particulière de l'onde réfléchie. La localisation altimétrique de discontinuités mécaniques éventuelles bien franches (par exemple la rupture d'un cordon de soudure bout à bout) et la fiche de l'élément sont estimées en fonction de la vitesse particulière de l'acier comprise entre 5 000 et 5 200 m/s. [10]

c- Domaine d'application :

L'auscultation par réflexion s'applique à des éléments métalliques et rideaux de palplanches dont la tête est accessible (non coiffée ou libérée de la poutre de couronnement). La méthode est applicable à tout type de profilé. La profondeur d'exploration est fonction

de l'énergie du choc et du type de sol rencontré. La méthode permet d'ausculter la plupart des éléments rencontrés de longueur comprise entre 10 et 30 mètres. [10]

3.2.4 Méthodes par réflexion et par impédance

a- Objectif :

La méthode consiste (Selon la norme française NF P94-160-2 et 4 (Novembre 1993)), à déterminer la nature et la localisation des défauts de structure des pieux de fondation profonde avec un matériel donné en figure 5.

Il s'agit de méthodes comparatives qui tiennent compte à la fois des propriétés du sol et de la qualité du béton. Il est donc nécessaire de tester au moins cinq pieux dans un environnement homogène pour distinguer les signes de sol des signes de béton. L'écho de la base du pieu est d'autant plus net que la différence d'impédance entre le sol et la base du pieu est importante.[10]



FIGURE 3.5 – Matériel d'auscultation par réflexion et impédance : Enregistrements graphiques sur micro-ordinateur.

3.2.4.1 Méthode par réflexion :

Cette méthode, dont le principe est donné sur la figure 6, montre l'évolution de la vitesse des particules de l'onde réfléchie en fonction du temps.[10]

La détermination de la vitesse des vagues dans le béton, généralement comprise entre 3 500 et 4 500 m/s, permet d'établir une courbe de vitesse des particules en fonction d'une estimation de la longueur du pieu et de l'écho du fond du pieu.[10]

L'essai consiste à générer trois impacts successifs en tête de pieu. L'interprétation s'appuie sur la visualisation de la signature du sol (Figures 7 et 8).[10]

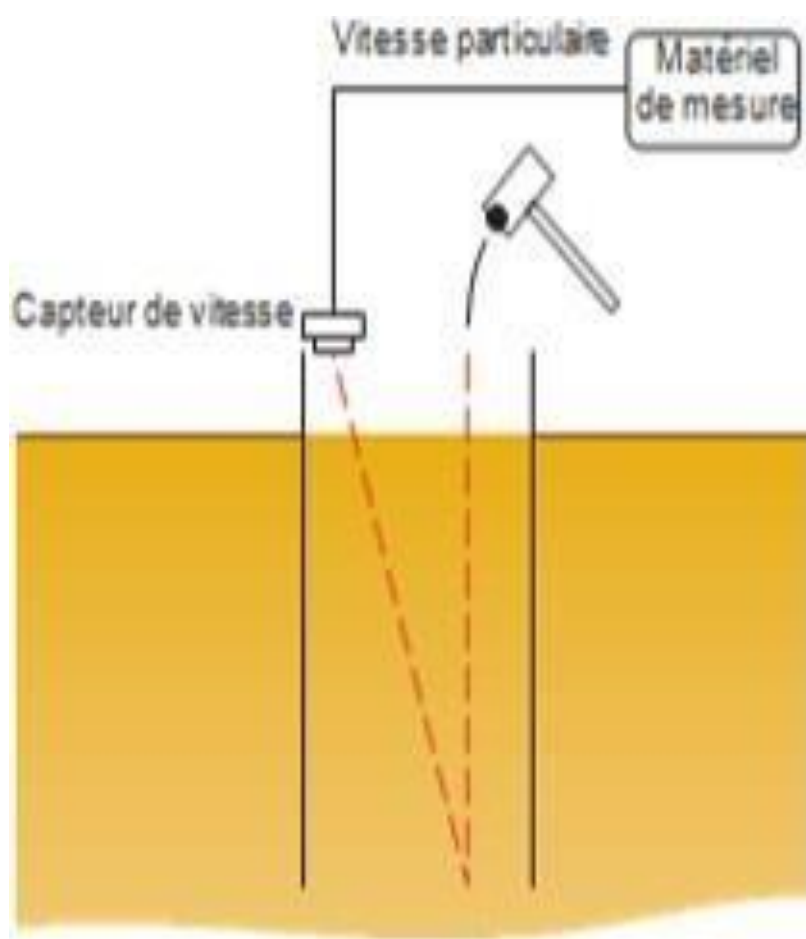


FIGURE 3.6 – Schéma de principe de la Méthode par réflexion.



FIGURE 3.7 – Photo d'écran.

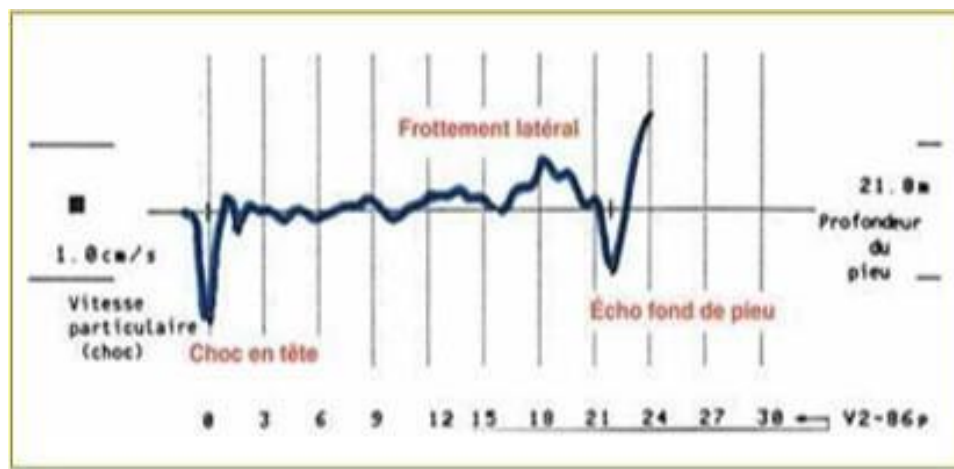


FIGURE 3.8 – Analyse de la courbe obtenue par réflexion.

a- Principe :

Les deux méthodes sont principalement applicables aux pieux. Ils sont basés sur la génération d'ondes mécaniques à la pointe du pieu, obtenues en provoquant un impact avec un marteau.

Les ondes mécaniques créent des ondes réfléchies au niveau des discontinuités du puits et des zones de changements de frottement horizontal ainsi qu'au bas du pieu.

Un accéléromètre, placé à la pointe de l'élément de fondation, enregistre la réflexion de l'onde de choc générée dans le canon par le coup de marteau (voir Figure 6 ou 9). La vitesse des particules mesurée en pointe de pieu est obtenue après intégration du signal dans le temps. Avec la méthode de l'impédance, nous mesurons également la force appliquée à l'aide d'un marteau équipé. Un accéléromètre est placé dans le marteau. Connaissant la masse du marteau, la force appliquée peut être calculée. La figure 5 montre le matériel commun aux deux méthodes.[10]

b- Domaine d'application :

L'auscultation par réflexion des ondes s'applique aux éléments de fondation profonde en béton armé d'élancement compris entre 10 et 30 et de largeur inférieure à un mètre (de type pieu de bâtiment et d'ouvrage d'art courant). La méthode ne peut pas s'appliquer pour les parois moulées et pour les barrettes. [10]

3.2.4.2 Méthode par impédance

Cette méthode, dont le principe est donné sur la figure 9, est comparable à la méthode par réflexion. Elle consiste à étudier le spectre de fréquence de l'admittance mécanique (ou la mobilité qui est le rapport exprimé en fonction de la fréquence de la vitesse particulière et la force appliquée du marteau en tête de pieu). Elle associe la mesure de la force appliquée au marteau, lors du choc en tête de pieu, à un traitement mathématique du signal réfléchi.[10]

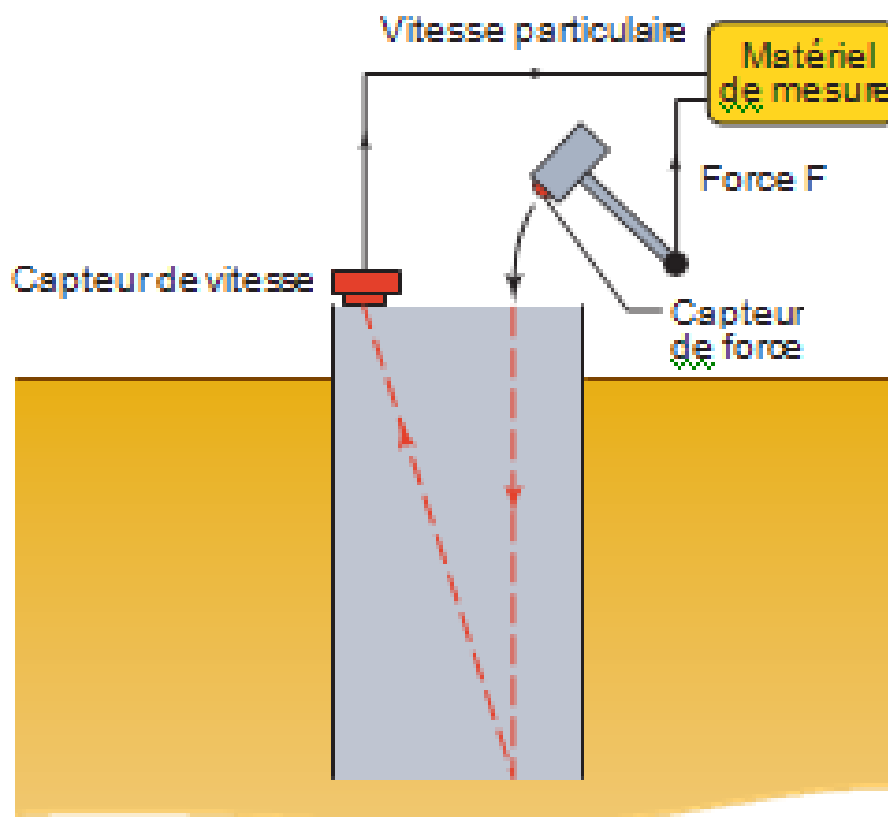


FIGURE 3.9 – Schéma de principe de la méthode par impédance.

Les pics de réception correspondent à l'instant d'arrivée de l'onde réfléchie, aux caractéristiques des singularités possibles et du socle du pieu.

Cependant, contrairement à la méthode réflexive, la relation temps/profondeur ne peut pas être déterminé car dans la plupart des cas, la signature du sol n'est pas identifiable en raison de sa représentation dans le domaine fréquentiel. La longueur est calculée pour des vitesses de 3500 m/s et 4000 m/s choisies arbitrairement.

La pente à l'origine est liée à la raideur dynamique pour les très basses fréquences (raideur basse fréquence), paramètre comparable à la valeur théorique comme illustré sur la figure 10.[10]

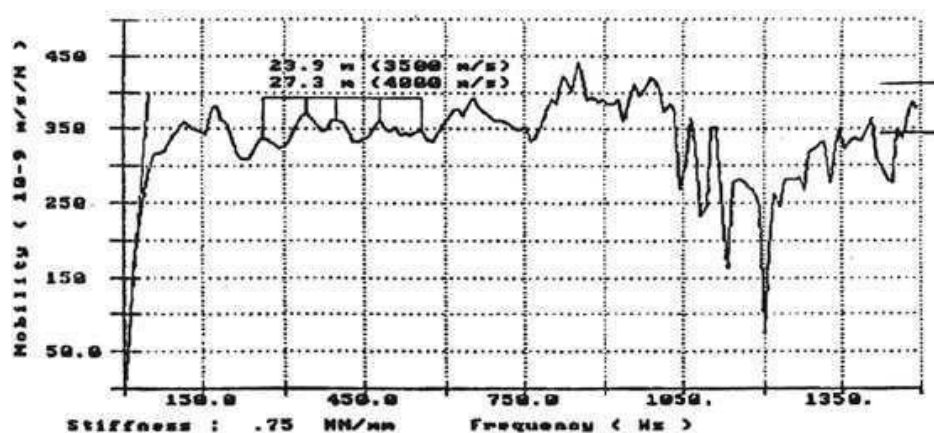


FIGURE 3.10 – Exemple d'une courbe d'admittance (ou mobilité) obtenue avec la méthode par impédance.

3.2.5 Diagraphie nucléaire à radioactivité provoquée en forage

a- Objectif :

Mesure de la densité du milieu ausculté ou de sa teneur en eau en profondeur le long d'un tube scellé dans le sol ou dans un élément de fondation (en béton ou en maçonnerie) en vue de détecter des anomalies (qualitatif) ou d'obtenir des mesures de ces deux paramètres (quantitatif). [10]

b- Principe :

Après réalisation d'un forage dans lequel on place un tubage (PVC ou métallique), le principe consiste à mesurer in situ, sur toute la profondeur du forage, la densité ou la teneur en eau des matériaux environnants le forage dans un rayon de quelques décimètres.

La mesure se fait à différentes profondeurs à l'aide d'une sonde à radioélément que l'on déplace dans le forage. Le principe de mesure utilise l'effet de la rétrodiffusion du rayonnement sur les matériaux ; il existe deux types de sondes :

- La sonde gamma, qui utilise le phénomène de diffusion Compton des rayonnements gamma par la matière. Le principe consiste à envoyer un flux de photons gamma émis par une source radioactive et à mesurer le flux de photons rétrodiffusés par le matériau environnant (cf. figure 11a). Le flux reçu dépend de la densité du matériau environnant.

- La sonde neutron, qui utilise le phénomène de ralentissement des photons rapides par les noyaux du matériau environnant, et notamment ceux de l'hydrogène. Le principe consiste à envoyer des neutrons rapides émis par un radioélément à l'extrémité de la sonde et à compter les neutrons thermiques réémis par le matériau à l'aide de deux détecteurs ; le flux reçu dépend de la teneur en eau du matériau. Les flux, mesurés par des comptages de neutrons ou de photons, fournissent des contrastes de densité ou de teneur en eau, ce qui correspond à une vision qualitative (cf. figure 11b). Un résultat quantitatif peut être obtenu par étalonnage en laboratoire sur des matériaux de teneur en eau et de densité parfaitement connus. [10]

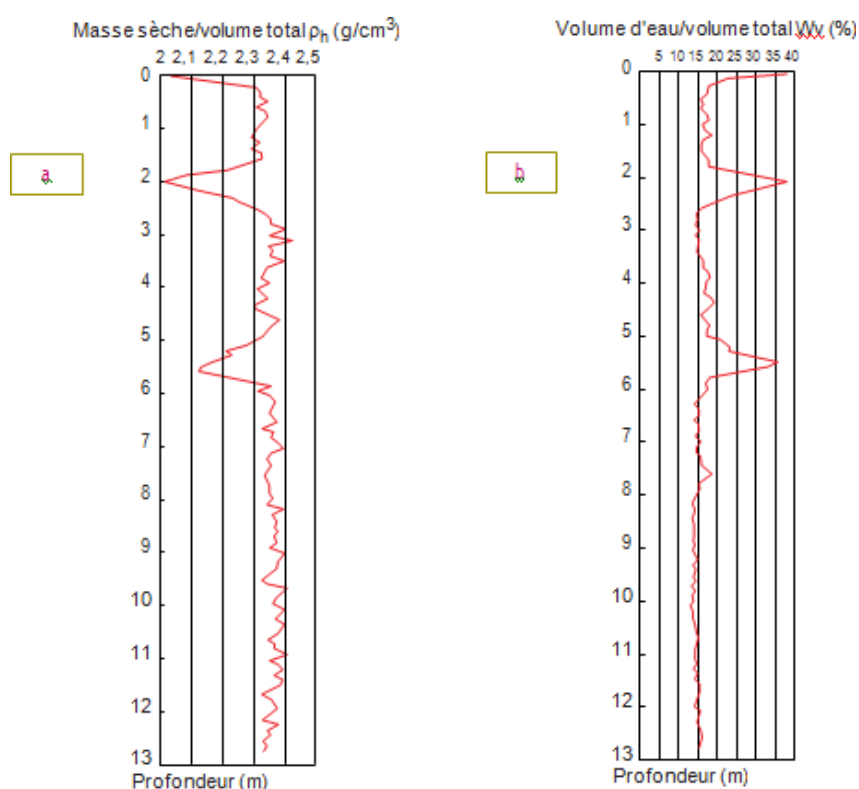


FIGURE 3.11 – Méthodes par diffusion nucléaire. (a) Monosonde Gamma (b) Monosonde Neutron.

Les profils de mesure obtenus permettent d'identifier des singularités dues à la présence de terrain naturel dans le pieu et des discontinuités comme le montrent les figures a et b (pics à 2m et à 5,5m).[10]

c- Domaine d'application :

Cette technique permet d'avoir une connaissance en profondeur des caractéristiques en place de masse volumique et de teneur en eau, et d'en suivre leur évolution. Elle s'applique traditionnellement à un sol ou à une fondation.

3.2.6 Tomographie sismique en forage cote :

a- Objectif :

Détermination de la géométrie d'un élément de fondation profonde.

b- Principe :

Après réalisation de 2 forages (au minimum) de part et d'autre de l'élément à ausculter et plus profonds que l'élément de fondation, le principe consiste à émettre une onde sismique dans un des forages à différentes profondeurs et à mesurer le temps de parcours dans l'autre forage par des capteurs placés à différentes profondeurs (cf. figure 12). [10]

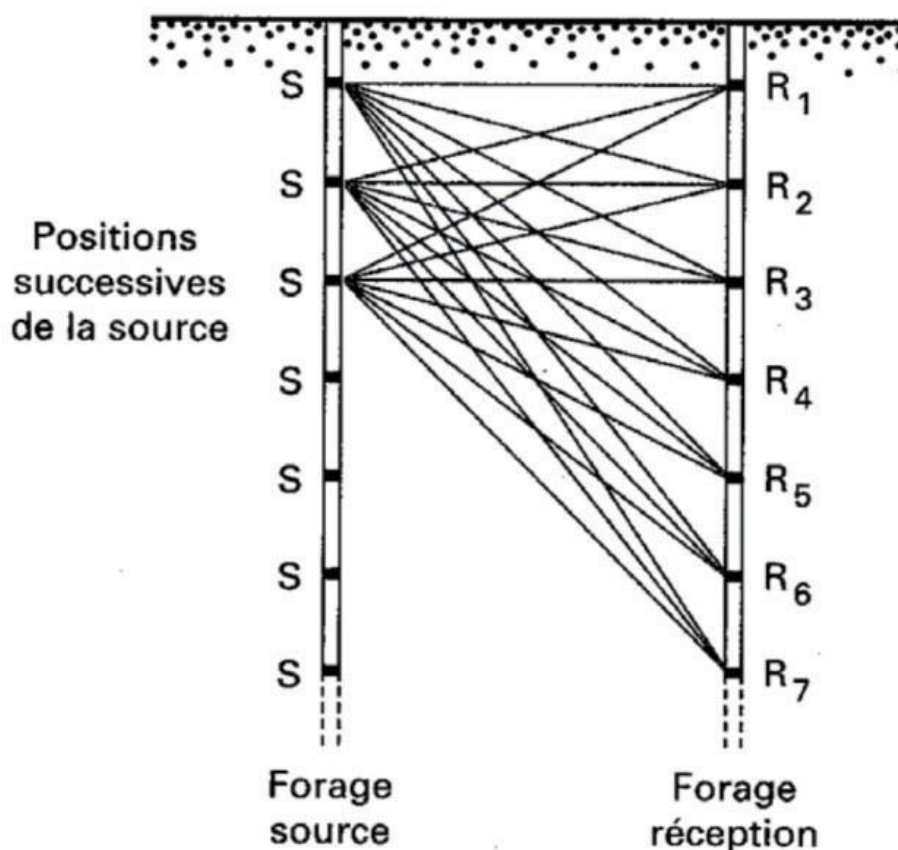


FIGURE 3.12 – Schéma de principe de la méthode (tomographie sismique).

Les variations du temps de parcours des ondes traversant l'élément de fondation permettent, à partir de la connaissance de la vitesse sismique dans le sol et le matériau du pieu, d'évaluer la géométrie de l'élément de fondation profonde.[10]

c- Domaine d'application :

Cette méthode s'applique à l'auscultation des éléments de fondation profonde :

pieux, puits, barrettes, parois moulées ou palplanches en acier. Cette méthode est particulièrement adaptée aux cas où les particules sont entièrement contenues dans un sol discret et homogène. Elle peut aussi être utilisée pour vérifier la qualité des travaux de consolidation des sols (par exemple par méthode de réaction) jointoiment). Le but est de prélever une carotte en pointe de pieux.[10]

3.2.7 Méthode visuelle par caméra :

C'est l'image vidéo. Cette méthode consiste à abaisser la caméra à l'intérieur d'un trou percé dans la fondation ou au bas du tube de crosse, après avoir pénétré dans le capuchon. Cette méthode donne des images réalistes de la zone du défaut. En l'absence de revêtement, il renseigne sur toute la hauteur de l'élément de fondation.[10]

3.3 Méthodes destructives

La structure est testée jusqu'à un certain niveau de rupture pour permettre de recueillir des informations sensées être utilisables sur des bâtiments similaires. Les essais de chargement destructifs sont spécifiques et font l'objet d'un cahier de charge.

Il existe deux méthodes : (perçage au chariot) et l'autre (carottage).

Ces méthodes sont utilisées pour reconnaître ou confirmer des singularités. Le carottage présente l'avantage de fournir un échantillon de béton ou de sol naturel, sur lequel une inspection visuelle et des essais (notamment des essais mécaniques sur béton) peuvent être effectués. Ces motifs permettent de déterminer la nature des singularités observées par d'autres méthodes. Le carottage ou le perçage avec une perceuse peuvent s'écarter

de leur trajectoire, il faut faire attention à la verticalité de l'outil. Ces méthodes n'apportent donc pas toutes les garanties quant à la rencontre des singularités détectées par les méthodes non destructives. La figure 13 montre un exemple de défaut de pointe détecté par échographie et confirmé par carottage.

Lorsque l'on souhaite échantillonner du béton pour obtenir des informations visuelles et qualitatives à une certaine profondeur, on prélève des carottes par le haut du pieu.[10]



FIGURE 3.13 – Carotte extraite d'un fond de pieu.

Lorsque l'on désire effectuer uniquement un carottage en fond de pieu, il est plus économique de prévoir la pose d'un tube supplémentaire de diamètre 102/114 mm dans la cage d'armatures. Ce tube, mentionné dans le document LCPC-SETRA « Les pieux forés - recueil des règles de l'art », n'atteint pas le fond de pieu : son extrémité inférieure est positionnée à 50 cm du fond de forage. Il est alors possible de vérifier la qualité du contact pointe-substratum sans devoir carotter le pieu sur toute sa longueur.[10]

Dans la pratique, cette vérification est rarement faite et le tube sert de tube d'auscultation alors qu'il n'est pas adapté à cet usage. Cette habitude est fort préjudiciable au contrôle sonique car il est alors impossible d'ausculter la totalité des trajets sur les 50 derniers centimètres du pieu.

La figure 14 montre qu'il subsiste, sous la base du tube de carottage, un risque d'inclusion d'éléments polluants en provenance du fond de fouille lors de la remontée du béton.[10]

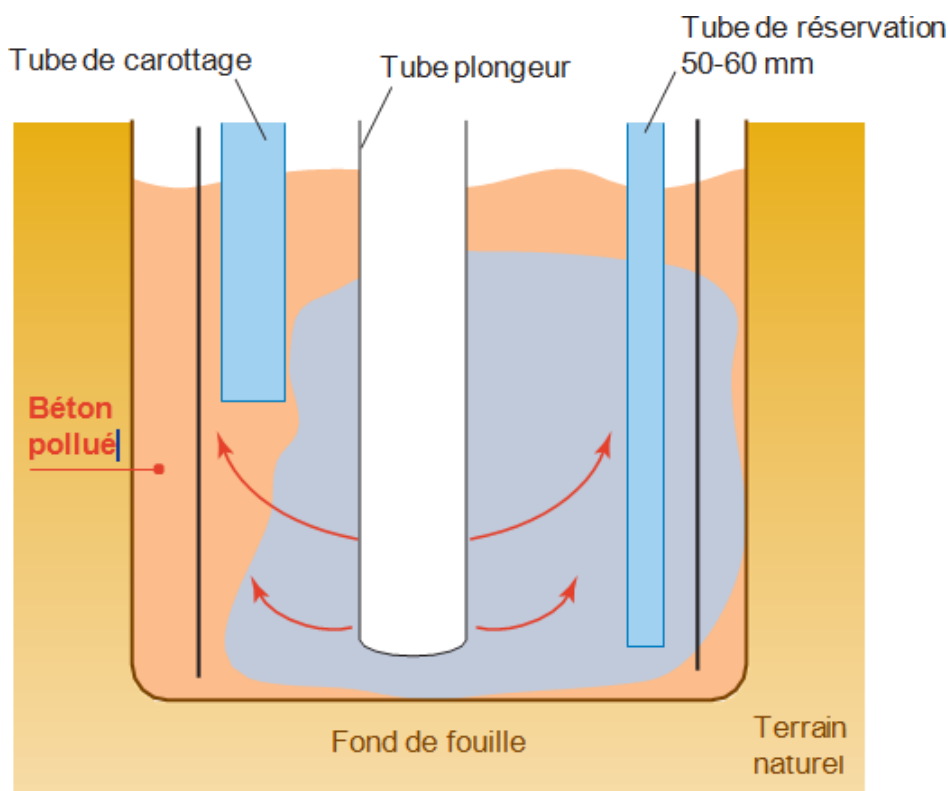


FIGURE 3.14 – Désordres occasionnés par le tube de diamètre 102/114 mm.

Pour ces raisons, l'utilisation d'un tube de carottage de diamètre 102/114 mm ne doit être envisagée que pour des pieux d'un diamètre supérieur ou égal à 1200 mm.

3.4 Avantages et inconvénients des principales méthodes non destructives

3.4.1 Méthode sonique par transparence

a- Avantages

- Simplicité du diagnostic : La méthode sonique par transparence n'est tributaire d'aucune contrainte liée à la nature du sol. La définition d'une singularité est donnée dans la norme NF P 94-160-1, ce qui n'engendre aucune ambiguïté.
- Longueur de pieu auscultée : La méthode par transparence permet d'ausculter un pieu

fracturé sous la partie endommagée.

- Corrélation possible avec les autres méthodes : À part les méthodes destructives applicables à n'importe quel type de fondation (forage au wagon drill, carottage), l'auscultation sonique par transparence est la seule qui autorise la mise en œuvre des méthodes complémentaires suivantes : diffusion nucléaire, carottage à l'intérieur des tubes.
- Réparation possible de certains défauts : Possibilité de réparer un défaut en pointe en procédant à une injection de coulis par les tubes de réservation, ce qui évite parfois un carottage délicat et coûteux du pieu.
- Contrôle de pieux recépés : La norme impose que les pieux ne soient pas recépés, contrairement aux méthodes par réflexion et par impédance. Il n'est donc pas nécessaire d'attendre la phase de recépage pour ausculter un pieu. Ceci évite de générer un retard d'exécution dans le planning de l'entreprise.[10]

b- Inconvénients

- Fracture du fût : La méthode par transparence ne permet pas de détecter directement des fractures horizontales, sauf à recommencer l'auscultation en décalant les sondes en cas d'expertise.
- Auscultation partielle de la section du fût : Le signal recueilli est représentatif du béton situé entre deux tubes.[10]

Dans le cas d'un pieu équipé de trois tubes, une singularité de faible volume située en partie centrale du fût risque de ne pas produire d'allongement de temps sur les trajets directs. Cet inconvénient doit être cependant minimisé, car les défauts de réalisation des éléments de fondations se produisent rarement dans la partie centrale du fût, l'amplitude du signal permettrait de détecter cette singularité, car elle est globalement sensible à toutes les modifications du milieu ausculté, même situées en dehors d'un trajet direct.[10]

En effet, quelle que soit sa position dans le plan, un défaut crée une zone d'influence identifiable par la variation d'amplitude, même lorsqu'il n'est pas situé sur le trajet direct de l'onde, comme le montre l'exemple de la figure 15, donné à titre indicatif.[10]

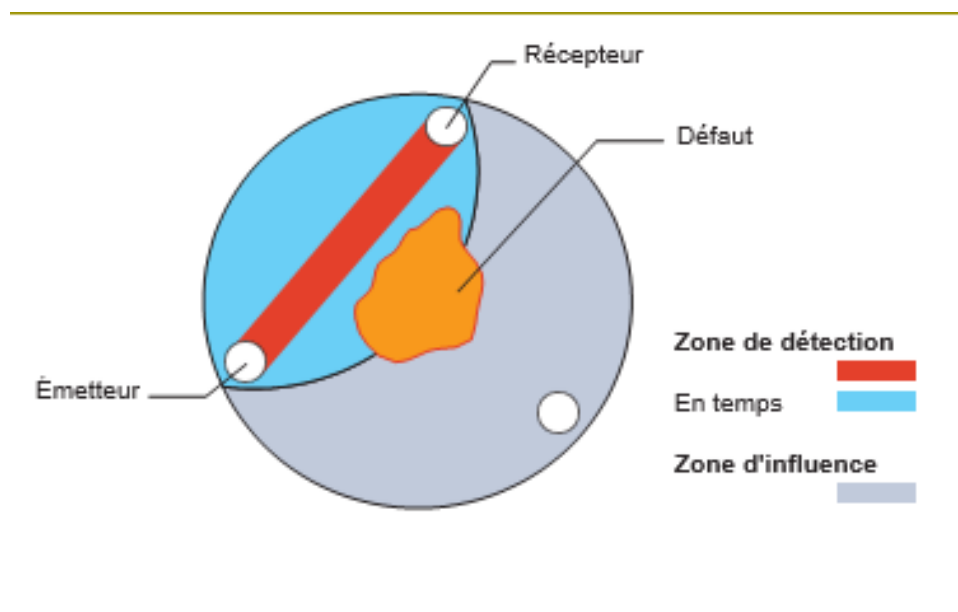


FIGURE 3.15 – Propagation de l'onde dans la section d'un pieu (sur un trajet).

Auscultation de l'élément de fondation limitée à la longueur des tubes

La méthode sonique nécessite la mise en place préalable de tubes de réservation pour le passage des sondes. L'extrémité inférieure de l'élément de fondation ne pourra pas être auscultée correctement si l'un des tubes est obstrué au-dessus du fond de forage. Il faut notamment s'assurer que les extrémités des tubes sont le plus près possibles du fond du forage.

La figure 16 montre la position des tubes de réservation sur la cage d'armatures. On observe un défaut de montage puisque les extrémités des tubes ne sont pas au niveau de la base de la cage.

La figure 17 donne un exemple d'une bonne disposition de l'extrémité inférieure des tubes de réservation.

— Mise en place du matériel

La méthode sonique en transparence nécessite l'installation d'un matériel plus important que celui des méthodes par réflexion et par impédance. Ceci peut avoir une incidence sur la durée du contrôle, notamment si la préparation de l'intervention a mal été réalisée. Dans tous les cas, il est souhaitable d'intégrer le temps des essais dans le planning des travaux.



FIGURE 3.16 – Tubes de réservation mal positionnés .



FIGURE 3.17 – Exemple d'une bonne disposition relative des tubes et de la cage d'armature.

3.4.2 Méthode par réflexion et par impédance

a- Avantages

- Rapidité et simplicité de l'essai : La mise en œuvre de ces méthodes est rapide (cf. Figure 18). Le contrôle d'un élément de fondation ne comportant pas de singularité, nécessite moins de cinq minutes.[10]



FIGURE 3.18 – Matériel d'auscultation par réflexion et par impédance. Matériel de première génération.

- Totalité de la section auscultée : Les méthodes par réflexion et par impédance donnent une image globale de la fondation sur la totalité de sa section. L'analyse des courbes obtenues par les méthodes par réflexion et par impédance permet d'apprécier rapidement l'intégrité du pieu dans son environnement : frottement latéral, contact sol-pieu, variation des caractéristiques du fût.
- Rupture du fût : Une rupture de l'élément de fondation sera décelée aisément par ces méthodes.[10]

b- Inconvénients

- Longueur de pieu auscultée : Dans le cas d'un pieu présentant une rupture, les méthodes par réflexion et par impédance ne permettent pas d'ausculter le reste du fût, à moins de démolir la partie supérieure du pieu, car l'onde est alors entièrement réfléchi par ce premier obstacle. Dans le cadre des applications des méthodes par réflexion et par impédance, la méconnaissance de la célérité réelle de l'onde implique une incertitude de l'ordre de 12 % sur la longueur réelle du pieu.

- Localisation d'une singularité dans la section de pieu : Il n'est pas possible de localiser la position d'une singularité dans la section du pieu.
- Signaux parasites : Le fût a très rarement la forme cylindrique sous laquelle on le représente. En réalité, chaque section présente des variations de diamètre ou de forme qui vont perturber le signal visualisé et générer un « bruit de fond ». Ce « bruit » étant un phénomène aléatoire, lorsque le rapport signal sur bruit est trop faible, il devient alors impossible d'interpréter la courbe. Ces perturbations sont d'autant plus rédhibitoires qu'elles sont proches de la tête du pieu.
- Atténuation du signal dans des couches compactes : Lorsque les impédances du sol et du pieu sont suffisamment distinctes, l'écho de fond apparaît nettement sur le signal. Lorsque les pieux sont forés plus profondément que la première couche de terrain compacte rencontrée, ceci perturbe fortement le signal mesuré et rend l'interprétation difficile. L'ancrage du pieu est interprété comme s'il s'agissait de son extrémité.
- Vérification impossible avec les autres méthodes : Dans le cadre de l'application des méthodes par réflexion et par impédance, les tubes de réservation ne sont généralement pas prévus. Dans ce cas, il est alors impossible, en cas de doute, de confirmer les résultats par la méthode sonique en transparence.
- Réparation difficile de certains défauts : En présence d'un défaut de pointe, il est fréquent de réparer le pieu en procédant à une injection de coulis. Ce mode de réparation, lorsque ces méthodes ont été choisies, nécessite de réaliser des forages dans le pieu, ce qui est toujours techniquement difficile et très coûteux.
- Importance de la qualité du recépage : Le principe de base des méthodes par réflexion et par impédance est un choc en tête de pieu provoqué par un coup de marteau. L'interprétation des mesures n'est possible que si la tête de pieu est recépée suivant les recommandations (absence de fissuration en tête et planéité de la surface d'appui du capteur, comme le montre la figure 19. À défaut, il est possible de meuler le béton de manière à assurer la planéité des zones d'impact et d'application de l'accéléromètre.[10]



FIGURE 3.19 – Préparation de la tête de pieu pour le test.

3.5 Conclusion

L'essai de pieux est une étape cruciale pour assurer l'intégrité et la capacité portante des pieux utilisés dans les projets de construction. Il y a plusieurs méthodes de contrôle d'intégrité de pieu : Celle qui sont non destructives (les plus utilisées) et les méthodes destructives (moins utilisées). Parmi les tests non destructifs des pieux, il y a la méthode par réflexion ou par impédance qui est largement utilisée pour la simple raison qu'elle est rapide et peu coûteuse en matériel. Néanmoins l'interprétation des courbes enregistrées nécessite le regard d'un professionnel confirmé. Grâce à diverses méthodes de test, instruments et techniques, les ingénieurs peuvent évaluer les performances des pieux et détecter tout défaut ou problème. Les essais de pieux améliorent la sécurité, réduisent les risques et contribuent à la réussite des projets de construction.

contrôle des éléments de fondation profondes

4.1 Introduction :

Les fondations d'un bâtiment sont sans doute la partie la plus importante de la conception. Après tout, ils supportent tous les éléments structurels qui sont construits au-dessus d'eux. Il est important de s'assurer que les fondations construites sont exemptes de défauts et capables de supporter la charge de conception.

Les différents types d'essais de pieux disponibles pour les ingénieurs en structure et en géotechnique pour vérifier la résistance, l'aptitude au service et les paramètres géotechniques sont les suivants :

- Test statique : (test de compression, test de tension et test de charge latérale)
- Essais dynamiques
- Test d'intégrité

Les tests de pieux sont particulièrement importants car la majorité du pieu est enfouie dans le sol de fondation, ce qui rend l'inspection visuelle impossible. Par conséquent, différents types d'essais de pieux sont utilisés pour vérifier l'intégrité et la résistance des pieux lorsque les inspections visuelles ne peuvent pas être effectuées.

Différents types d'essais de pieux sont effectués pour obtenir les résultats suivants :

- Évaluer l'état de service des pieux
- Évaluer la résistance géotechnique de charge
- Évaluer la résistance géotechnique ultime

- Essais pour confirmer l'adéquation des méthodes de construction
- Confirmer l'intégrité du pieu

4.2 Les différents types de contrôles des pieux

4.2.1 Chargement statique des pieux

Les essais de charge statique des pieux sont utilisés pour mesurer le comportement des pieux sous un chargement connu. Un test de charge statique implique l'application d'une lourde charge permanente constante au sommet du pieu. La charge est progressivement augmentée.

Le pieu n'est généralement pas testé à sa pleine capacité, le déplacement résultant est mesuré et comparé à la charge appliquée et ainsi on vérifie les performances géotechniques du pieu.



FIGURE 4.1 – Image d'un test de pieux de charge statique standard utilisant des blocs de béton comme charge permanente.

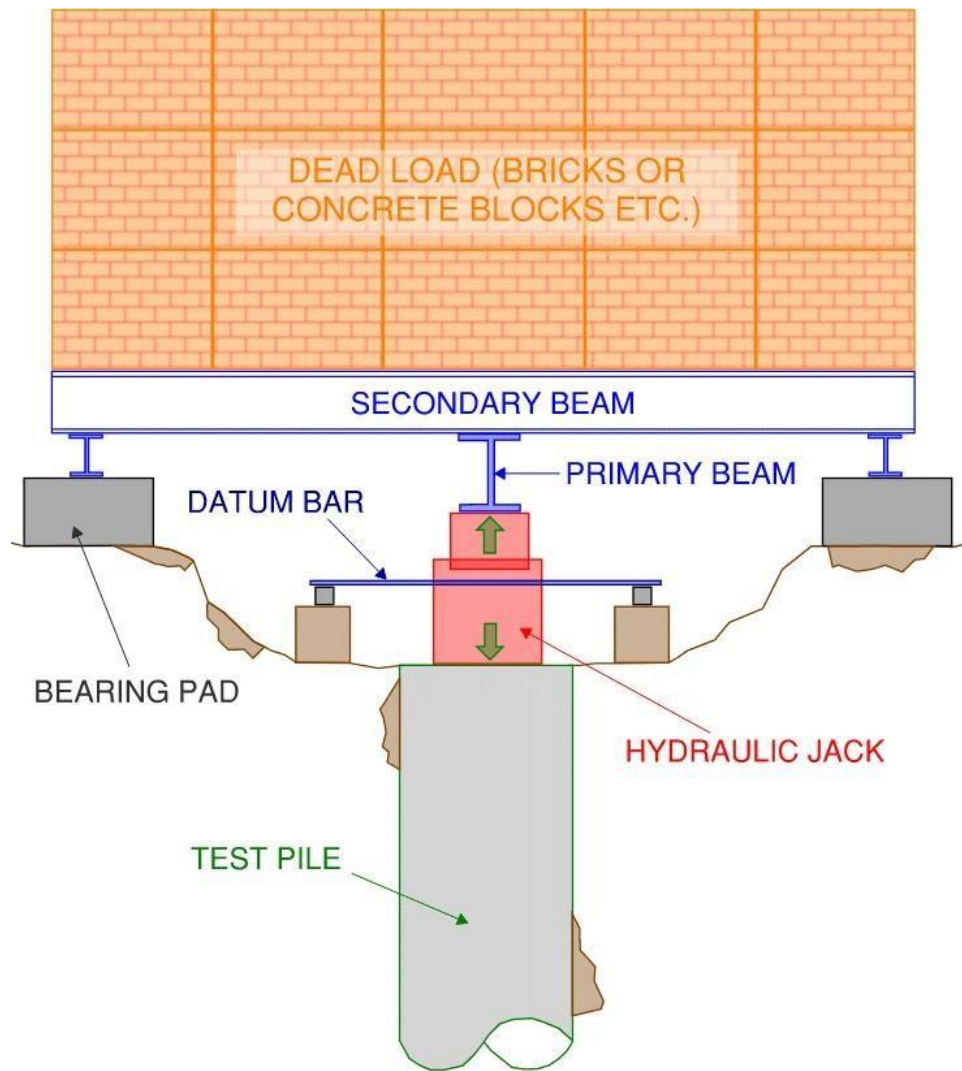


FIGURE 4.2 – Coupe schématique transversale pour l'essai de charge statique de pieux..

a- Avantages :

- En raison de la nature contrôlée du processus, le test de charge statique donne les résultats les plus précis par rapport aux autres types de test de pieux.
- Bien qu'il ne soit généralement pas possible de tester un pieu à sa pleine charge de conception (en particulier pour les bâtiments de très grande hauteur), la nature statique constante par laquelle la charge est appliquée ressemble étroitement à la majorité des comportements en service des pieux.
- Les données de tassement par rapport à la charge appliquée peuvent ensuite être extrapolées au comportement de charge de conception complet pour vérifier les résultats.
- Les essais de charge statique peuvent être effectués sur tous les types de sol et comprennent également des composantes de charge vers le haut, vers le bas et horizontales sur le pieu.

b- Inconvénients :

- Le processus peut prendre beaucoup de temps
- Il y a un grand besoin d'espace pour effectuer les tests
- Le processus de test peut être coûteux

4.2.2 Chargement dynamique des pieux

Les essais de chargement dynamiques de pieux instrumentés permettent de justifier leur capacité portante, et notamment de réduire sensiblement les coefficients de sécurité appliqués aux pieux de fondation selon les normes internationalement reconnues, entre autres l'Eurocode7.

Une masse frappante est utilisée afin de générer une onde dans le pieu. La masse frappante, la hauteur de chute, et le tassement visé sont définis en fonction du pieu à tester et de la capacité à démontrer, par une analyse préliminaire. Le pieu est instrumenté en tête à l'aide de capteurs de déformation et d'accéléromètres. A partir des données collectées, une analyse avec la méthode dite « par calage »

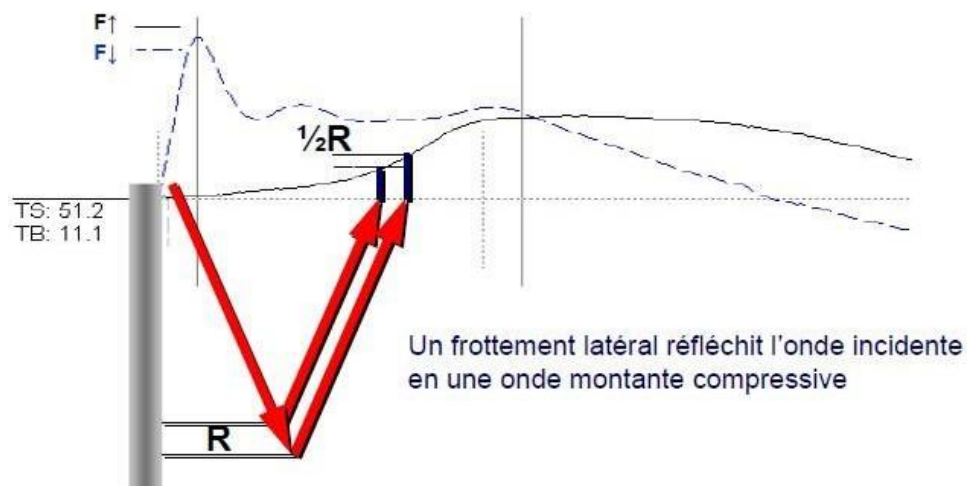


FIGURE 4.3 – Réflexion de l'onde sur un frottement latéral.

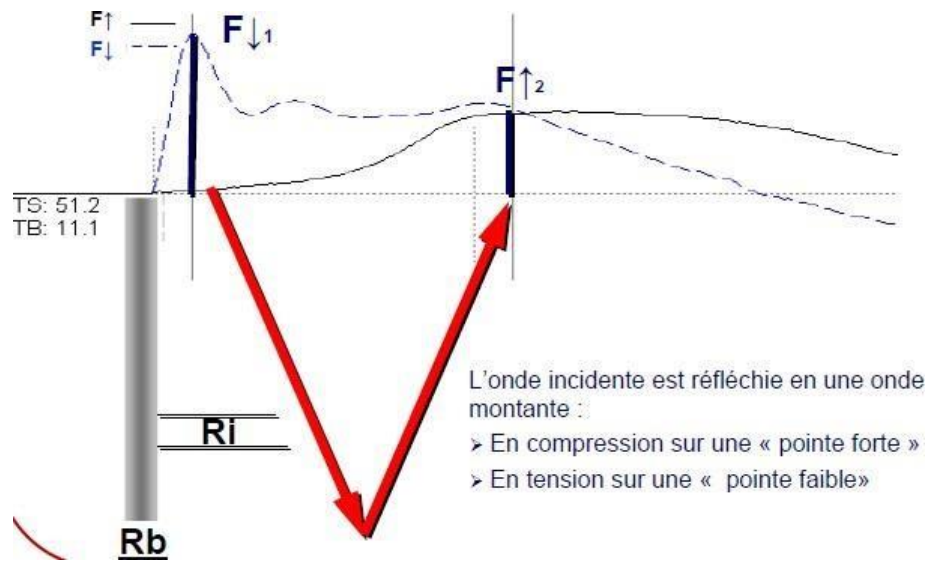


FIGURE 4.4 – Réflexion de l'onde en pointe.

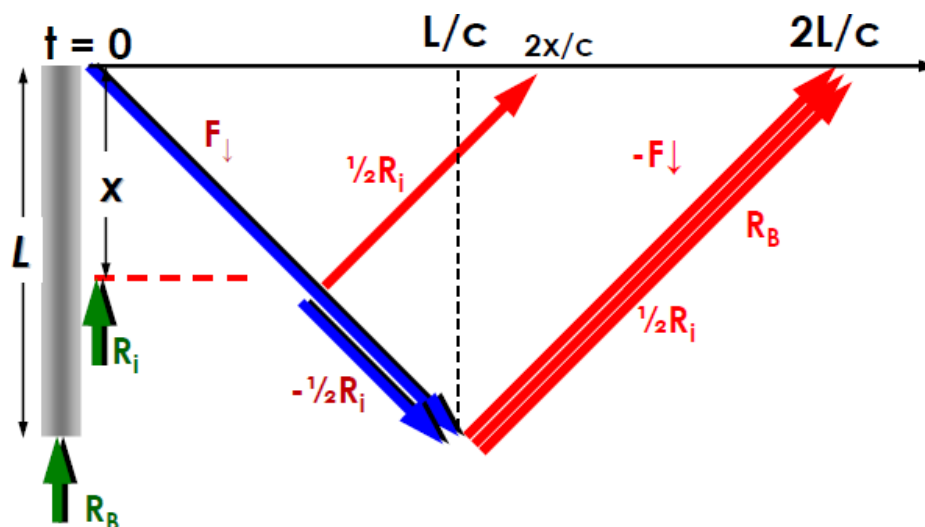


FIGURE 4.5 – Schéma de réflexion de l'onde incidente.

1. Advantages :

- Les tests peuvent être effectués plus rapidement que les tests de charge statique
- Moins d'espace sur le site est nécessaire pour la mise en place du test
- Les grandes grues ne sont pas nécessaires par rapport au test de charge statique où les blocs de chargement doivent être livrés et levés en place.

2. Inconvénients :

- L'essai lui-même n'applique pas un chargement qui ressemble vraiment à la nature statique de la charge que le pieu peut subir dans des conditions de service.

- En raison de l'impact, les tests peuvent être bruyants, ce qui peut déranger les propriétés voisines
- De fortes vibrations sont produites pendant le test, ce qui peut à nouveau perturber les propriétés voisines.
- Les résultats ne sont pas aussi précis que ceux d'autres types d'essais de pieux tels que l'essai de charge statique.

4.3 Contrôle d'intégrité du pieu

Un test d'intégrité peut être un élément essentiel du contrôle de la qualité, qu'il s'agisse de béton préfabriqué ou coulé sur place. Grâce à l'application de ce test, les problèmes structurels tels que les fissures, les dérives dans les sections transversales et d'autres problèmes similaires pouvant survenir lors de l'installation d'un pieu, peuvent être facilement détectés.

Il s'agit d'une méthode de test sans destruction (NDT : Non Destructive Test) pour tester la cohérence et la continuité du matériau pour la construction, la longueur et la taille de la section.

4.3.1 La méthode sonique par transparence

La méthode sonique par transparence nécessite la présence de tubes métalliques d'auscultation dans l'entraxe. Elle est mise en œuvre avant recépage.

Il est recommandé de raccorder les éléments de réservation à l'aide de manchons vissés afin d'assurer une bonne étanchéité (Fig. 6). Les joints tulipes (Fig. 7), s'ils sont tolérés, doivent être étanches pour assurer la protection contre les fuites d'eau et la migration de la laitance. Cette méthode n'est cependant pas recommandée, car elle ne permet pas de garantir l'étanchéité entre les éléments de la conduite. Toute perte d'étanchéité rend difficile le maintien du niveau d'eau qui assure le couplage entre les sondes et le béton. De même, elle peut entraîner des inclusions dans les tubes, ce qui peut nuire à la qualité des essais et présenter un danger d'accrochage pour les sondes. Pour les mêmes raisons, les tubes de réservation doivent être hermétiquement fermés à leurs deux extrémités par des

bouchons en PVC. Un double bouchon est recommandé comme l'indique l'exemple (Fig. 8). Ces tubes ne doivent pas dépasser 0,5m la tête des pieux (cf. Fig. 9). [10]

Les systèmes de fixation des tubes sur la cage d'armatures doivent être solides pour résister à la poussée du béton pendant le bétonnage et suffisamment proches les uns des autres (environ 3 m) pour limiter les déformations des tubes, tant au cours de la manutention de la cage d'armatures que pendant le bétonnage. Dans le cas où les tubes seraient « soudés » sur les cerces de montage par pointage, il y a lieu de faire attention à ne pas les percer et à ne pas créer de « boule » de soudure à l'intérieur. [10]



FIGURE 4.6 – Raccord vissé..



FIGURE 4.7 – Raccord tulipe.

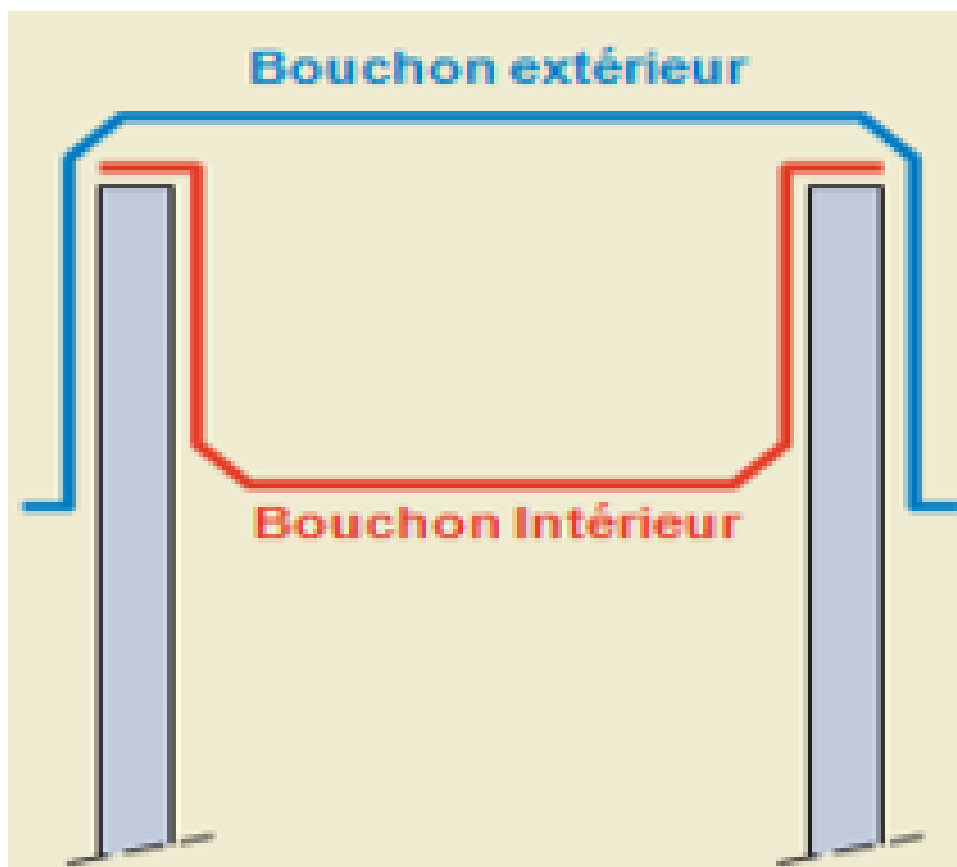


FIGURE 4.8 – Extrémités des tubes.



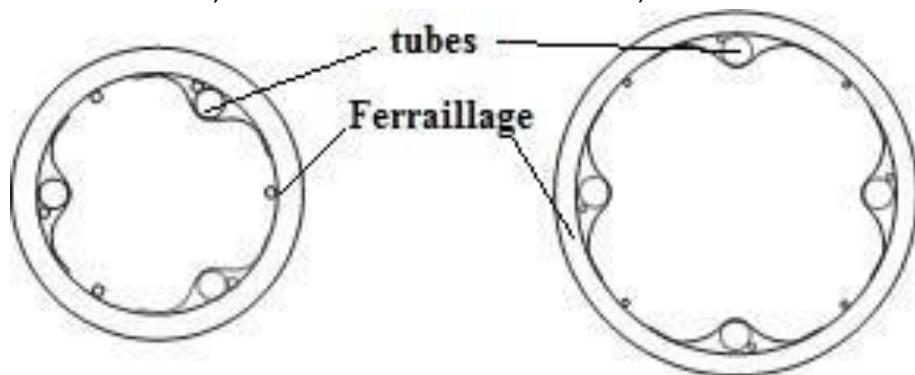
FIGURE 4.9 – Les tubes ne doivent pas dépasser la tête de pieu de plus de 0,50 m.

4.3.1.1 Disposition des tubes de réservation

a) Pour les pieux

Le nombre de tubes à prévoir est fonction du diamètre du pieu (Fig.10).

- $\phi \leq 600mm$: 2 tubes diamétralement opposés.
- $600mm < \phi \leq 1200mm$: 3 tubes.
- $\phi < 1200mm$: 4 tubes au moins, avec un entraxe maximal de 1,5m.



begincenter

FIGURE 4.10 – Implantation des tubes de réservation.

L'auscultation doit être réalisée sur l'ensemble des trajets disponibles tels que définis dans la norme NF P 94-160-1 (cf. Fig. 11 et 13).

- $\phi \leq 600mm$: 2trajets
- $\phi > 1200mm$: 6trajets
- $600mm < \phi \leq 1200mm$: 3trajets

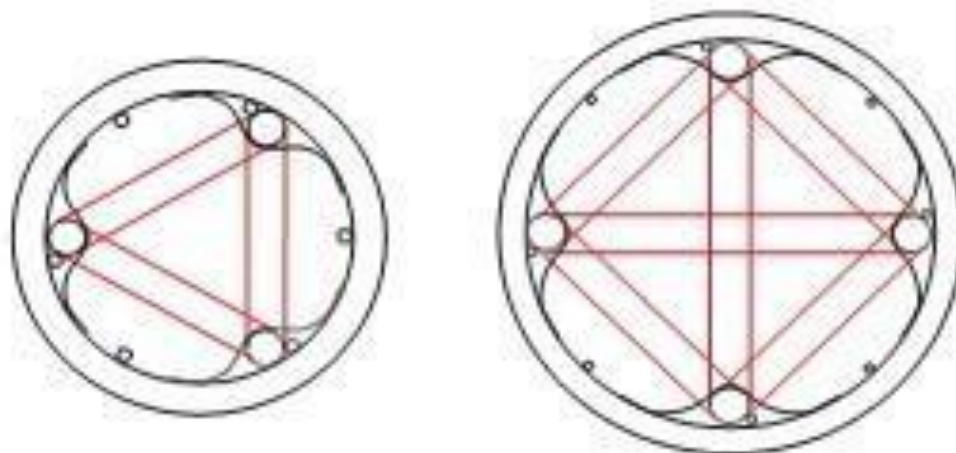


FIGURE 4.11 – Trajet dans le cas des pieux.

b) Pour les barrettes et parois moulées

Les singularités les plus fréquentes et les plus importantes se situent dans les angles et en périphérie. Il faut donc implanter des tubes de réservation dans ces zones (Fig. 12). On peut retenir la disposition préconisée sur la figure 32, en respectant l'entraxe maximal des tubes qui doit aussi être de 1,50 m.

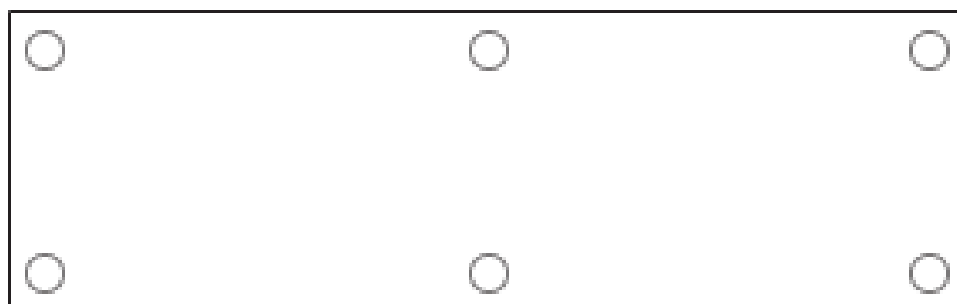


FIGURE 4.12 – Implantation des tubes de réservation pour une barrette.

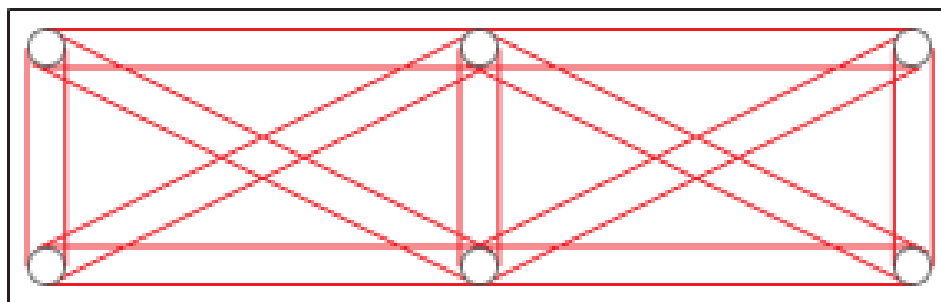


FIGURE 4.13 – Trajets auscultés : Cas des barrettes.

4.3.1.2 Conduite à tenir en cas de détection d'une singularité

Dans tous les cas, le temps de propagation et l'amplitude du signal sont mesurés. Une singularité au sens de la norme se traduit par une altération du signal entraînant simultanément sur le graphe :

- Une augmentation relative du temps supérieure à 20 %, exprimée en (Δ/T) , T étant le temps de propagation des ondes exprimé en μs ,
- Une chute d'amplitude supérieure à 80 % lorsqu'elle est exprimée en mV sur une échelle linéaire, ou bien supérieure à 14 dB lorsqu'elle est exprimée sur une échelle logarithmique.[10]

La variation d'un seul des deux paramètres ne peut en aucun cas suffire à caractériser une singularité.

L'auscultation constitue un point d'arrêt. La détection d'une singularité constitue un autre point d'arrêt, jusqu'à ce qu'il soit démontré qu'elle n'entraîne pas de risque pour la fondation. En cas de singularité susceptible d'entraîner un risque pour la fondation, l'entreprise consultera le bureau d'études après évaluation des caractéristiques de la singularité, afin d'en analyser l'incidence sur le comportement et la pérennité de la fondation. Elle remettra un avis au maître d'œuvre, lequel pourra demander le cas échéant des investigations complémentaires, pour compléter le diagnostic.

Lorsqu'une réparation est nécessaire, elle doit être validée par de nouvelles mesures d'auscultation sonique, voire éventuellement par des investigations complémentaires (autres méthodes d'auscultation, carottages de reconnaissance, essais de laboratoire, etc.).[10]

Les graphes 1-2-3 de la figure 14, montrent des exemples de singularités confirmées et des exemples d'altération de signal (ΔA : chute d'amplitude, (ΔT : allongement du temps).

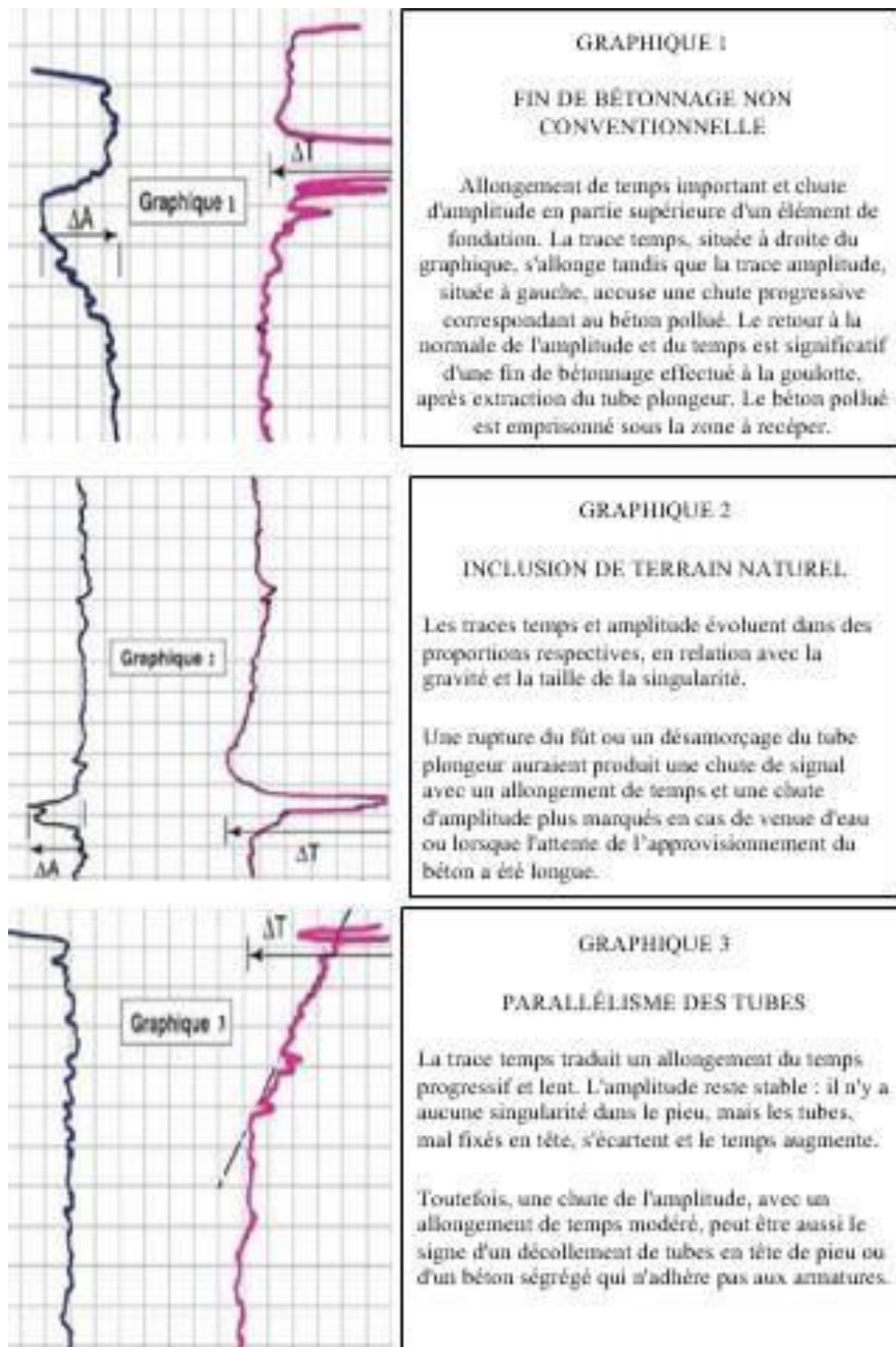


FIGURE 4.14 – Exemples de graphes issus du matériel de première génération.

4.3.2 Les méthodes par Réflexion/Impédance

Les fondations profondes (pieux, micropieux, parois moulées), inclusions de renforcement de sols (CMC, CMM, colonnes ballastées) ou encore ancrages passifs ou actifs (clous, tirants) nécessitent outre les contrôles de la qualité de leur matériaux constitutifs (béton, mortier, coulis) des contrôles visant à vérifier leur bonne réalisation ainsi que leur comportement.[11]

Chaque méthode de contrôle est définie par une norme. Dans le cas de la norme Française, il y a :

- Norme : NF P 94.160.2 pour la méthode par Réflexion
- Norme : NF P 94.160.4 pour la méthode par Impédance

Il s'agit de méthodes non destructives permettant de vérifier l'intégrité d'éléments de fondations profondes (pieux) ou d'inclusions rigides. Les deux méthodes sont complémentaires, le même dispositif (PIT de PDInc.) permet de réaliser simultanément ou séparément les mesures (cf. figure 15).

La tête des pieux doit être obligatoirement hors d'eau et accessible. La fiabilité des mesures dépend de la qualité du recépage réalisé avant l'intervention. Le béton de la tête de pieu, après recépage, doit donc être d'excellente qualité et homogène, en particulier, il ne doit pas présenter de fissures qui auraient pour effet de perturber la propagation de l'onde.[10]

La programmation des essais doit être prévue dans le planning du chantier. Il est souhaitable que les interventions de l'organisme puissent être faites appui par appui.

À titre indicatif, dans des conditions normales de chantier (tête de pieux préparées et facilement accessibles), on peut réaliser le contrôle d'une cinquantaine de pieux dans la journée. Chaque pieu fait l'objet de trois essais successifs. Pour que la mesure soit validée, trois enregistrements graphiques du signal doivent être similaires.[10]

4.3.2.1

Impédance mécanique : C'est une méthode vibratoire, in situ, elle consiste à appliquer un choc de force connue en tête de pieu, au moyen d'un marteau équipé d'un capteur de force. La vitesse particulaire en tête de pieu est alors enregistrée au moyen d'un accéléromètre collé à l'aide d'un matériau de couplage (pâte adhésive ou colle) sur une surface plane préparée par meulage. Les signaux de force et vitesse, acquis dans le domaine temporel, sont enregistrés au moyen de l'analyseur PIT de PDI sur le chantier. Ceux-ci subissent instantanément un traitement numérique de type F.F.T. et la courbe de mobilité ($M=V/F$, V étant la vitesse et F la force appliquée) peut être immédiatement visualisée en fonction de la fréquence sur l'écran de l'analyseur PIT (cf. fig 15).[11]

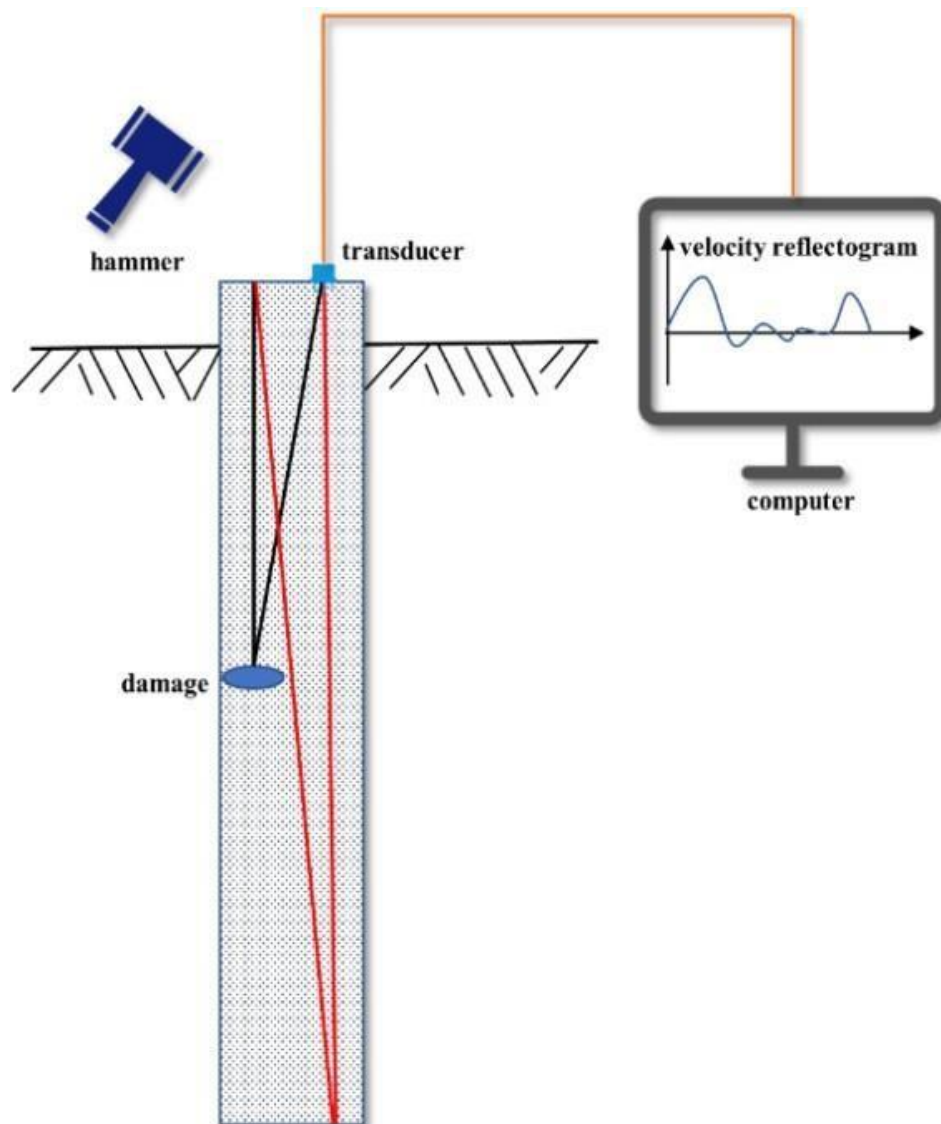


FIGURE 4.15 – Contrôle d'intégrité du pieu par PIT.

4.3.2.2 Réflexion :

La méthode par réflexion ne nécessite pas un marteau instrumenté comme montré en figure 15. L'accéléromètre, placé en tête de pieu, permet d'enregistrer la vibration générée par un choc produit au centre de cette dernière. Le traitement du signal consiste essentiellement à identifier sur la courbe dite de réflexion l'onde initiale due au choc et l'onde réfléchie en fond de pieu ($z = L$) ou sur une anomalie éventuelle en position ($z = x$) (cf. figure 16).[11]

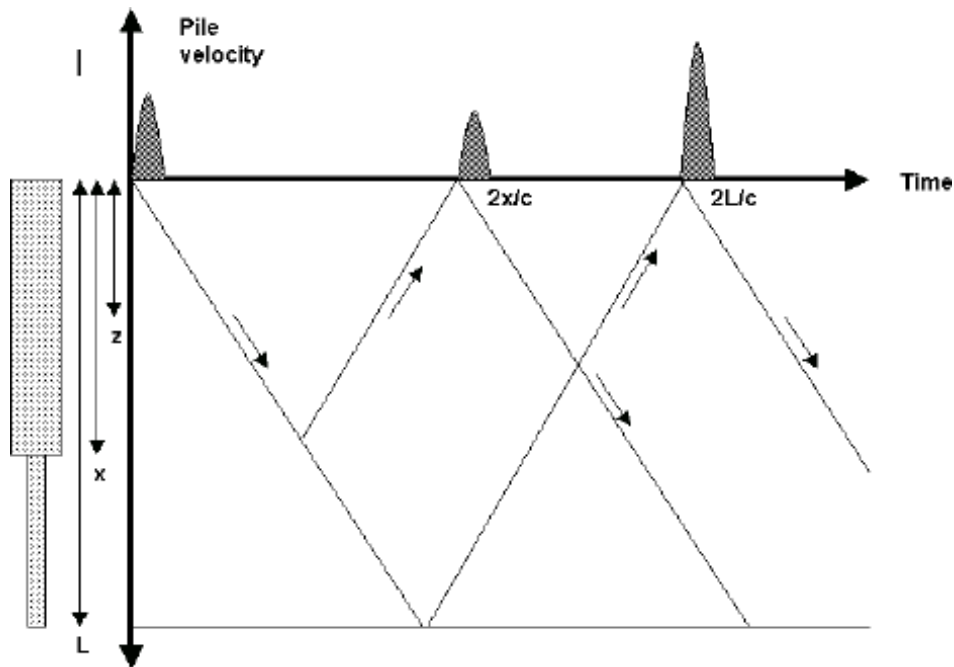


FIGURE 4.16 – Réflexion de l'onde à une discontinuité du pieu (Principe de la méthode de contrôle d'intégrité par réflexion).

4.3.2.3 Conduite à tenir en cas de détection de singularité

La singularité est caractérisée par l'apparition d'une inflexion de la courbe du signal enregistré, comme l'indiquent les exemples ci-dessous (Fig. 17, 18 et 19). Il est ainsi possible de comparer, pour chacun des graphiques, la courbe du haut (référence) avec les deux suivantes (singularités diverses). Des exemples d'exploitation de courbes obtenues avec la méthode par réflexion sont illustrés ci-après.[10]

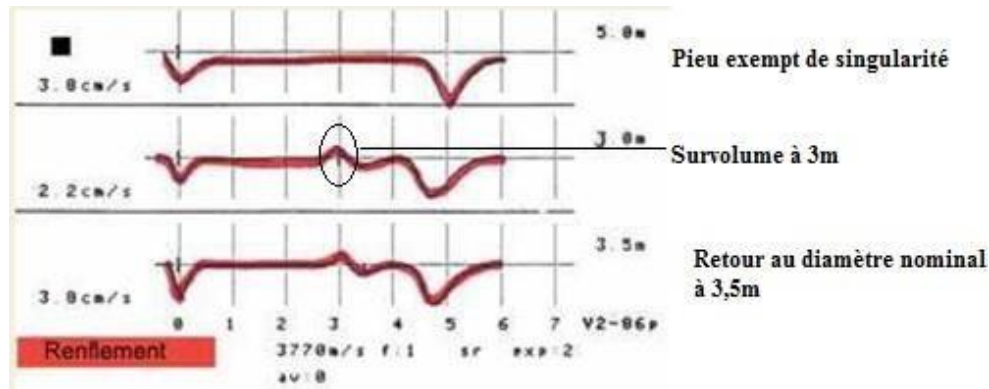


FIGURE 4.17 – Survolume (renflement) dans la section du fût : Inflexion de la courbe vers le haut.

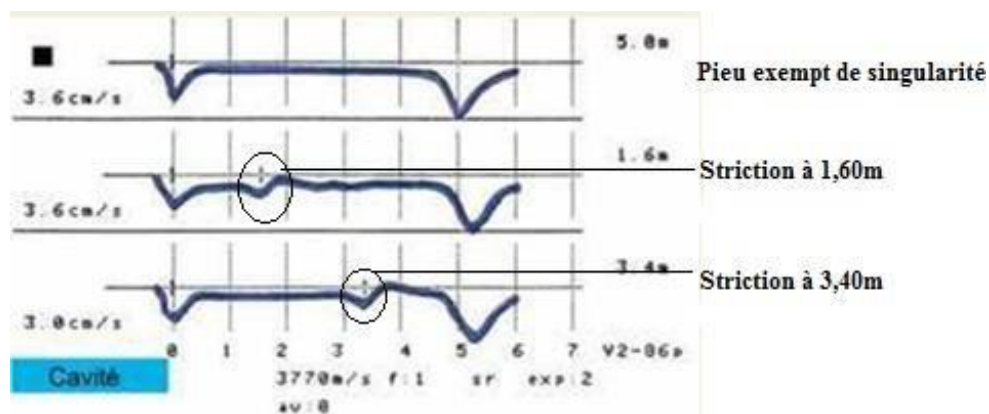


FIGURE 4.18 – Striction (étranglement) dans la section du fût : Inflexion de la courbe vers le bas.

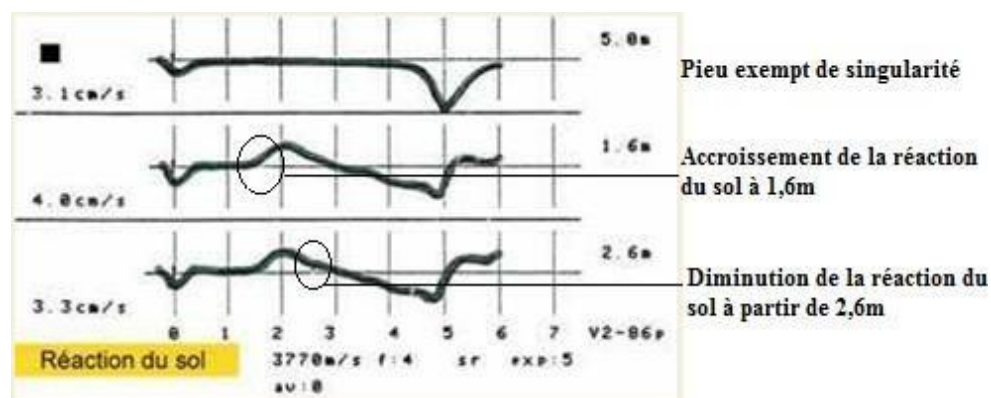


FIGURE 4.19 – Incidence de la réaction du sol sur la propagation du signal.

4.4 Conclusion

Dans les essais de chargement de pieux, on utilise différentes méthodes pour différents objectifs. La méthode d'essai de pénétration standard est généralement utilisée pour

déterminer la capacité portante du sol et le frottement latéral le long de ces pieux, alors qu'un essai de charge statique sur plaque est effectué sur une semelle filante ou une dalle de tablier.

Les tests de chargement dynamiques sont moins chers et plus rapides à réaliser, prenant souvent moins d'une demi-heure. Les résultats sont généralement prêts plus rapidement selon le type de pieux et la complexité de l'essai. Parce que, lors du battage d'un pieu en acier, aucun équipement supplémentaire tel que des poutres, des pieux d'ancrage ou des poids de ballast lourds n'est requis.

Les essais d'intégrité des pieux à faible déformation (PIT) est une méthode rapide et économique pour évaluer l'intégrité de pieux en béton. Cette méthode est utilisée pour examiner la qualité des pieux en cas de doute, par exemple : irrégularités lors de l'installation des pieux, non-conformité avec les exigences de l'assurance qualité, déficiences présumées, incertitudes concernant les fondations des pieux existants.

La procédure de réalisation de ces essais varie également en fonction de l'essai entrepris. Il est essentiel de comprendre ces types d'essais et leurs procédures afin de sélectionner une méthode appropriée pour un objectif donné et savoir interpréter les résultats d'enregistrement sur le terrain.

Cas d'application de controle d'intégrité de pieu par pit dans un projet de construction a bejaia.

5.1 Introduction

Dans un objectif de mise en application des connaissances acquises de la technique de contrôle d'intégrité de pieu par PIT (Pile Integrity Test), avec la méthode par réflexion ou par impédance, nous avons réalisé un stage au niveau de la SARL FONDATEST (dont le siège est situé à Alger), spécialisée dans le contrôle d'ouvrage de Génie Civil. Ce stage nous a permis de voir comment utiliser le matériel de test et le dépouillement des résultats enregistrés via un accéléromètre sous forme d'une onde mécanique et stockés dans un analyseur PDA (Pile Driving Analyser) puis transcrits sous forme graphique avec un logiciel intégré sur micro-ordinateur (PIT-W Version 2009). Le software est du même type que PIT-S (Version 2012) de PD Inc. (Pile Dynamics Incorporation) qui est téléchargeable sur internet mais limité dans le temps d'utilisation (3mois).

5.2.2 Caractéristiques des ouvrages

5.2.2.1 Dispositions générales

Le radier des blocs A à C reposeront sur un renforcement de sol par inclusions rigides en béton armé (ou pieux) avec matelas comme le montre le schéma de la figure 2 ci-dessous.

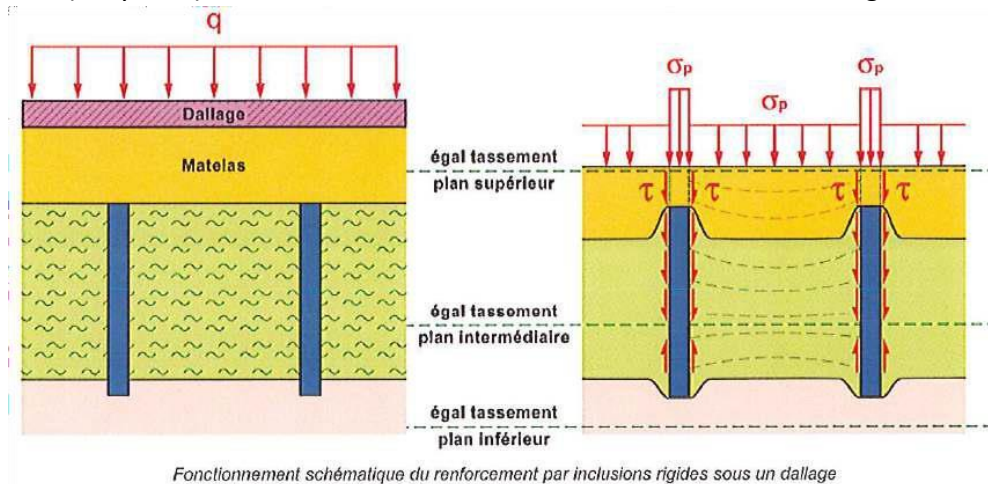


FIGURE 5.2 – Renforcement de radiers par pieux et matelas granulaire dans un terrain peu porteur.

Les caractéristiques principales du projet sont récapitulées ci-dessous :[12]

- Type de bâtiment : Logements R+13 avec un sous-sol général ;
- Surface : 20,2m x 61,2 m soit environ 1 236 m² ;
- Niveau +0.00 de l'ouvrage : Niveau brut RdC à +4,90 NGF ;
- Niveau moyen du TN : entre 3,9 et 4,3 NGA, terrain sensiblement horizontal ;
- Niveau plate-forme de travail : -0,80 NGA ;

Remblai d'apport : Aucun, il n'est pas prévu de terrassements en déblai ou en remblai autres que ceux nécessaires à la réalisation des fondations ;

- Arase inférieure du radier d'épaisseur = 60 cm : -0,50 NGA.

La figure 3 ci-après illustre une vue en coupe des niveaux du radier et du sous-sol

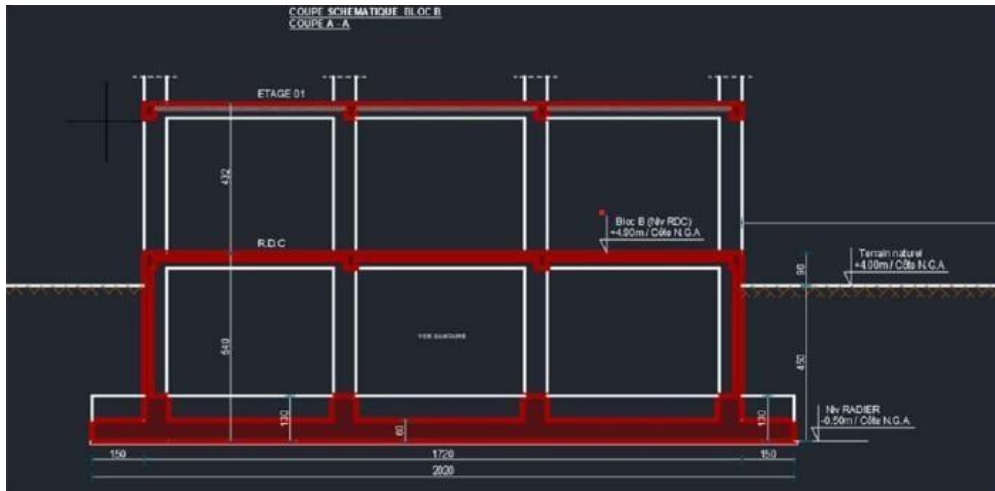


FIGURE 5.3 – Coupe transversale au niveau radier et sous-sol (Bloc B ou central voir fig. 1).

Le schéma de la figure 4 suivante présente une coupe sous radier sur le matelas de répartition.

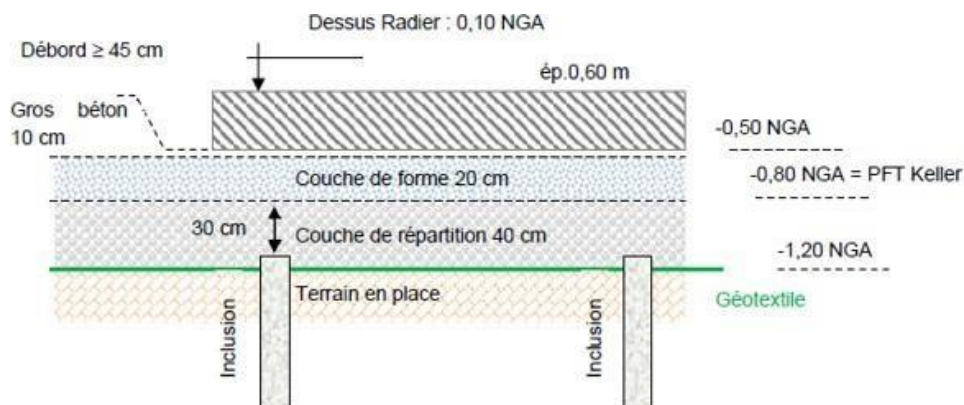


FIGURE 5.4 – Schéma descriptif du matelas..

5.2.2.2 Caractéristiques dimensionnelles du renforcement de sol par inclusions rigides (pieux).

Les inclusions rigides en béton seront mises en œuvre à l'aide d'un atelier de forage équipé d'une tarière à refoulement selon le procédé pieux INSER. Il s'agit de l'outil INSER fixé à l'extrémité d'un tube de rallonge. Il est hélicoïdal selon un sens inversé à partir d'une partie centrale tronconique. Il est à âme creuse à double effet. Lors de la descente de l'outil, le sol qui remonte par la pale hélicoïdale inférieure est refoulé par la partie centrale lisse. A l'inverse, lors de la remontée, le sens de rotation reste identique et le sol est refoulé

cette fois ci par l'intermédiaire des pales supérieures et la partie centrale tronconique.

Les inclusions rigides (pieux) ont un diamètre de 0,52 m et sont descendues jusqu'à une profondeur de 23,5 m à partir du niveau -1NGA (de l'argile marneuse). Ce qui signifie que la tête du pieu sera à la hauteur de cette couche une fois le terrassement et le fond de fouille aura été réalisé. Le pieu sera encastré de 2m dans cette argile saturée et descendra jusqu'à 23,5m dans la couche marneuse.

Le matériau constitutif des inclusions aura une résistance à la compression à 28 jours minimale de 25 MPa. Les inclusions seront disposées selon un maillage de 1,9 x 1,9 m .[12]

5.2.3 Contexte hydrogéologique

Au cours de la campagne de reconnaissance, le bureau d'études de sol LNHC a relevé un niveau d'eau à 3 m de profondeur soit vers la cote 1,0 NGA. En effet, la réalisation des essais in-situ, a montré une nappe d'eau à une profondeur d'environ 3m au niveau du sondage pressiométrique N°1 en date du 29 décembre 2019 ; ce qui est confirmé par le puits mitoyen (voir figure 5). De plus, les échantillons récupérés des sondages ont montré des degrés de saturation proches de 100

5.2.4 Contexte géotechnique

5.2.4.1 Synthèse de la campagne de reconnaissance

Au droit du projet, la campagne de reconnaissance a été menée sur le site (cf. figure 5) par le bureau d'études de sol LNHC, qui se compose de :

- Deux (02) sondages carottés, d'une profondeur de 30ml et de 20 ml (Voir annexe 1)
- Trois (03) sondages pressiométriques dont deux d'une profondeur de 30 ml et un de 20ml (Voir annexe 2).
- Deux (2) essais au pénétromètre au cône CPT (Cone Penetrometer Test) (voir annexe 3).
- Des essais de laboratoire effectués sur les échantillons prélevés lors de la réalisation des sondages carottés pour la reconnaissance des terrains présents.



FIGURE 5.5 – Implantation des essais sur le terrain du projet.

Ces sondages mettent en évidence une séquence des terrains présents dans la figure 7 synthétique ci-après. Les profondeurs sont indiquées par rapport à la plateforme d'intervention des sondages.

Sondage carotté	Profondeur (m)	Nature du sol
SC N°01	0.00/0.80	Terre arable (végétale).
	0.80/3.00	Limons sableux, humides de couleur marron foncé
	3.00/7.00	Argiles marneuses, limoneuses, coquillées de couleur marron.
	7.00/30.00	Marnes argileuses, moyennement compacts de couleur grisâtre, plastiques et humides, saturées en profondeur (vers 27m).
SC N°02	0.00/3.00	Remblais
	3.00/4.00	Limons sableux, humides de couleur marron foncé.
	4.00/7.50	Argiles marneuses, limoneuses de couleur marron.
	7.50/20.00	Marnes argileuses, moyennement compactes, plastiques, saturée (environ 17m) saturées de couleur grisâtre.

FIGURE 5.6 – Description lithologique des sols en place.

Un log de sondages descriptifs plus parlant est donné en figure 7 ci-après.

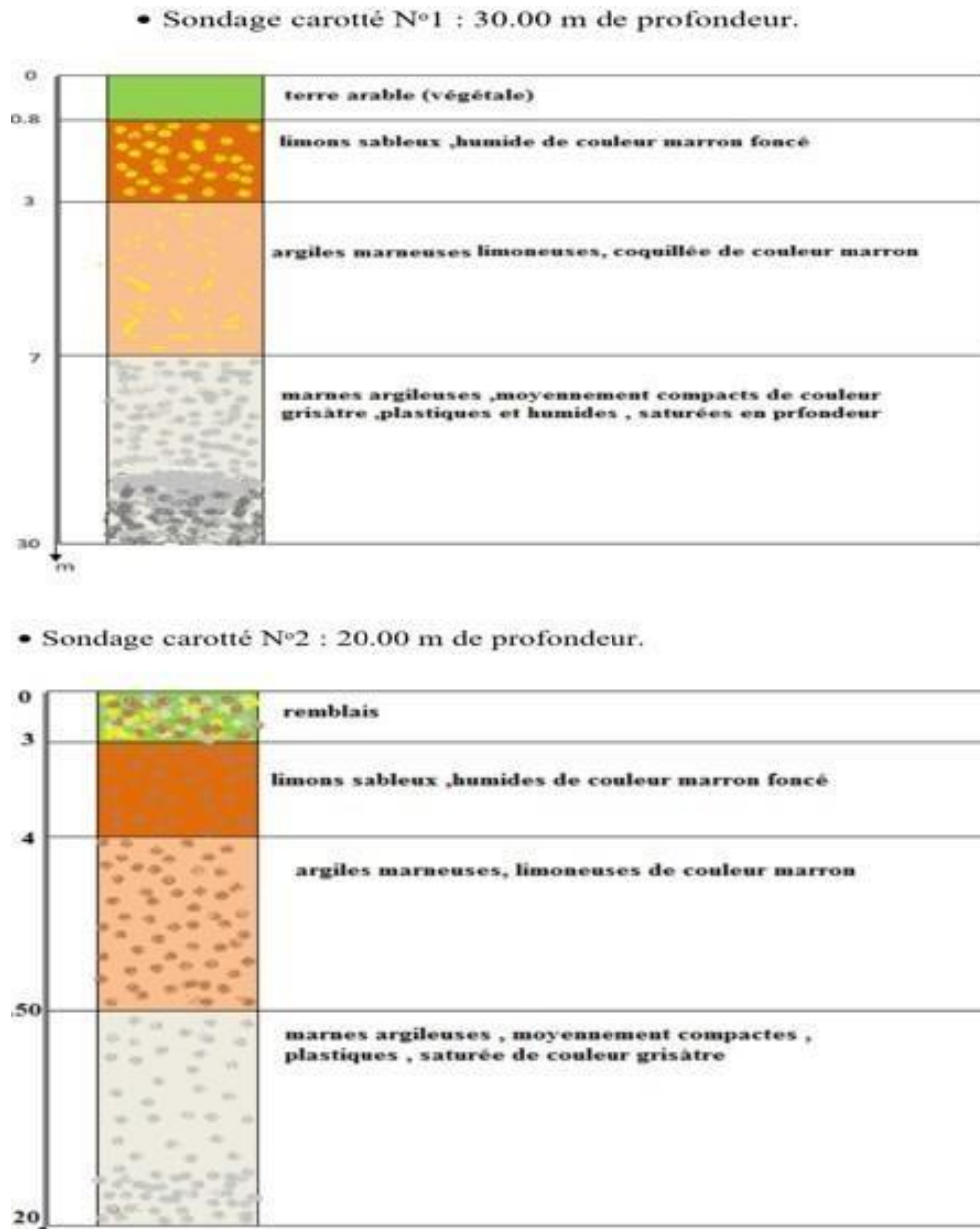


FIGURE 5.7 – : Log stratigraphique des terrains présents sur le site du projet.

5.2.4.2

Synthèse des caractéristiques physiques

- Les résultats des essais granulométriques indiquent un sol fin dans les deux sondages car plus de 50% d'éléments passent au tamis $80\mu m$.
- Les teneurs en eau mesurées en laboratoire sur des échantillons indiquent que le sol est humide.
- Les degrés de saturation indiquent que le sol est saturé ($S_r > 90\%$) – cf. tableau 2.

- D'après les valeurs des densités sèches obtenues, celles-ci montrent que le sol est lâche (argile molle).
- Pour les niveaux supérieurs des deux sondages ($< 4m$) on a un type d'argile peu plastique (limon sableux) par contre au-delà de 3m on a une argile très plastique.
- Le sol présente un potentiel de gonflement faible (pression de gonflement libre (0,033 bar).
- Les résultats des analyses chimiques et minéralogiques indiquent une agressivité nulle (chlorures et sulfates en traces) du sol selon la norme NF P 18 – 011 vis-à-vis du béton durci de l'infrastructure.

Le récapitulatif des valeurs moyennes, indépendamment du sondage, est donné dans le tableau 1 ci-après.

TABLEAU 5.1 – Valeurs moyennes des poids volumiques, teneurs en eau et degrés de saturation (pour les deux sondages SC1 et SC2).

Nature du terrain	Teneur en eau ω (%)	Degré de saturation S_r (%)	Poids vol humide γ_h (t/m ³)	Poids vol sec γ_d (t/m ³)
Limon sableux	18,21	90,50	2,07	1,75
Argile marneuse	26,04	100,00	2,01	1,60
Marne argileuse	42,10	96,50	1,75	1,24

5.2.4.3 Synthèse des caractéristiques mécaniques

Les essais de cisaillement rectiligne de type consolidé drainé à la boîte de Casagrande ont donné les valeurs moyennes suivantes (cf. tableau 2).

TABLEAU 5.2 – Valeurs moyennes de c et ϕ déterminées par essai de cisaillement direct (boite de Casagrande).

Nature du terrain	Cohésion	Angle de frottement interne ϕ (°)
	C (kPa)	
Limon sableux	34	24,5
Argile marneuse	29	21,5
Marne argileuse	19,7	19,6

5.3 Interprétation d'un pieu par la technique PIT à faible déformation

5.3.1 Procédé de mesure et traitement de l'information

Un essai d'intégrité de pieu est un essai à faible déformation (small strain pile integrity test) compte tenu du faible choc donné par le marteau sur la tête du pieu (cf. figure 8) et qui génère une onde mécanique qui se propage dans le pieu en béton. Les éléments de béton vont vibrer et acquérir une vitesse particulière qui est maximale dès l'application de la force d'impulsion provoquée par le marteau et qui s'estompe rapidement jusqu'à la base du pieu où l'onde revient dans le cas d'un pieu sain (cf. figure 8).

Il est simple et rapide, réalisé avec un marteau à main et un capteur placé sur le pieu.

Un tel essai permet de :

- Mettre en évidence des défauts dans le pieu, tel que des fissures, des vides, des rétrécissements (étranglement) ou des inclusions de sol en enregistrant un retour d'onde précoce (en jaune dans la figure 8). La distance $d_1 = \frac{1}{2}C \Delta t_1$ se lit directement et désigne la profondeur à laquelle se situe le défaut. C étant la vitesse de l'onde dans le béton (généralement 4000m/s).
- Déterminer la longueur $D = \frac{1}{2}C \Delta t$ d'un pieu (en rouge dans la figure 8) par la distance entre pics (début et fin) .

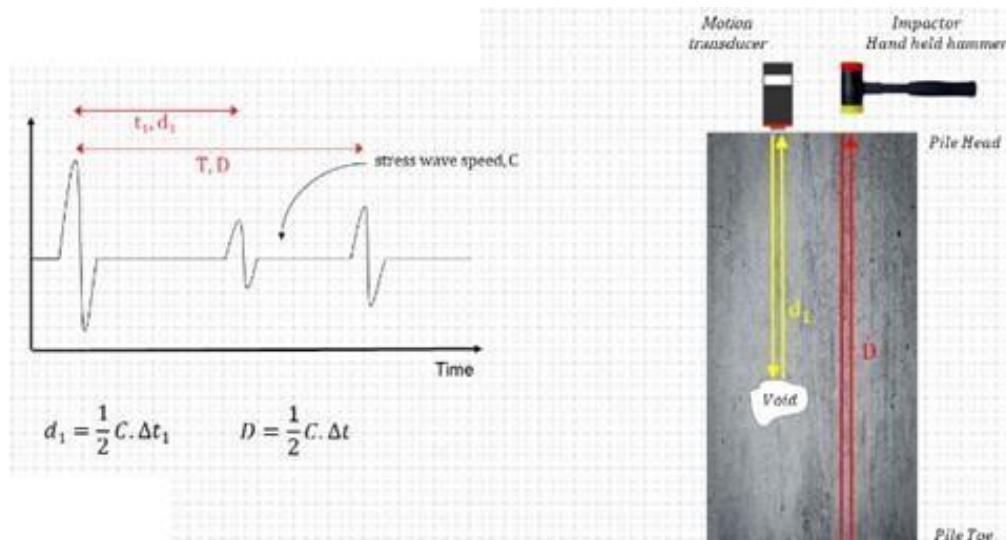


FIGURE 5.8 – Instruments du Test PIT (sans l'analyseur PDA qui donne la figure à gauche).

Nous réalisons deux types d'essais : l'essai d'intégrité par réflexion et l'essai d'impédance mécanique. Ces deux essais sont décrits ci-dessous.

5.3.1.1 Essai d'intégrité par réflexion.

Dans l'essai d'intégrité par réflexion, c'est la vitesse particulière à la tête du pieu (v) à l'aide d'un capteur d'onde qu'on appelle l'accéléromètre. L'impact du marteau crée une onde de choc qui se propage à travers le pieu. Le signal est enregistré et analysé en utilisant les principes de la théorie unidimensionnelle en milieu élastique de l'onde. Cette méthode ou technique est aussi appelée la méthode "écho", l'essai "sonore".

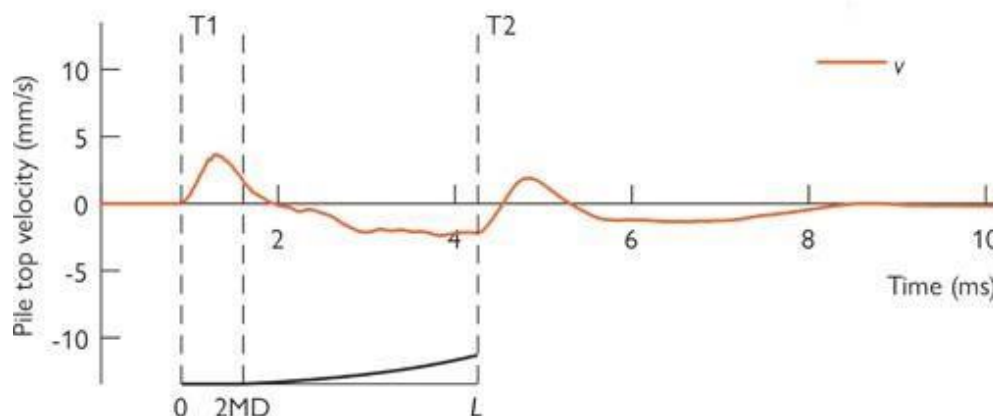


FIGURE 5.9 – Courbe de la vitesse particulière générée par l'onde de choc (mécanique) $v = f(t)$.

Comme illustré sur la figure 8, la courbe $v = f(t)$ désigne la vitesse (vitesse) particulière d'un élément de béton en fonction du temps de parcours de l'onde dans le pieu. Le pic initial est en tête du pieu qui enregistre une amplitude de vitesse maximale et au bout du pieu (base ou pied) on a un autre pic moins prononcé qui s'enregistre car on passe dans un autre milieu (contact au sol) de caractéristiques mécaniques différentes (densité différente ou module de Young différent).

Pour un pieu sain (sans défaut) il n'y a pas de pic intermédiaire.

La figure 10 montre le résultat d'un tracé de la vitesse en fonction de la longueur du pieu (25m). La figure 9a montre deux pics bien distincts distants de 25m qui est typique d'un pieu sain (sans défaut) mais par contre en b on voit bien un pic intermédiaire ou un artefact entre les deux pics qui indique un défaut situé à environ 12,5m.

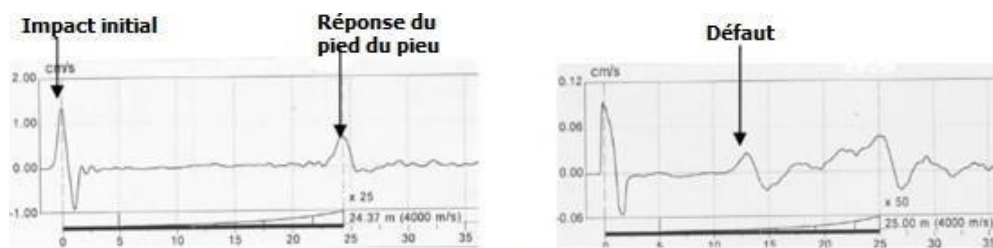


FIGURE 5.10 – : Courbe ou tracé typique de la vitesse particulière pour un pieu sain (a) et un pieu avec défaut (b).

5.3.1.2 Essai d'impédance mécanique

L'essai d'impédance mécanique s'accomplit selon les mêmes principes que l'essai d'intégrité par réflexion, à la différence près que la force générée par le marteau (F) est recueillie grâce à un marteau instrumenté relié par un câble d'enregistrement direct au PDA.

La mesure de la force permet d'estimer la section de la tête du pieu ainsi que de réaliser une analyse fréquentielle du signal. Le rapport $M = v/F$ est appelée mobilité (cf. figure 11).

L'essai d'impédance mécanique est aussi appelé la méthode par impédance ou la méthode impulsionnelle "MIMP".

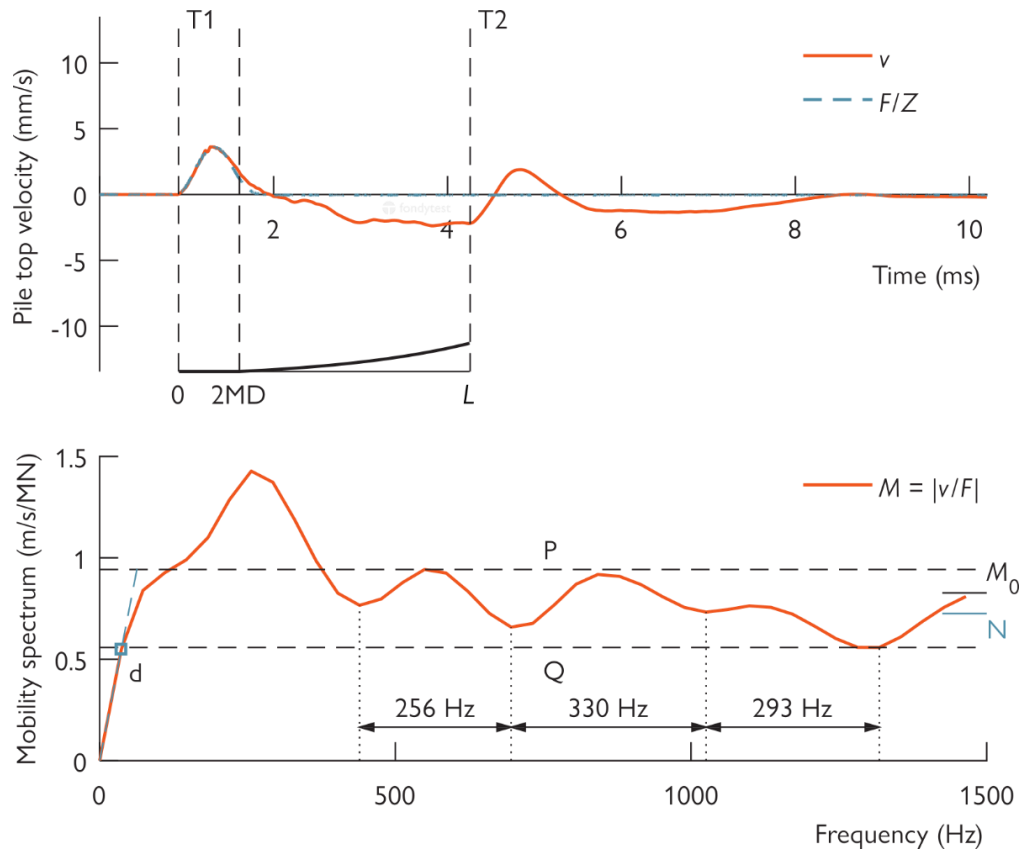


FIGURE 5.11 – : Courbe de mobilité en fonction de la fréquence du signal $M(f) = f(\text{freq})$.

:La mobilité est définie par l'équation : $M(f) = \frac{v(f)}{F(f)}$

- $M(f)$ - la mobilité (m/s/MN)
- $V(f)$ - Vitesse particulaire (m/s) à la fréquence f
- $F(f)$ - force (MN) à la fréquence f

L'inverse de la mobilité est ce qu'on appelle l'impédance Z qui est définie par : $Z(f) = \frac{1}{M(f)} = \frac{F(f)}{V(f)}$

Au-delà du premier pic, la courbe a tendance à montrer une certaine régularité (une certaine périodicité) dans la représentation de la mobilité qui est comprise dans une bande limitée entre deux extrêmes P (valeur maximale) et Q (valeur minimale).

C'est pourquoi on parle dans ce cas de la méthode de la réponse transitoire où l'onde vibratoire est globalement stationnaire.

La valeur moyenne dans cette bande est donnée par la valeur moyenne géométrique définie par :

$$N = \frac{q}{P \times Q}$$

L'inverse de la pente de la courbe de mobilité (à faible valeur de la fréquence f ou dite aussi à basse fréquence) nous donne la raideur à basse fréquence (dynamic stiffness ou raideur dynamique) définie par :

$$R_b = \left(\frac{F(f_0)}{\frac{V(f_0)}{w_0}} \right) = \frac{F(f_0)}{\frac{V(f_0)}{2\pi f_0}} = \frac{2\pi f_0}{\frac{V(f_0)}{F(f_0)}} = \frac{2\pi f_0}{(M(f_0))}$$

qui est l'inverse de $\frac{(M(f_0))}{2\pi f_0}$ la pente de la droite en début de la courbe w_0 étant la vitesse de pulsation égale à $2\pi f_0$ avec f_0 la valeur basse de la fréquence (ne dépassant pas le point d de la courbe en figure 10.

Le rapport $\frac{V(f_0)}{w_0} = \frac{(V(f_0))}{2\pi f_0}$ est en quelque sorte un déplacement (vitesse divisé par la fréquence de pulsation à basse fréquence f_0 .

5.3.1.3 Avantages et inconvénients de la méthode par réflexion/Impédance

a- Un essai d'intégrité à faible déformation est capable de :

- Déterminer la longueur du pieu Typiquement, la longueur du pieu peut être estimée jusqu'à un rapport $L/D = 30$ où L et D sont la longueur et le diamètre du pieu, respectivement. Ce rapport est indicatif et dépend, entre autres, des conditions de sol (homogène ou hétérogène).
- Déceler une anomalie potentielle du béton Un essai d'intégrité à faible énergie (petit choc au marteau) est capable de détecter fissures, vides, strictions (étranglement), bulbes (renflement) ou inclusions de sol dans le béton. On estime que la résolution minimale de détection est 20% de changement de caractéristiques du pieu (qualité du béton et/ou section) sur une longueur de 0,8m.
- Estimer la section de la tête du pieu (essai d'impédance mécanique seulement) En comparant les signaux de force et de vitesse dans le domaine temporel, nous pouvons estimer la section de la tête du pieu.

b- Les principales limites de l'essai d'intégrité à faible déformation sont :

- L'essai n'est pas capable de déterminer la capacité portante du pieu. Un essai d'intégrité à faible déformation ne peut pas évaluer les caractéristiques de charge-enfoncement d'un pieu (pieu battu) ni même d'évaluer la résistance en pointe (à la base du pieu) pour un pieu foré. Seul un essai de chargement dynamique en est capable.
- La performance est réduite pour des rapports L/D élevés. Bien que cela dépende des conditions de sol, le signal est représentatif du pieu pour un rapport L/D (dit aussi élancement) inférieur à 30. Typiquement les auteurs donnent un intervalle entre 10 et 30 pour l'élancement afin d'avoir une bonne représentativité des résultats.
- L'essai ne peut évaluer le pieu en dessous d'une fissure (dans un pieu encastré dans le sol). Si une fissure (pieu brisé) est détectée à une certaine profondeur, l'onde de choc est bloquée et l'essai ne peut évaluer la qualité du béton en dessous de la fissure (un autre défaut plus bas par exemple est masqué).

5.4 Résultats d'auscultation par PIT du pieu du Projet 'RIVIERA' de BEJAIA et interprétation

5.4.1 Analyse par impédance

La courbe de mobilité obtenue avec le logiciel PIT-W Version 2009 de PDInc., enregistrée sur le terrain du site du projet RIVIERA, au niveau du pieu numéro 2245, est donnée en figure 12. Elle permet une analyse fréquentielle de l'onde enregistrée (mobilité).

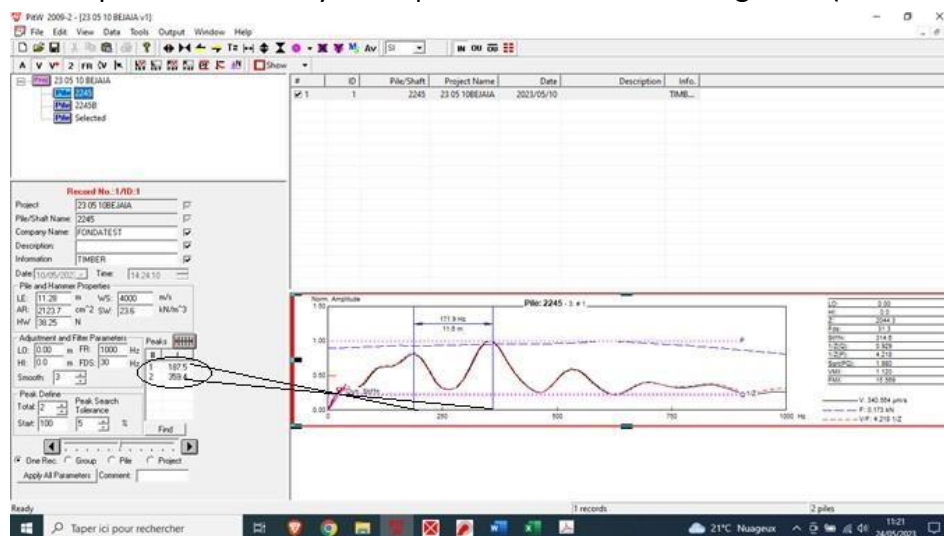


FIGURE 5.12 – Courbe de mobilité du pieu n°2245 du projet RIVIERA de Bejaia.

La trace de la vitesse $v(f)$ et de la mobilité $M(f)$ sont quasiment confondues. Ceci est intéressant lorsque l'on cherche à identifier en tête du pieu une anomalie structurelle. En effet en comparant la largeur de pulsation de la vitesse du premier pic avec celui de la force et s'il y a un décalage alors on peut s'attendre à ce type d'anomalie (avec un marteau instrumenté). Ce qui n'est pas notre cas.

Par contre on voit bien qu'on a plusieurs pics (principalement 3) bien distincts et sensiblement équidistants ou espacés selon une fréquence avoisinant la valeur de 170 Hz (distance approximativement identiques entre les pics). Ce qui suggère une certaine périodicité de l'onde vibratoire (ou une certaine stationnarité). La fréquence maximale est de 1000 Hz et la fréquence d'échantillonnage est de 30 Hz. On remarque que l'écho correspondant au milieu est plus prononcé (plus haut) que celui du fond (base) (le 3eme pic) ce qui indique un défaut à une distance de 11,5m ce qui est conforme à la relation théorique $d = c/2f = 4000/(2 \times 171,9) = 11,6m$. En sachant la tolérance des calculs estimés par la méthode évaluée à 5% on peut admettre que le résultat est satisfaisant.

* L'impédance théorique est donnée par l'expression : $Z_T = \rho \cdot c \cdot A$

$$\rho = \gamma/g - \text{densité du béton}(2,4)$$

c - célérité de l'onde (4000m/s)

A – Aire de la section transversale (2123,7cm²)

* Les calculs donnent : $Z_T = 2,4 \times 4000 \times 2123,7 \cdot 10^{-4} = 2038,8 \text{ kN/m/s}$ ce qui est très proche de la valeur indiquée par le logiciel ($Z = 2044,3$).

* La mobilité théorique est définie par (Stain, 1982) : $N_T = \frac{1}{\rho c A} = \frac{1}{Z_T}$

Ce qui révèle qu'elle est l'inverse de l'impédance théorique Z_T donc $N_T = 1/Z_T = 49 \cdot 10^{-5} \text{ m/skN}$

* La mobilité mesurée pour le pieu du projet est $M = 1/Z = 1/2044,3 = 48,9 \cdot 10^{-5} \text{ m/skN}$ ce qui est très proche de la valeur calculée théoriquement.

* La mobilité maximale est définie par la valeur de P qui est de $4,218 \times (1/2044,3) = 4,218 \times 48,9 \cdot 10^{-5} = 206 \cdot 10^{-5} \text{ m/s/kN}$.

- * La mobilité minimale est définie par la valeur Q qui est de $0,929 \times (1/2044,3) = 45,4 \cdot 10^{-5} \text{ m/skN}$
- * La mobilité moyenne ou caractéristique est définie par la moyenne géométrique entre les pics de résonance qui est donnée par les valeurs de P et Q : $N_c = \sqrt{P \times Q} = 96,7 \times 10^{-5} \text{ m/skN}$

La règle dit que si $N_c \geq N_T$ alors un défaut existe probablement en raison d'une section transversale plus petite que prévue ou d'un matériau de qualité inférieure à l'intérieur du pieu (faible ρ ou faible E).

Dans notre cas cela démontre que nous avons un défaut dans le pieu N°2245.

- * La raideur dynamique (dynamic stiffness) est déterminée avec l'inverse de la pente de la droite tracée sur le début de la mobilité à basse fréquence. Sa valeur mesurée est de $R_b = 314,5 \text{ kN/m}^2$.

5.4.2 Analyse par réflexion

Pour ce qui est de la courbe $v = f(L)$, qui représente la variation de la vitesse particulaire en fonction de la longueur du pieu, a été enregistrée sur le terrain du site du projet RIVIERA au niveau du même pieu numéro 2245 (cf. figure 13). Elle permet une analyse temporelle de l'onde.

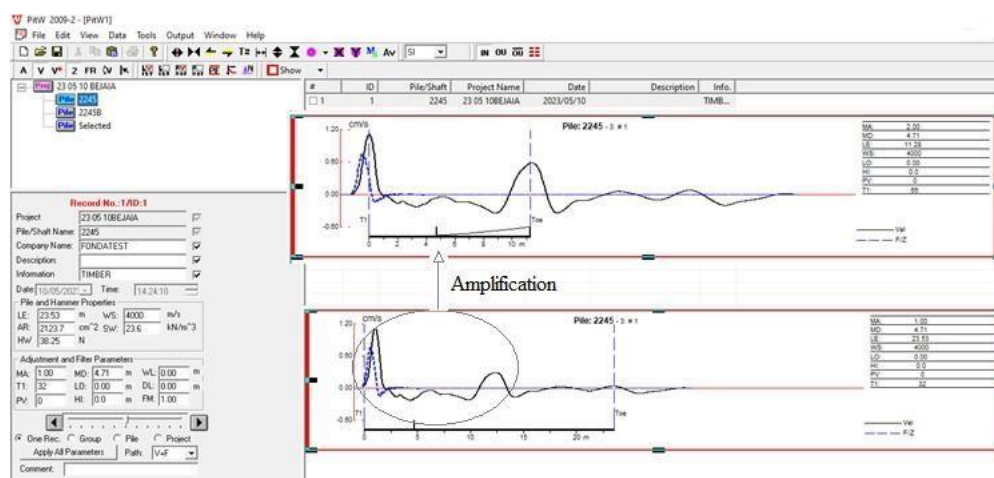


FIGURE 5.13 – Courbe de la vitesse particulaire d'un élément du pieu n°2245 du projet RIVIERA de Bejaia.

Cette courbe montre clairement qu'il y a un défaut du pieu situé à une profondeur de 11,6 m (du même ordre que celui de l'analyse par impédance) si l'on prend en compte le pourcentage de tolérance dans les calculs du logiciel qui affiche la valeur de 11,28 avec 5%

on obtient 11,8m. Plus exactement la profondeur du défaut se situe dans un intervalle de $11,28 \pm 5\%$.

La vitesse particulaire atteint sa valeur maximale (environ 1,1 cm/s) dès l'impulsion transmise par le contact du marteau qui transmet la force maximale à la tête du pieu. L'écho retransmis de l'onde s'observe clairement au niveau du défaut et qui masque en quelque sorte l'écho de fond qui n'est pas bien visible à la base du pieu (en figure 13) mais qui apparaît mieux aux alentours de 12 ms dans la figure 14 qui représente la courbe de vitesse en fonction du temps de parcours de l'onde $v = f(\text{temps})$. Le défaut dans le pieu est identifié aux alentours de 6ms ; ce qui nous suggère que l'anomalie est identifiée au milieu de la longueur total du pieu ($L = 23,5 \text{ m}$) c'est-à-dire à $23,5/2 = 11,6\text{m}$. La célérité de l'onde étant $c=4000\text{m/s}$ celle-ci va parcourir une longueur $2L = c \times \Delta t = 4000 \times 0,01177$ donc $L = 23,53\text{m}$ et pour un temps de moitié c'est-à-dire de 0,0058s, on aura $L = 11,6\text{m}$.

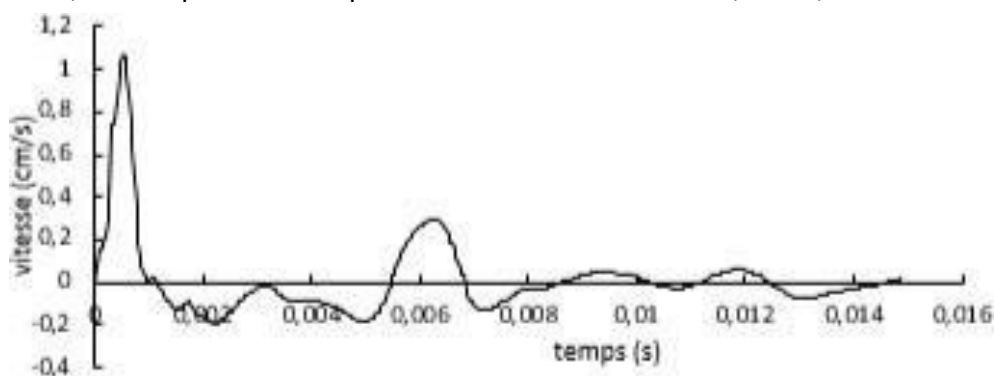


FIGURE 5.14 – Courbe de la vitesse particulaire en fonction du temps ($v = f(t)$).

5.5 Modélisation avec PIT-S Version 1.18 de 2012 (de PDInc.) du Pieu 2245 de RIVIERA (Bejaia)

Dans ce qui suit nous présentons une modélisation simple de la réponse impulsionnelle du pieu sous l'effet d'un choc en incorporant ses caractéristiques géométriques (longueur de 23,5m et l'aire de la section transversale dont le diamètre est de 52cm c'est-à-dire $2123,7\text{cm}^2$). Ce pieu est encastré dans un terrain constitué de 2 couches seulement (la première est l'argile marneuse de 2m et la seconde est la marne argileuse de 21,5m) exactement comme il a été mentionné dans la campagne géotechnique du projet. Nous avons considéré que les couches sont cohérentes dont la première est de densité faible (loose

density) et la seconde moyenne (medium density). Ce logiciel permet la création d'un défaut en réduisant ou augmentant la section (étranglement, renflement ou une cassure) et visualise l'écho rendu par le défaut à la profondeur voulue de 11,5m. Pour évaluer l'impact de la réduction de section (étranglement) sur le pic de la vitesse particulière, nous avons choisi un taux progressif de 20, 40,68,80 après avoir fait un test de validation du modèle à 0% (pieu sain) qui présente un pic de l'impulsion initiale comme celui identifié par le logiciel utilisé sur le terrain du projet (figure 13 ou 14).

a- Pieu sans défaut :(0% défaut)

Le rendu graphique de l'impulsion pour un pieu sain ne montre que 2 échos. Le premier en contact avec la tête du pieu et le second l'écho de fond (base du pieu). Le premier est de même amplitude de vitesse que celui illustré en figure 15 (courbe réelle).

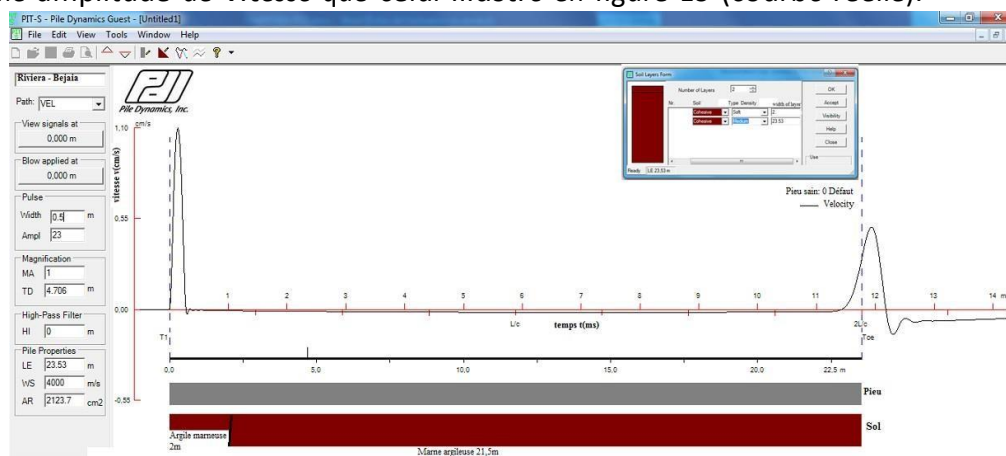


FIGURE 5.15 – Modélisation d'un pieu sain (0 défaut) - Courbe de $v=f(t)$.

b- Pieu avec défaut (étranglement ou striction) : 20% - 40% - 60% - 80%

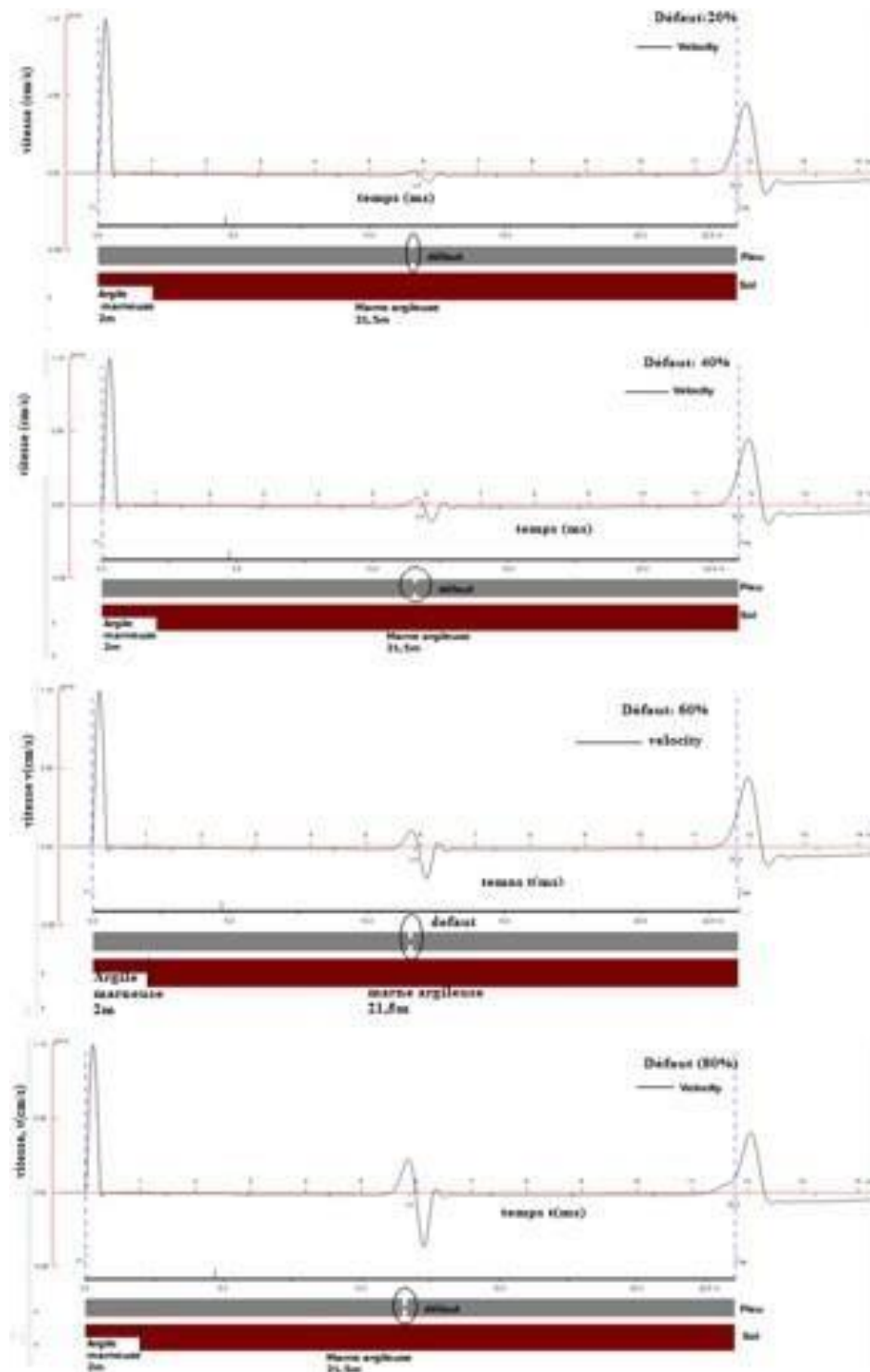


FIGURE 5.16 – Evolution de l'écho du défaut avec l'augmentation du taux d'étranglement (striction).

Discussion :

Le résultat de modélisation du pieu avec une variation progressive de l'ampleur du défaut de 20 à 80% (Figure 16) montre nettement, au milieu du pieu à l'endroit du défaut, un pic de la vélocité qui évolue avec le taux du défaut. On constate que le pic vers le bas est plus grand que celui vers le haut. Plus le taux de déformation géométrique (défaut), qu'on appelle ici la striction ou l'étranglement, est élevé, plus on a un pic de vitesse plus haut ou bien la réponse du modèle dans la zone du défaut est identifiée par un écho plus prononcé. Cette observation s'avère encore plus remarquable pour un pieu carrément brisé en deux (cassure) où le défaut est de 100% (cf. Figure 17). Dans ce dernier cas la hauteur du pic de vélocité de la coupure est presque de la même amplitude que celle de l'impulsion initiale et largement au-dessus de celui de l'écho de fond. Ce large pic s'explique par le passage d'un milieu solide (béton) d'une certaine densité massique (2400kg/m^3) à un milieu de très faible densité ($1,2\text{kg/m}^3$) relativement. On sait que la célérité de l'onde est inversement proportionnelle à la densité massique du milieu traversé.

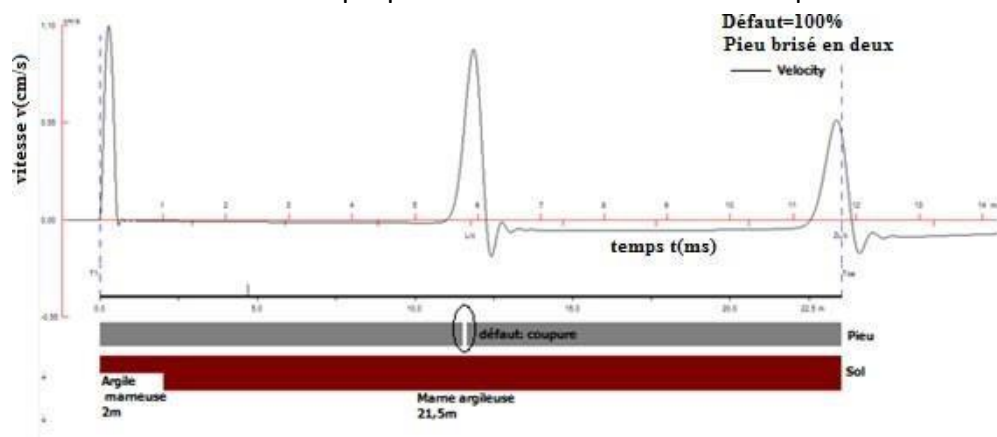


FIGURE 5.17 – Courbe de la vitesse en fonction du temps pour un pieu brisé en son milieu.

Dans le même ordre d'idée, nous avons recherché l'aspect du schéma de réponse impulsionnelle du pieu avec un défaut géométrique mais de type renflement (augmentation de matière et non diminution). Le résultat est illustré en figure 18. On s'aperçoit que les pics au niveau du défaut sont inversés par rapport à celui de la striction pour un même taux de défaut (60%).

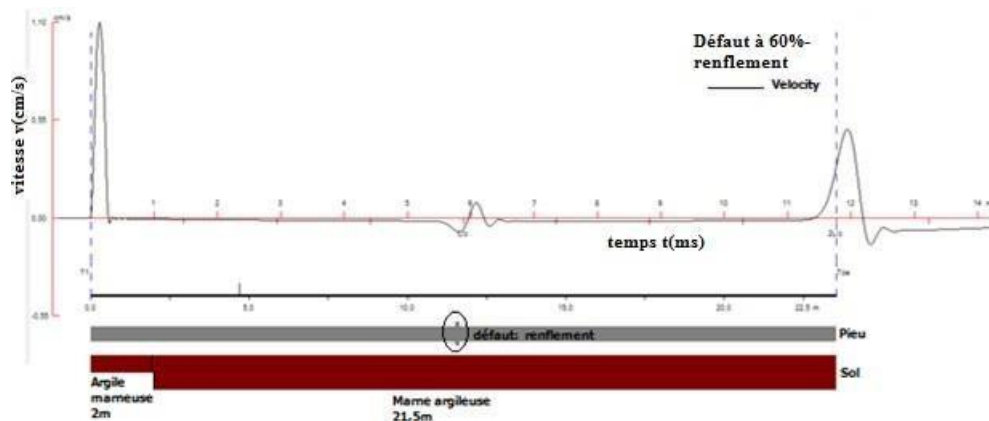


FIGURE 5.18 – Réponse impulsionnelle d'un pieu ($v = f(t)$) avec défaut de type renflement (60%).

Pour pouvoir statuer sur la validation du modèle "echo-pulse" simple du pieu réalisé avec PIT-S (fig 15 avec 80% défaut) nous avons comparé celui-ci à celui des données réelles du terrain (fig. 14). Nous pouvons dire que globalement les deux courbes sont similaires et proches l'une de l'autre (cf. figure 19) ; mise à part l'écho de fond qui n'est pas le même (pas la même amplitude). En effet, ce résultat montre l'importance du terrain à la base du pieu dans son encastrement et celui-ci n'est pas pris en compte dans la modélisation avec PIT-S, qui considère que le pieu est de type flottant et non encastré. De plus, la variabilité ondulatoire avant le défaut peut être l'effet du bruit parasite de l'instrument d'enregistrement et aussi de la qualité du terrain argileux et marneux qui a été considéré non saturé alors qu'en réalité le terrain autour du pieu est saturé comme l'a démontré la campagne géotechnique.

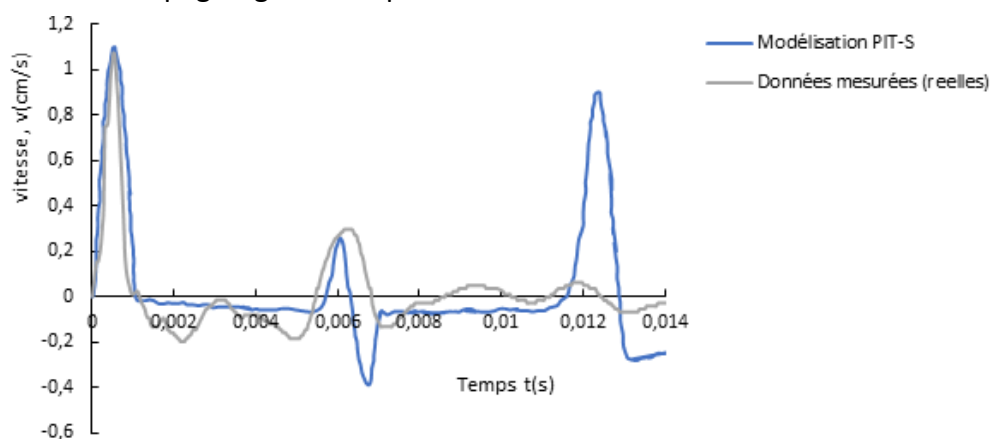


FIGURE 5.19 – Comparaison entre les résultats mesurés sur terrain et modélisés avec PIT-S de $v = f(t)$.

5.6 Conclusion

On recourt à des fondations profondes par pieux lorsqu'une solution superficielle (semelles, radier, puits) n'est pas réalisable, au vu de l'adaptation au sol de l'ouvrage projeté. Cette décision a été prise pour le projet RIVIERA, de la construction de trois blocs d'immeubles de 13 étages avec sous-sol. L'emprise du projet est importante et une plateforme (radier) renforcé par un matelas épais de gros granulats recouvrant une maille d'inclusions rigides (pieux) de 1.9x1.9m, a été choisie. Ces pieux ont un diamètre 0,52m et de profondeur 23,5m. Ils prennent naissance dans la couche d'argile marneuse (sous le matelas) et s'enfoncent dans la marne argileuse sur une profondeur de 23,5m.

Les désordres qui peuvent affecter ces pieux sont de deux ordres, tassement ou rupture du pieu c'est pourquoi une étude de sol incomplète, inadaptée ou mal interprétée peut induire le choix d'un type de pieu inadapté au contexte géotechnique, tant au stade de l'exécution des pieux qu'à celui de la conception du futur ouvrage. Pour cela, une série de contrôle d'intégrité de pieu par PIT avec la méthode réflexion et impédance a été réalisée sur le terrain du projet en question. Il s'est avéré qu'un des pieux (celui portant le N°2245) a été identifié comme défectueux. La courbe de mobilité $M = f(\text{freq})$ et celle de la vitesse particulaire $v = f(t)$ ont montré clairement un défaut ou une anomalie située à 11,6m (milieu du pieu). L'inverse de l'impédance du pieu est défini comme la mobilité. La variation de l'impédance est liée à la variation de la section transversale A du pieu, ainsi qu'au matériau du pieu.

L'utilisation du logiciel PIT-S est suffisante pour un apprentissage de la lecture d'une courbe de (vitesse, accélération, déplacement, mobilité) simulant un choc impulsif avec un marteau sur la tête d'un pieu. Les résultats simulés avec PIT-S sont en bon accord avec les données mesurées réelles obtenues avec le même type de logiciel de traitement de données (PIT-W) de la même compagnie qui les commercialisent (PDInc.). PIT-W est un logiciel à usage professionnel complet et PIT-S est plutôt d'apprentissage éducatif pour les universitaires. Bien que les courbes de mesures réelles et de simulation soient similaires dans une large mesure, nous soulevons tout de même cette différence d'amplitude de l'écho de fond enregistré que nous suggérons le fait de l'encastrement dans le sol en profondeur (PIT-S considère le pieu flottant).

La variabilité ondulatoire avant le défaut peut être l'effet du bruit parasite de l'instrument d'enregistrement et aussi de la qualité du terrain argileux et marneux qui a été considéré 'non saturé' alors qu'en réalité le terrain autour du pieu est saturé comme l'a démontré la campagne géotechnique. De plus, nous n'avons aucune information sur le type de défaut affectant ce pieu.

Conclusion générale et perspectives

Ce mémoire a exploré en détail les méthodes d'auscultation appliquées au contrôle des fondations profondes, démontrant leur rôle essentiel dans la préservation de l'intégrité des infrastructures fondamentales de nos ouvrages de génie civil. À travers une analyse approfondie des différentes techniques, de leurs avantages et de leurs limites, ainsi que des études de cas pertinents, il est clair que l'auscultation offre un moyen puissant d'assurer la sécurité, la durabilité et la performance des fondations profondes.

On recourt à des fondations profondes par pieux lorsqu'une solution superficielle (semelles, radier, puits) n'est pas réalisable, au vu de l'adaptation au sol de l'ouvrage projeté. Nous avons présenté les méthodes traditionnelles telles que les inspections visuelles et les essais de charge qui ont été complétées et améliorées par des technologies de pointe, notamment la surveillance par capteurs, et la modélisation numérique. Ces avancées technologiques ont permis une surveillance en temps réel, une détection précoce des anomalies et une optimisation de la maintenance, contribuant ainsi à minimiser les risques potentiels associés aux fondations profondes.

En définitive, ce mémoire a mis en lumière l'importance de l'auscultation dans le domaine des fondations profondes, ouvrant la voie à une utilisation plus répandue et à une meilleure compréhension de ces techniques. À mesure que les infrastructures continuent de croître en complexité et en envergure, l'application judicieuse des méthodes d'auscultation deviendra encore plus indispensable pour garantir la pérennité de nos structures essentielles. C'est ce que nous avons essayé de faire dans la partie pratique de ce travail en traitant un pieu défectueux d'un projet de construction réel haut de 13 étages avec sous-sol (projet immobilier RIVIERA) situé à Bejaia et en apportant une explication de la trace graphique rendu par la méthode de réflexion/impédance de la technique dite par PIT.

L'emprise du projet est importante et une plateforme (radier) renforcé par un matelas épais de gros granulats recouvrant une maille d'inclusions rigides (pieux) de 1.9x1.9m, a été choisie.

Ces pieux ont un diamètre 0,52m et de profondeur 23,5m. Ils prennent naissance dans la couche d'argile marneuse (sous le matelas) et s'enfoncent dans la marne argileuse sur une profondeur totale de 23,5m. Sachant la nature cohérente et saturée du terrain (sol fin) et sa faible portance pour un tel projet, une série de contrôle d'intégrité de pieu par PIT avec la méthode réflexion et impédance a été réalisée sur le terrain par la société de contrôle géotechnique FONDATEST. Il s'est avéré qu'un des pieux (celui portant

le N°2245) a été identifié comme défectueux. La courbe de mobilité $M = f(\text{freq})$ et celle de la vitesse particulaire $v = f(t)$ ont montré clairement un défaut où une anomalie est située à 11,6m (milieu du pieu). Les résultats simulés avec PIT-S sont en bon accord avec les données mesurées réelles obtenues avec le même type de logiciel de traitement de données (PIT-W) de la même compagnie qui les commercialisent (PDInc.). Bien que les courbes de mesures réelles et de simulation soient similaires dans une large mesure, nous soulevons tout de même cette différence d'amplitude de l'écho de fond enregistré que nous suggérons le fait de l'encastrement dans le sol en profondeur (PIT-S considère le pieu flottant et non encasté). De plus, la technique PIT donne de meilleurs résultats pour un élancement $\sqrt{L/D}$ préc 30) et qui n'est pas notre cas puisqu'il a été estimé à 45.

La variabilité ondulatoire avant le défaut peut être l'effet du bruit parasite de l'instrument d'enregistrement et aussi de la qualité du terrain argileux et marneux qui a été considéré 'non saturé' alors qu'en réalité le terrain autour du pieu est saturé comme l'a démontré la campagne géotechnique. De plus, nous n'avons aucune information sur le type de défaut affectant ce pieu.

Perspectives et recommandations :

Le présent travail aspire à inspirer de futures recherches et à encourager l'adoption continue de ces méthodes pour renforcer la solidité et la fiabilité des fondations profondes qui soutiennent des ouvrages de plus en plus haut dans des terrains de moins en moins favorables.

Pourtant, il reste des défis à relever, notamment la gestion des données massives générées par ces méthodes, la calibration et la validation des capteurs, ainsi que l'intégration de ces techniques dans les processus de conception, de construction et de maintenance. Cependant, ces défis ne sont que des incitations à poursuivre la recherche et l'innovation dans ce domaine crucial de l'ingénierie géotechnique et en particulier dans la méthode Réflexion/Impédance, qui, par la technique PIT, donne des résultats rapides et très peu coûteux et que la modélisation numérique d'un projet réel a montré son grand intérêt dans l'explication et la vérification de la position du défaut dans le pieu. Comme perspective et recommandation, nous suggérons de faire une modélisation numérique en 2D puis en 3D sous PLAXIS, avec une reconstruction réelle de l'ensemble des terrains présents sur le site du projet RIVIERA.

Dans l'objectif de reconstituer la courbe de $v = f(t)$, on cherchera en adoptant une modélisation dynamique en considérant le modèle de Franck et Zhao, qui est raisonnable pour une modélisation à faible déformation d'un sol cohérent entourant un pieu en béton armé. Ceci servira à déterminer la résistance en pointe du pieu et le frottement latéral avec une estimation du tassement du terrain sous le matelas que peut générer la fondation et la superstructure une fois les calculs de descente de charges a été fait pour chaque immeuble A, B ou C.

Bibliographie

- [1] Frank, roger. fondations superficielles. c 246. 10 nov. 1998.
- [2] *KASSOUL, Amar. Cours : Ossatures Bâtiment . Chlef : s.n. 2016.*
- [3] *HAMMOUD, Mohammad. Modélisation et simulation numérique du couplage entre les milieux discrets et continus. paris : s.n. 17 d'ecembre 2009.*
- [4] Fascicule n° 62. s.l. : Ressaisie dtrf, 1993. 93 10 117 c.
- [5] Chibani, laithmas. influence de l'interaction sol-structure sur le comportement au fluage des pieux sous chargement latéral constant. tizi-ouzou : Université mouloud mammeri de tizi-ouzou. 2021.
- [6] 1-33-fondations-profondes. [en ligne] . <https://chpbtsmendes.files.wordpress.com> , year=avril 2018.
- [7] Joram m, amir, et al. deep foundations. piletest.com ltd. [en ligne].[https://fernandeztadeo.com/adobe/dfi1905_page93 - 95.](https://fernandeztadeo.com/adobe/dfi1905_page93-95) , year=may 2019.
- [8] Hon-fung, cyril chan. [en ligne] .
- [9] Zadjouai, a et aissaoui, s. [en ligne] univ-tlemcen.<https://elearn.univ-tlemcen.dz/pluginfile.php/113354/modresource/content/1/tp5essaipressionnumerique> . , year=2019.
- [10] Auscultation d'un Élément de fondation. [en ligne]. <https://www.ifsttar.fr/collections/cahiersinteractifs/cii1/> . , year= oct 2015.

- [11] controle par impédance et réflexion. [en ligne] sarl fonda-
test.<http://www.fondatest-algerie.com/controle-impedance-reflexion/>.

,.

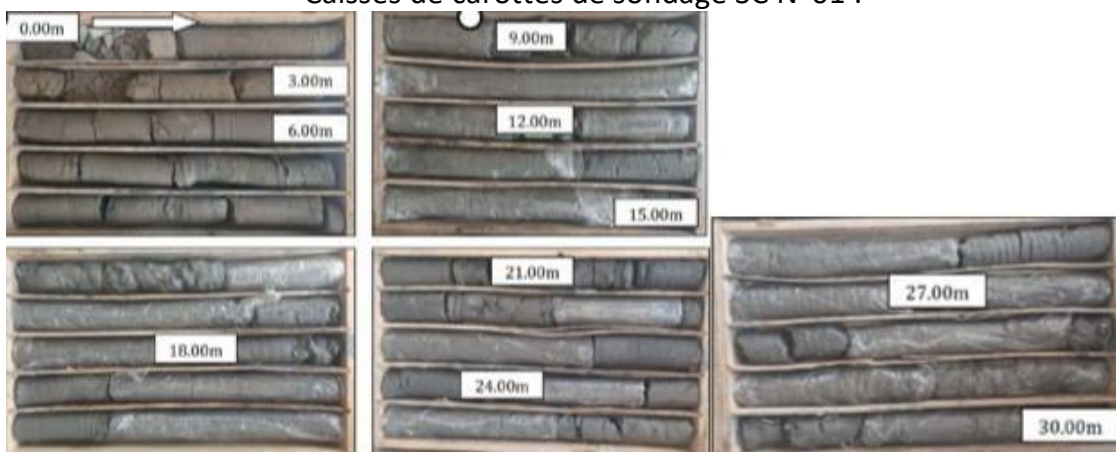
- [12] MULLER, S. *Note de calcul-Renforcement de sol par inclusions rigides*
Réalisation d'un ensemble immobilier. Résidence RIVIERA : . Keller Fon-
dations Spéciales SPA.

Caisses des carottes de sondages SC N°01 et SC N°02

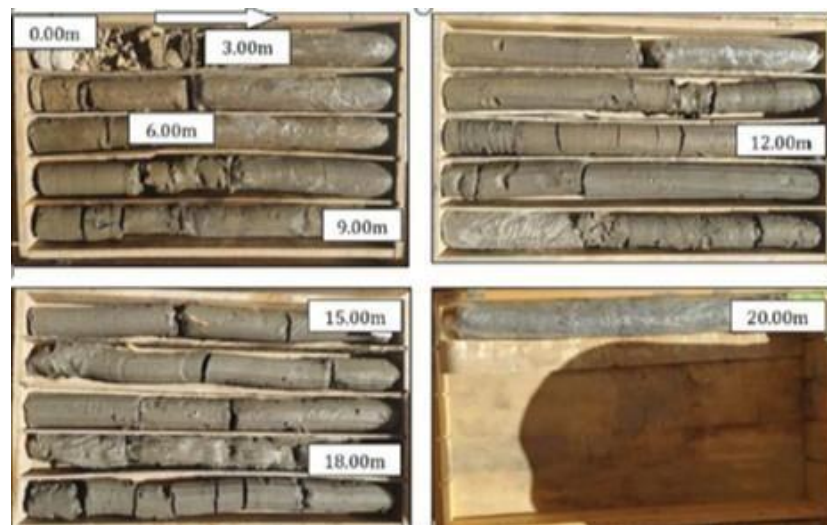
Tableau N°01 : Description lithologique des sols en place.

Sondage carotté	Profondeur (m)	Nature du sol
SC N°01	0.00/0.80	Terre arable (végétale).
	0.80/3.00	Limons sableux, humides de couleur marron foncé
	3.00/7.00	Argiles marneuses, limoneuses, coquillées de couleur marron.
	7.00/30.00	Marnes argileuses, moyennement compacts de couleur grisâtre, plastiques et humides, saturées en profondeur (vers 27m).
SC N°02	0.00/3.00	Remblais
	3.00/4.00	Limons sableux, humides de couleur marron foncé.
	4.00/7.50	Argiles marneuses, limoneuses de couleur marron.
	7.50/20.00	Marnes argileuses, moyennement compactes, plastiques, saturée (environ 17m) saturées de couleur grisâtre.

Caisses de carottes de sondage SC N°01 :



Caisses de carottes de sondage SC N°02 :



Résultats des essais pressiométriques SP N°01 N°02 et N°03

Tableau N° 02 : Résultats d'essais pressiométriques SP N°01

Profondeur (m)	Em (Bars)	Pl (Bars)	Em / Pl	P0 (Bars)	$P_L' = P_L - P_0$
1.00	581.10	4.29	135.45	0.102	4.188
2.00	79.62	5.52	14.42	0.204	5.316
3.00	32.53	2.27	14.33	0.246	2.024
4.00	173.88	5.05	34.43	0.324	4.726
5.00	38.76	4.97	7.80	0.456	4.514
6.00	30.69	3.75	8.18	0.588	3.162
7.00	34.99	3.08	11.36	0.720	2.36
8.00	83.61	2.91	28.73	0.862	2.048
9.00	8.64	1.39	6.21	1.00	0.390
10.00	14.94	1.33	11.23	1.135	0.195
11.00	10.12	0.84	12.05	0.272	0.568
12.00	13.01	0.73	17.82	0.408	0.322
14.00	34.68	0.86	40.33	0.681	0.179
16.00	36.47	2.21	16.50	1.954	0.256
18.00	23.75	2.35	10.10	2.227	0.123
20.00	12.75	2.67	4.77	2.50	0.170

Tableau N° 03 : Résultats d'essais pressiométriques SP N°02

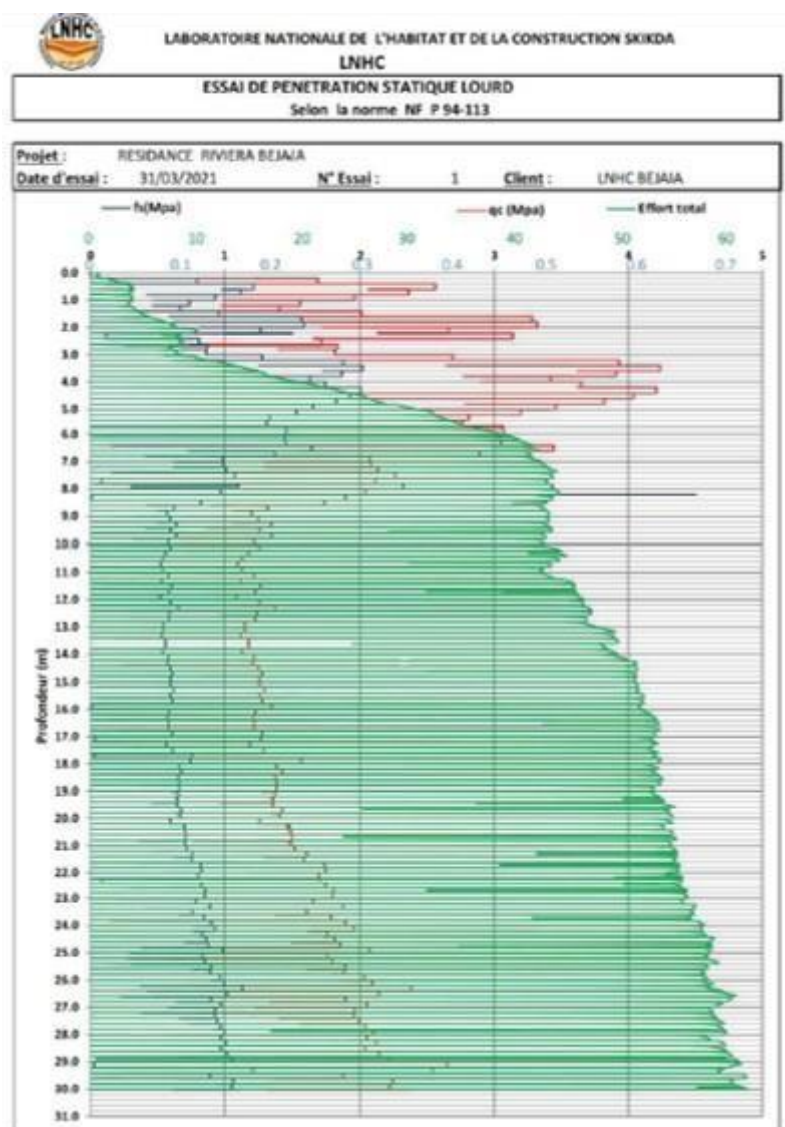
Profondeur (m)	E_M (Bars)	P_L (Bars)	E_M / P_L	P_0 (Bars)	$P_L^* = P_L - P_0$
1.00	65.87	6.63	9.94	0.102	6.528
2.00	201.01	9.38	21.43	0.205	9.175
3.00	36.05	1.93	18.68	0.181	1.749
4.00	27.39	3.51	7.80	0.319	3.191
5.00	57.49	4.69	12.26	0.457	4.233
6.00	26.85	2.01	13.36	0.595	1.415
7.00	17.99	2.95	6.10	0.726	2.224
8.00	17.31	2.51	6.90	0.862	1.648
9.00	56.09	3.01	18.63	0.999	2.011
10.00	25.61	1.96	13.07	1.135	0.825
12.00	30.38	1.70	17.87	1.408	0.292
14.00	30.73	1.82	16.88	1.681	0.139
16.00	30.38	2.18	13.93	1.954	0.226
18.00	30.09	2.28	13.19	2.227	0.053
20.00	7.50	2.54	2.95	2.500	0.040
22.00	53.13	2.85	18.64	2.773	0.077
24.00	44.99	3.75	12.00	3.046	0.704
26.00	151.97	6.37	23.86	3.319	3.051
28.00	95.24	6.62	14.39	3.592	3.028

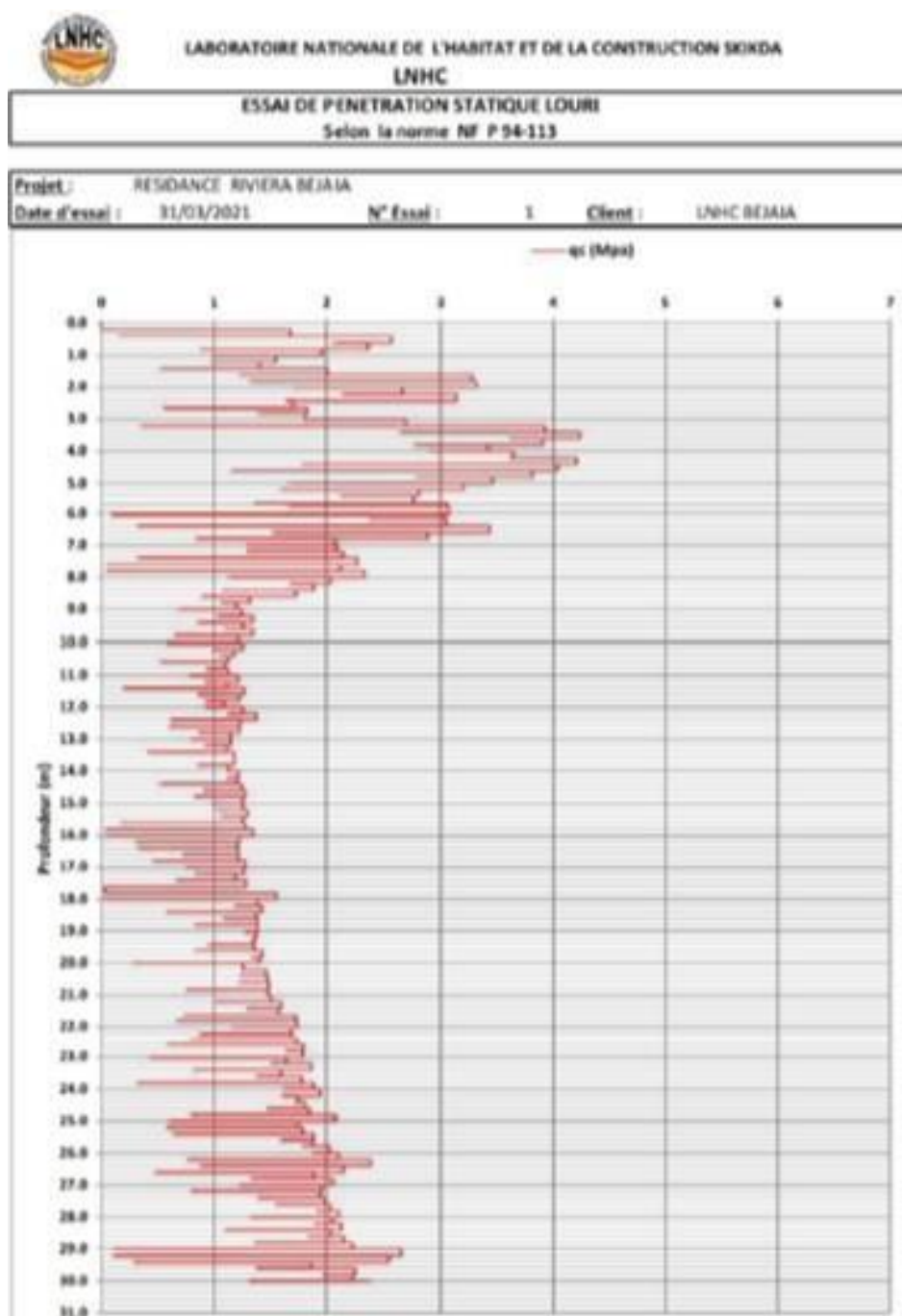
Tableau N° 04 : Résultats d'essais pressiométriques SP N°03

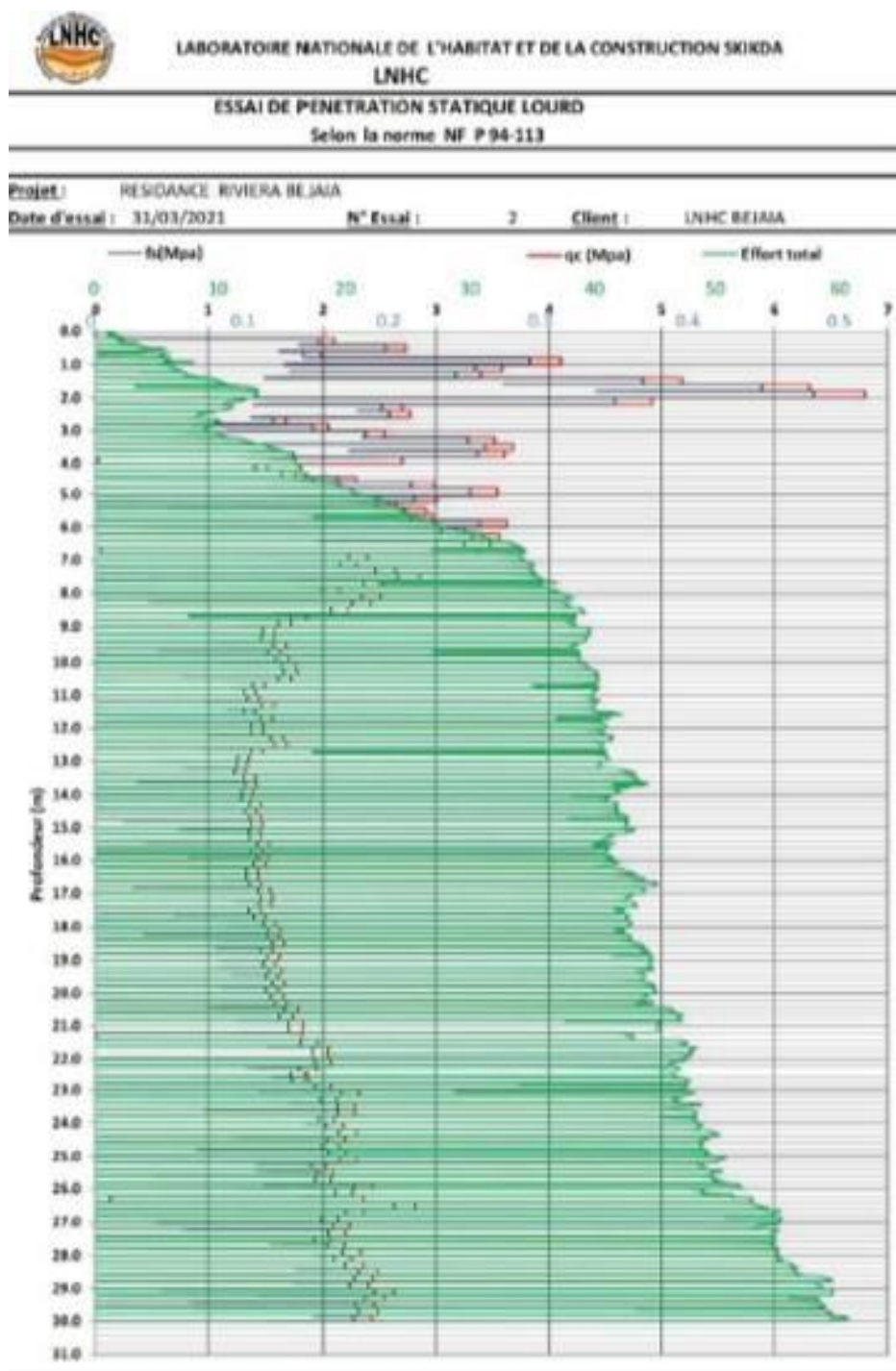
Profondeur (m)	E_M (Bars)	P_L (Bars)	E_M / P_L	P_0 (Bars)	$P_L^* = P_L - P_0$
4.00	56.71	4.76	11.91	0.319	4.441
5.00	15.43	2.59	5.96	0.457	2.133
6.00	22.90	3.57	6.41	0.595	2.975
7.00	44.67	2.70	16.54	0.726	1.974
8.00	29.51	3.72	7.93	0.862	2.858
9.00	86.90	3.16	27.50	0.999	2.161
10.00	26.59	2.95	9.01	1.135	1.815
12.00	23.24	1.50	15.49	1.408	0.092
14.00	14.64	1.73	8.46	1.681	0.049
16.00	31.58	2.28	13.85	1.954	0.326
18.00	86.90	2.47	35.18	2.227	0.243
20.00	40.83	2.84	14.37	2.50	0.34
22.00	40.06	2.97	13.48	2.773	0.197
24.00	24.65	3.58	6.89	3.046	0.534
26.00	60.25	3.54	17.02	3.319	0.221
28.00	191.57	6.24	30.70	3.592	2.648
30.00	77.02	6.89	11.18	3.865	3.025

Annexe C

Essais de pénétration statique lourd









LABORATOIRE NATIONALE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION SKIKDA
LNHC

ESSAI DE PENETRATION STATIQUE LOURD
Selon la norme NF P 94-113

Projet: RESIDANCE RIVIERA BEJAIA

Date d'essai: 31/03/2021

N° Essai: 2

Client:

LNHC BEJAIA

