

REPUBLIQUE DU CAMEROUN

Paix – Travail – Patrie

UNIVERSITE DE YAOUNDE I

FACULTE DES SCIENCES

CENTRE DE RECHERCHE ET DE
FORMATION DOCTORALE EN SCIENCES
TECHNOLOGIES ET GEOSCIENCES
UNITE DE RECHERCHE ET DE
FORMATION DOCTORALE PHYSIQUE ET
APPLICATIONS



REPUBLIC OF CAMEROON

Peace – Work – Fatherland

THE UNIVERSITY OF YAOUNDE I

THE FACULTY OF SCIENCES

POST GRADUATE SCHOOL FOR
SCIENCE, TECHNOLOGY AND
GEOSCIENCES
RESEARCH AND POSTGRADUATE
TRAINING UNIT FOR PHYSICS AND
APPLICATIONS

LABORATOIRE DE PHYSIQUE DE L'ENVIRONNEMENT TERRESTRE

PHYSICS'S LABORATORY OF TERRESTRIAL ENVIRONNEMENT

**CONTRIBUTION DE LA GEOPHYSIQUE DANS L'ETUDE DES FONDATIONS DES
OUVRAGES DE GENIE CIVIL AU CAMEROUN**

Thèse présentée en vue de l'obtention du Diplôme de Doctorat PhD en Physique

Spécialité : Physique de l'Environnement Terrestre

Par :

GOUNOU POKAM Blaise Pascal

Matricule : 05X246

Sous la direction de :

NJANDJOCK NOUCK Philippe, PhD

Professeur

Université de Yaoundé I



Année 2022



DEPARTEMENT DE PHYSIQUE
DEPARTMENT OF PHYSICS

ATTESTATION DE CORRECTION DE LA THESE DE DOCTORAT/Ph.D

Nous, Pr. HONA Jacques, Examineur, et Pr. DJUIDJEU KENMOE Germaine, Président du jury de la Thèse de Doctorat/Ph.D de Monsieur GOUNOU POKAM Blaise Pascal, Matricule 05X246, préparée sous la direction du Professeur NJANDJOCK NOUCK Philippe intitulée : « CONTRIBUTION DE LA GEOPHYSIQUE DANS L'ETUDE DES FONDATIONS DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL AU CAMEROUN », soutenue le mardi, 18 Avril 2023, en vue de l'obtention du grade de Docteur/Ph.D en Physique, Spécialité Géophysique et Géoexploration, option Physique de l'Environnement Terrestre attestons que toutes les corrections demandées par le jury de soutenance ont été effectuées.

En foi de quoi, la présente attestation lui est délivrée pour servir et valoir ce que de droit.

Fait à Yaoundé le 03 MAI 2023

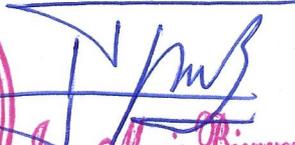
L'Examineur


Hona Jacques
Maître de Conférences

Le Président du jury


Prof. Djuidjeu Kenmoe Germaine
Professor
Department of Physics
University of Yaounde I

Le Chef de Département de Physique



Jean-Marie Bienvenu
Professeur

DEDICACE

A ma famille et tous mes proches

REMERCIEMENTS

Au Chef de l'Etat son Excellence Paul BIYA pour avoir engagé le Cameroun et sa jeunesse dans une vision des grandes ambitions, des grandes réalisations et des grandes opportunités tel que le quai de DANGOTE dans l'estuaire du Wouri à Douala ;

Au Premier Ministre Chef du Gouvernement, vous qui coordonnez l'activité gouvernementale et très stratégiquement la politique des grandes ambitions des grandes réalisations et des grandes opportunités ;

Au Ministre d'Etat, Ministre de l'Enseignement Supérieur, Chancelier des Ordres Académiques, vous qui de façon tactique encouragez au quotidien la recherche heuristique auprès des enseignants-chercheurs et des étudiants en particulier comme nous ;

Au **Recteur de l'Université de Yaoundé I**, vous avez bien voulu me donner l'opportunité de faire le Master et le Doctorat PhD en me sélectionnant deux fois consécutivement en 2017 et 2018 respectivement, merci pour cette fenêtre;

Au **Pr. NJANDJOCK NOUCK Philippe**, un homme d'avenir, un visionnaire, qui a pris le risque d'offrir au jeune camerounais que je suis, cette expérience particulière à travers ma sélection, sa disponibilité sans pareil et son encadrement exceptionnel ; un artisan arrimé à la visionne du Chef de l'Etat.

Un grand merci au Professeur Emérite **MANGUELLE-DICOUM Eliézer**, pour ses multiples encouragements et sages conseils;

Au **Pr. PEGNYEMG Dieudonné**, Coordonnateur du Centre de Recherche et de Formation Doctorale en Sciences, Technologies et Géosciences qui nous a offert cette merveilleuse opportunité;

Au **Pr. OWONO OWONO Luc Calvin**, Coordonnateur de l'Unité de Recherche et de Formation Doctorale Physique et Applications, pour notre intégration dans cette unité et pour la supervision des activités de notre unité de recherche;

Au **Pr. TCHOUANKEU Jean Claude**, Doyen de la Faculté des Sciences et tous les vice-doyens, pour leur encadrement et leur facilitation administrative ;

Au **Pr. NDJAKA Jean Marie Bienvenu**, Chef du Département de Physique, pour ses bons et loyaux services au Département de Physique;

Au **Président du jury**, pour sa présence et pour la supervision de notre évaluation ;

A tous les **autres membres du jury**, pour l'honneur qu'ils nous font en évaluant ce travail ;

A l'ensemble des enseignants-chercheurs du département de Physique, de la faculté des sciences et de l'école polytechnique de Yaoundé qui nous ont fait bénéficier de leur savoir ;

A l'ensemble de **mes collègues du laboratoire**, tout particulièrement **MBOUOMBOUO NGAPOUTH Ibrahim** pour leur contribution multiforme à ce travail ;

A tous mes frères et sœurs pour leurs multiples conseils et contributions et tout particulièrement **POKAM KENGNI HUGUES SERGES**, pour son orientation ;

A ma fille **MANGUEM FONGANG Philomène** pour sa joie et ses prières ;

A mon fils **GOUNOU POKAM Blaise Pascal Philippe**, miracle du Seigneur dans notre famille ;

A **FEUM Cédric Gildas**, pour ses prières, ses actions et sa disponibilité permanente ;

A **NONGNI TSOPMO Fränkel** pour ses contributions multiformes ;

A mes parents, Monsieur **POKAM Basile** et Madame **DOMENI HELENE CHANTAL**, pour leur soutien constant ;

A Ma douce moitié **GUEHOU HAPI THERESE MIREILLE** pour ses prières, son amour, sa persévérance ;

À tous ceux qui ont contribué à cette apothéose, je vous prie de trouver ici l'expression de ma profonde gratitude.

GLOSSAIRE

UTM: Universal Transverse Mercator;

CPT: Cone penetration test;

SPT: Standard Penetration Test;

DPA : Pénétromètre dynamique de type A

GPR : Ground penetrating radar

GPS : Global Positioning System

RTK : Real Time Kinematic

MRU : Motion Reference Unit

DGPS : Differential Global Positioning System

N F : Norme Française

RÉSUMÉ

La recherche et la connaissance des meilleures conditions d'ancrage des fondations de certains ouvrages tels que les ponts, les tunnels et les quais dans les estuaires sédimentaires est un défi pour les scientifiques en général et les ingénieurs en particulier. En effet, les quais sont des ouvrages qui reçoivent de très nombreuses sollicitations et nécessitent donc un ancrage pour éviter le basculement et garantir leur stabilité en service. Ce travail, à partir des données issues des méthodes de sismique réfraction, de sondages mécaniques et d'essais en laboratoire, caractérise les terrains de l'estuaire du Wouri en Afrique centrale. L'objectif est de déterminer et de présenter les couches de terrains rencontrées ainsi que leurs caractéristiques, afin de définir les meilleures conditions d'ancrage des fondations pour assurer la stabilité des quais qui y seront construits. La campagne de sismique réfraction montre que la zone d'étude est relativement hétérogène sur les 25 premiers mètres, avec des vitesses mesurées dans la gamme 1520-1750m/s ; modulable en deux gammes distinctes, entre 1520 - 1580 m/s caractéristiques des vases et sédiments meubles (alternance de couches d'argile, de sable, de silts peu compacts) et la gamme 1580 - 1750 m/s correspondant à la signature sablo-silteuses ou d'argiles compactes. Les sondages mécaniques montrent des terrains sédimentaires, alternance des couches d'argile sableuse et de sable argileux sur les 42 m sondés, lâches sur les 30 premiers mètres dans la zone des berges et sur les 15 premiers mètres dans la zone du canal ou du dragage, avec des pressions limites inférieures à 1 MPa. De même, les échantillons de sol prélevés et analysés en laboratoire montrent que les sols sont argileux sur les 30 premiers mètres, plastiques et liquides au regard de leur teneur en eau respectivement inférieure et supérieure aux limites de liquidité, confirmant leur caractère lâche. Les résultats de la sismique réfraction, des sondages mécaniques et des essais de laboratoire montrent que, dans les zones d'estuaires caractérisées par une alternance d'argile sableuse et de sable argileux, il n'existe pas toujours de formations dures dans les 25 premiers mètres de profondeur. Mais qu'à partir de 30 m de profondeur, les terrains deviennent moyennement compacts et commencent à constituer une couche d'ancrage suffisante pour garantir la stabilité des quais vis-à-vis des forces de poussées de terre.

Mots clés : quai, sismique-réfraction, essais mécaniques, essais en laboratoire, Afrique centrale, stabilité, estuaire du Wouri.

ABSTRACT

The search for and knowledge of the best conditions for anchoring the foundations of certain structures such as bridges, tunnels and quays in sedimentary estuaries is a challenge for scientists in general and engineers in particular. Indeed, wharves are structures that receive a lot of stresses and therefore require anchoring to avoid tilting and to guarantee their stability during service. This work, based on the analysis of data from seismic refraction methods, mechanical soundings and laboratory tests, characterises the terrain of the Wouri estuary in Central Africa. The objective is to determine and present the subsurface layers encountered as well as their characteristics, in order to define the best conditions for anchoring the foundations to ensure the stability of the quays to be built there. The seismic refraction campaign shows that the study area is relatively heterogeneous over the first 25 m, with velocities measured in the range 1520-1750 m/s; modulated in two distinct ranges, between 1520 - 1580 m/s characteristic of mud and loose sediments (alternating layers of clay, sand, loose silt) and the range 1580 - 1750 m/s corresponding to the signature of sandy-silty or compact clays. The mechanical tests show sedimentary soils, with alternating layers of sandy clay and clayey sand over the 42 m drilled, loose over the first 30 m in the bank area and over the first 15 m in the canal or dredge area, with a limit pressures of less than 1 MPa. Similarly, the soil samples taken and tested in the laboratory show that the soils are clayey over the first 30 metres, plastic and liquid with respect to their water content respectively below and above the liquidity limits, confirming their loose character. The results of seismic refraction, mechanical soundings and laboratory tests show that, in estuarine areas characterised by alternating sandy clay and clayey sand, there are not always hard formations in the first 25 metres of depth but, from a depth of 30 m, the soils become moderately compact and begin to form an anchoring layer sufficient to guarantee the stability of the quays against earth pressure forces.

Keywords: quay, seismic-refraction, mechanical tests, laboratory tests, Central Africa, stability, Wouri estuary.

TABLE DES MATIERES

DEDICACE	i
REMERCIEMENTS	ii
GLOSSAIRE	iv
RÉSUMÉ	v
ABSTRACT	vi
TABLE DES MATIERES	vii
LISTE DES FIGURES	9
INTRODUCTION GENERALE	13
CHAPITRE I : REVUE DE LA LITERATURE	16
I.1. LES QUAIS	17
I.1.1. Définitions	17
I.1.2. Types de quais	17
I.1.3. Critères de choix d'un type de quai	21
I.2. LA SISMIQUE REFRACTION	22
I.2.1. Définitions	22
I.2.2. Natures des ondes sismiques et mode de propagation	24
I.2.3. La méthode sismique réfraction	26
I.3. LES SONDAGES MECANQUES ET ESSAIS EN LABORATOIRE	30
I.3.1. Caractères déduits d'essais de laboratoire	31
I.3.2. Caractères déduits d'essais en place ou des sondages mécaniques	33
I.4. ZONE D'ETUDE	36
I.4.1. Description	36
I.4.2. Mesures in-situ	37
CHAPITRE II : MATERIEL ET METHODE	39
II.1. BATHYMETRIE ET SONAR A BALAYAGE LATERAL	40
II.2. LA SISMIQUE REFRACTION	40
II.2.1. Notions fondamentales	40
II.2.2. La sismique réfraction aquatique	45
II.3. ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD	50
II.3.1. Présentation	50
II.3.2. Principe de l'essai	50
II.3.3. Appareillage	50

II.3.4.	Réalisation de l'essai	52
II.3.5.	Résultats – Courbes corrigées	53
II.3.6.	Présentation des résultats – Forages pressiométrique.....	54
II.3.7.	Catégories conventionnelle de sols à partir du pressiomètre.....	56
II.4.	ESSAI DE PENETRATION AU CAROTTIER OU S.P.T.....	56
II.4.1.	Principe et résultats.....	56
II.4.2.	Appareillage.....	57
II.4.3.	Déroulement de l'essai	59
CHAPITRE 3 : RÉSULTATS ET DISCUSSION		63
III.1.	BATHYMETRIE AROUND DU QUAI	64
III.2.	PROFIL DES SISMIQUES, COURBES TEMPS-DISTANCE ET MATERIAUX .	68
III.2.1.	Profils sismiques.....	68
III.2.2.	Calcul des vitesses	71
III.2.3.	Courbes temps-distance et profils sismiques	71
III.2.4.	Identification des matériaux.....	89
III.2.5.	Identification des matériaux.....	89
III.3.	SONDAGES PRESSIOMETRIQUES ET PENETROMETRIQUES.....	91
III.3.1.	Sondages au pressiomètre Ménard	91
III.3.2.	Sondage SPT	99
III.4.	ESSAIS EN LABORATOIRE.....	109
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES.....		111
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		113

LISTE DES FIGURES

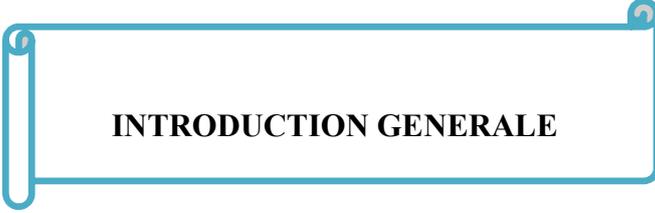
Figure 1 : Quai en caissons échoués ou havés	18
Figure 2 : Quai en palplanches.....	19
Figure 3 : Quai en parois moulées	20
Figure 4 : Ouvrages fondés sur pieux ou piles.....	21
Figure 5 : Vue en plan montrant une partie des fronts d'ondes dans un milieu homogène et isotrope	23
Figure 6 : Effet de la tension sur un élément de sol.....	24
Figure 7 : Mode de propagation de l'onde longitudinale dans le sol.....	25
Figure 8 : Mode de propagation de l'onde transversale dans le sol.....	25
Figure 9 : Mode de propagation de l'onde de Rayleigh dans le sol.....	26
Figure 10 : Mode propagation de l'onde de Love dans le sol.....	26
Figure 11 : Relation entre l'angle d'incidence et les angles réfléchis et réfractés, à l'interface de deux milieux homogènes et isotropes.....	27
Figure 12 : Angle limite de réfraction et relation entre les vitesses (cas de deux terrains).....	28
Figure 13 : Position des fronts d'ondes (onde longitudinale), cas deux terrains séparés par un plan horizontal.	29
Figure 14 : Dromochroniques dérivées de la figure 13.....	30
Figure 15 : Exemple de calcul de p_0	35
Figure 16 : Site location [19]	37
Figure 17 : Sismique réfraction.....	41
Figure 18 : Hodochrones.....	43
Figure 19 : Cas des interfaces inclinées.....	44
Figure 20 : Propagation des ondes réfractées.....	46
Figure 21 : Mise en œuvre méthode par flûte coulée.....	47
Figure 22 : Répartition des tirs.....	48
Figure 23 : Mise en œuvre méthode par flûte traînée	48
Figure 24 : Schéma d'un Pressiomètre	51
Figure 25 : Résultats bruts des mesures.....	52
Figure 26 : Résultats corrigés	53
Figure 27 : Forage pressiométrique	55
Figure 28 : Appareillage pour l'essai de pénétration au carottier	58

Figure 29 : Coupe du carottier	59
Figure 30 : Procès-verbal essai S.P.T	62
Figure 31 : Carte bathymétrique de la zone de l'estuaire de Douala d'après DANGOTE CEMENT CAMEROUN 2014, modifié	65
Figure 32 : Sonar à balayage latéral de la zone de l'estuaire de Douala de DANGOTE CEMENT CAMEROUN 2014, modifié	66
Figure 1 : Carte bathymétrique de la zone de l'estuaire de Douala d'après DANGOTE CEMENT CAMEROUN 2014, modifié.....	68
Figure 34 : Implantation des profils sismiques	70
Figure 35 : Courbe temps-distance profil L1.1	72
Figure 36 : Courbe temps-distance profil L1.2	72
Figure 37 : Courbe temps-distance profil L1.3	73
Figure 38 : Courbe temps-distance profil L2.1	73
Figure 39 : Courbe temps-distance profil L2.2	74
Figure 40 : Courbe temps-distance profil L4.1	74
Figure 41 : Courbe temps-distance profil L4.2	75
Figure 42 : Courbe temps-distance profil L4.3	75
Figure 43 : Courbe temps-distance profil L5.1	76
Figure 44 : Courbe temps-distance profil L5.2	76
Figure 45 : Courbe temps-distance profil L7.1	77
Figure 46 : Courbe temps-distance profil L7.2	77
Figure 47 : Courbe temps-distance profil L7.3	78
Figure 48 : Courbe temps-distance profil L9	78
Figure 49 : Courbe temps-distance profil T1	79
Figure 50 : Courbe temps-distance profil T2	79
Figure 51 : Courbe temps-distance profil T3	80
Figure 52 : Courbe temps-distance profil T4	80
Figure 53 : Courbe temps-distance profil T5	81
Figure 54 : Courbe temps-distance profil T6	81
Figure 55 : Courbe temps-distance profil T7	82
Figure 56 : Courbe temps-distance profil T8	82
Figure 57 : Courbe temps-distance profil TA1	83
Figure 58 : Courbe temps-distance profil TB	83
Figure 59 : Courbe temps-distance profil TB3	84

Figure 60 : Sections sismiques L 1.1, L1.2 et L1.3.....	84
Figure 61 : Sections sismiques L 2.1, L2.2.....	85
Figure 62 : Sections sismiques L4.3, L4.2 et L4.1.....	85
Figure 63 : Sections sismiques L5.2, L5.1.....	86
Figure 64 : Sections sismiques L7.3, L7.2 et L7.1.....	86
Figure 65 : Sections sismiques T8, T7 et L9.....	87
Figure 66 : Sections sismiques T1, T3 et TA1.....	87
Figure 67 : Sections sismiques T2, T6 et T4.....	88
Figure 68 : Sections sismiques TB3, TB2 et T5.....	88
Figure 69 : Principe de calcul théorique des vitesses.....	89
Figure 70 : Implantation des sondages mécaniques.....	91
Figure 71 : Sondage pressiométrique SP1.....	93
Figure 72 : Sondage pressiométrique SP2.....	94
Figure 73 : Sondage pressiométrique SP3.....	95
Figure 74 : Sondage pressiométrique SP4.....	96
Figure 75 : Sondage pressiométrique SP5.....	97
Figure 76 : Sondage pressiométrique SP 6.....	98
Figure 77 : Sondage pénétrométrique SP1.....	100
Figure 78 : Sondage pénétrométrique SP2.....	101
Figure 79 : Sondage pénétrométrique SP3.....	102
Figure 80 : Sondage pénétrométrique SP 4.....	103
Figure 81 : Sondage pénétrométrique SP5.....	104
Figure 82 : Sondage pénétrométrique SP6.....	105
Figure 83 : Sondage pénétrométrique SP7.....	106
Figure 84 : Sondage pénétrométrique SP 8.....	107

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Récapitulatif des différents ouvrages d'accostage	22
Tableau 2 : Catégories conventionnelles de sols	56
Tableau 3 : Coordonnées des profils sismiques transversaux.....	68
Tableau 4: Coordonnées des profils sismiques longitudinaux.....	68
Tableau 5 : Paramètres et transformations géodésiques	69
Tableau 6 : Gamme de vitesse pour chaque profil sismique.....	71
Tableau 7 : Vitesses des ondes P dans les matériaux courants	90
Tableau 8 : Récapitulatif des résultats des sondages au pressiomètre Ménard.....	92
Tableau 9 : Récapitulatif des sondages pénétrométriques	107
Tableau 10 : Récapitulatif des échantillons de sols prélevés	109



INTRODUCTION GENERALE

Un ouvrage de génie-civil est une construction de grande importance permettant de franchir un obstacle sur une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs, bâtiments, tranchée couverte, digue) et un dispositif de transition entre plusieurs modes de transports (quais et autres ouvrages portuaires). Leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances et des expériences théoriques et pratiques très complexes, relevant aussi bien des sciences de l'ingénieur que de la géophysique appliquée [1]. Le développement des différents types de commerce dans les estuaires s'accompagne de la nécessité de doter ces derniers de grands ouvrages de génie-civil tels que des ponts, des quais et des ports [2-5]. Cependant, les dépôts sédimentaires qui y sont généralement rencontrés, dont la consistance est parfois lâche, posent l'épineux problème de leur reconnaissance afin de garantir la stabilité et la pérennité des fondations des futurs ouvrages qui y seront construits, conditions essentielles de leur bon fonctionnement, de leur durabilité et de leur rentabilité économique [6-8]. L'étude des conditions d'ancrage des fondations des ouvrages dans les estuaires sédimentaires constitue donc un défi pour les scientifiques en général et les ingénieurs en particulier [2-7, 9]. L'estuaire du Wouri est un grand estuaire d'Afrique centrale, où plusieurs rivières se rejoignent et se jettent dans le Golfe du Biafra [8, 10, 11]. Compte tenu de sa connexion avec le Golfe de Guinée, il est le carrefour de nombreux échanges économiques nationaux, sous-régionaux et internationaux [12]. Le développement de ces nombreuses activités nécessite la construction d'ouvrages de génie civil spécifiques, dont les quais [13-15]. En effet, les quais sont des ouvrages constitués par une section de berge, de rive ou de rivage d'un port ou d'une voie navigable, aménagée en vue de permettre l'accostage des bâtiments de navigation, l'embarquement ou le débarquement des passagers, le chargement ou le déchargement des marchandises. La fonction des quais les expose donc à de nombreuses sollicitations qui se traduisent généralement par des forces de poussée qui rendent leur construction très complexe, notamment leur stabilité qui dépend de la maîtrise de leur point d'encastrement ou de leur ancrage dans le sol [16, 17]. L'encastrement ou l'ancrage dans le sol dépend des caractéristiques physico-mécaniques du sol support, ce qui pose le problème de l'influence de la profondeur des fondations sur la stabilité des futurs quais [18-20]. Ce travail, basé sur la sismique réfraction, les sondages mécaniques et les essais en laboratoire, caractérise les terrains de l'estuaire du Wouri en Afrique Centrale. L'objectif est de contribuer par la géophysique à l'étude des fondations des ouvrages de génie-civil au Cameroun. Plus spécifiquement, il s'agit de déterminer et de présenter les couches de terrains rencontrées et leurs

caractéristiques mécaniques pour assurer la stabilité des quais devant être construits dans l'estuaire du Wouri en Afrique Centrale.



CHAPITRE I : REVUE DE LA LITERATURE

Les estuaires situés dans des villes constituent en générale de véritables opportunités économiques. En effet, comme tenu de leur ouverture à la mer, c'est le carrefour des nombreux échanges commerciaux, impliquant des mouvements plus ou moins importants des navires, des biens et des personnes. L'ensemble de ces mouvements exigent des ouvrages spéciaux de génie-civil tels que les quais, nécessaires à l'accostage des navires, au débarquement et au chargement des biens et des personnes. Les quais résistent aux diverses actions qui les sollicitent en général par leur encastrement et leur ancrage dans les sols ; ce qui impose une bonne reconnaissance des terrains supports. La reconnaissance des sols peut se faire au moyen de la sismique réfraction et des sondages mécaniques dont l'efficacité n'est plus à démontrer.

I.1. LES QUAIS

I.1.1. Définitions

Un quai est une section de berge, de rive ou de rivage d'un port ou d'une voie navigable, aménagée en vue de permettre l'accostage des bâtiments de navigation, l'embarquement ou le débarquement des passagers, le chargement ou le déchargement des marchandises [12]; c'est donc un ouvrage d'accostage dans un port.

Compte tenu de cette définition, un quai doit remplir trois fonctions principales :

- Servir d'appui pour le navire et permettre son amarrage ;
- Assurer la liaison entre le navire et la terre ;
- Servir d'ouvrage de soutènement pour le terre-plein

Cette dernière fonction distingue les quais les uns des autres. En effet l'effort de poussée du terre-plein peut être repris de diverses manières :

- ❖ La poussée des terres est reprise par le poids de l'ouvrage: c'est le cas des **quais poids** ;
- ❖ La poussée des terres est reprise par ancrages d'ouvrage, c'est le cas **des quais écrans** ;
- ❖ La poussée des terres est reprise par encastrement de l'ouvrage : c'est le cas des **ouvrages fondés sur pieux ou piles**

I.1.2. Types de quais

I.1.2.1. Les quais poids

Un quai poids est un ouvrage dont la stabilité est assurée par son poids grâce aux frottements qu'il mobilise au niveau de l'interface entre sa fondation et le sol. Il existe de

nombreuses variantes de quais poids ; en raison de leur conception assez simple dans leur principe (ouvrage-poids), ils ont été utilisés depuis longtemps, et le sont encore très fréquemment.

I.1.2.1.1. Quais-poids en blocs de béton

Le mur du quai est constitué de blocs de béton préfabriqués, évidés ou non, empilés sous l'eau les uns sur les autres, au-dessus d'une assise bien réglée ; les vides des blocs, s'ils existent, sont remplis de remblai, et l'ensemble est solidarisé par une poutre de couronnement en béton armé coulée in situ au-dessus du niveau de l'eau. Ces ouvrages sont toujours réalisés en site nautique ; ils exigent des moyens de levage puissants mais ont l'avantage de réduire au minimum les travaux à exécuter sur place. La hauteur maximale de ces types d'ouvrages est de l'ordre de 15 à 20 m.

I.1.2.1.2. Quais en caissons échoués ou havés

Les caissons sont constitués d'une ou plusieurs cellules verticales en béton armé ou précontraint; ils sont préfabriqués partiellement ou totalement, amenés en flottaison sur le site et disposés en continu sur l'alignement du quai, puis remplis de sable compacté par vibration ou de tout-venant, avant d'être sollicités par la poussée des remblais arrière. Les caissons peuvent aussi être mis en place écartés les uns des autres, pour constituer un front d'accostage discontinu et servir de support à une plate-forme nervurée en béton pour la circulation des engins de manutention.

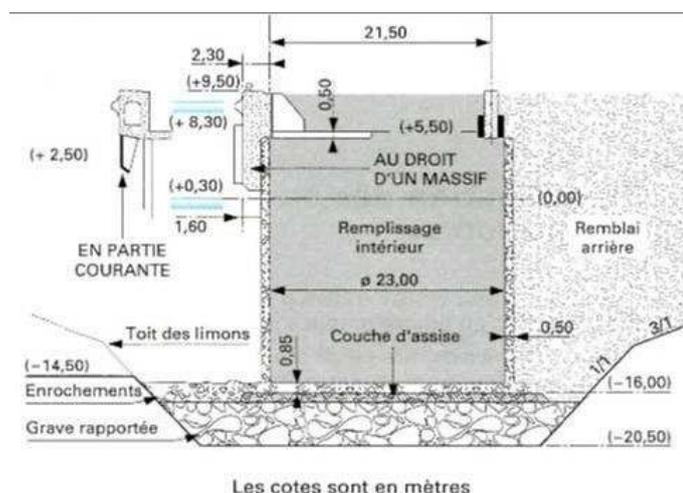


Figure 1 : Quai en caissons échoués ou havés

L'utilisation de caissons échoués ou havés est plus intéressante en site nautique qu'en site terrestre du fait de la réduction de hauteur à draguer ou à haver. En raison du coût des moyens nécessaires à la mise en œuvre des caissons (charges fixes), cette technique n'est en général compétitive que pour les quais de grande hauteur (environ 20 m et plus, c'est-à-dire surtout en bassin marnant) et pour des quais de grande longueur.

I.1.2.1.3. Quais en gabions de palplanches plates

Ils sont constitués par des palplanches métalliques plates, battues verticalement, et assemblées sous forme de piles circulaires ou d'enceintes gabionnées. Ce type de quai est plus léger qu'un quai en caisson de béton armé et s'adapte mieux aux tassements ; sa grande déformabilité peut être gênante. Il est plus compétitif en site terrestre, pour des quais de hauteur moyenne.

I.1.2.2. Quais avec écran plan

I.1.2.2.1. Quais en palplanches

Les ancrages sont le plus souvent constitués par des tirants passifs en acier attachés sur un ouvrage d'ancrage constitué par un petit rideau arrière ou une palée de pieux inclinés ; les tirants peuvent parfois être actifs. Les quais en palplanches conviennent aussi bien en site nautique qu'en site terrestre mais, dans ce dernier cas notamment, il faut s'assurer des possibilités et moyens de battage au niveau de fiche déterminé par le calcul. Sensibles à la corrosion (en moyenne, on estime la réduction d'épaisseur d'acier à 0,1 mm par an), les rideaux de palplanches sont parfois protégés, avant battage, par des peintures bitumineuses, ou après, par un système de protection cathodique.

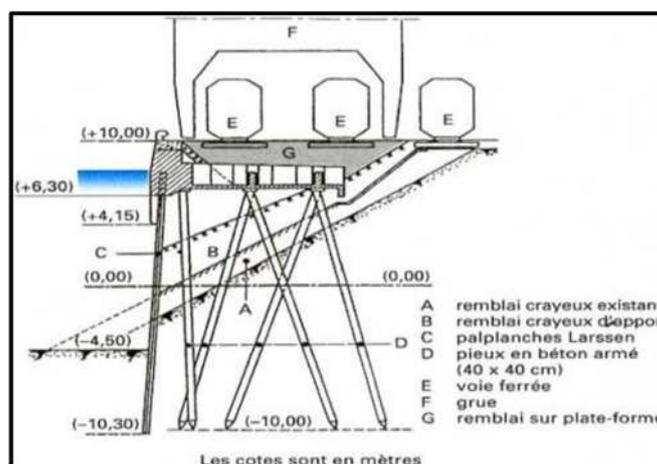


Figure 2 : Quai en palplanches

I.1.2.2. Quais en parois moulées

Les quais en parois moulées planes sont constitués par un écran frontal plan en paroi moulée, buté ou encastré en pied, et ancré sur un ou deux niveaux par des tirants passifs ou actifs. L'utilisation de la paroi moulée exige un site de construction terrestre, qui peut être obtenu par remblaiement préalable, sous réserve qu'il soit suffisamment compact.

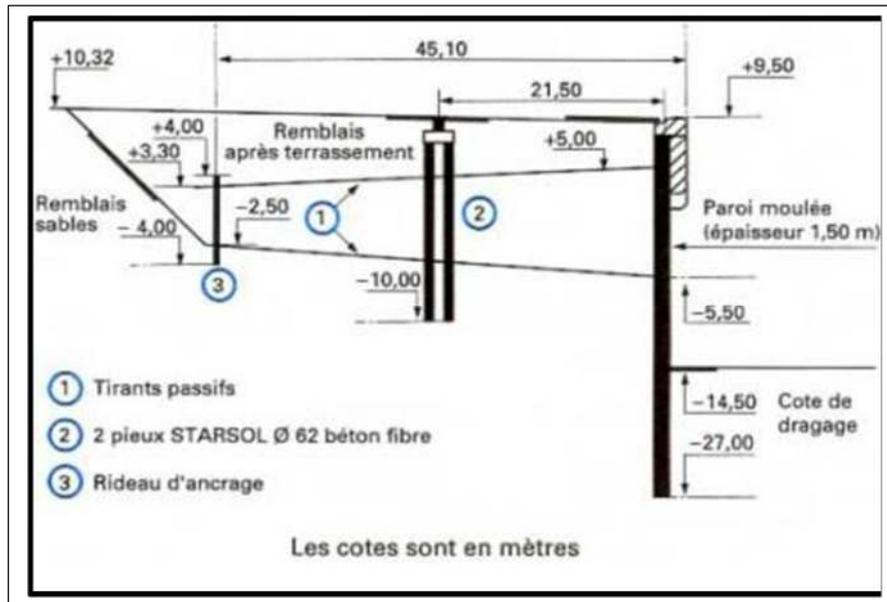


Figure 3 : Quai en parois moulées

I.1.2.3. Ouvrages fondés sur pieux ou piles : dispositions générales

Ces ouvrages constituent le stade ultime de l'évolution des quais creux : ils ne remplissent plus la fonction de soutènement des terres, puisque le terre-plein en arrière de l'ouvrage est limité par un talus auto-stable et protégé de la houle par un revêtement d'enrochements, le raccordant avec le fond du bassin. La liaison entre navire et terre-plein est assurée par une plateforme nervurée en béton armé supportée par des pieux en acier, verticaux ou inclinés (de 1/3 à 1/5). Lorsque cette plate-forme recouvre la largeur totale du talus de raccordement, l'ouvrage est appelé **quai** sinon il s'agit d'un **duc-d'albe**.

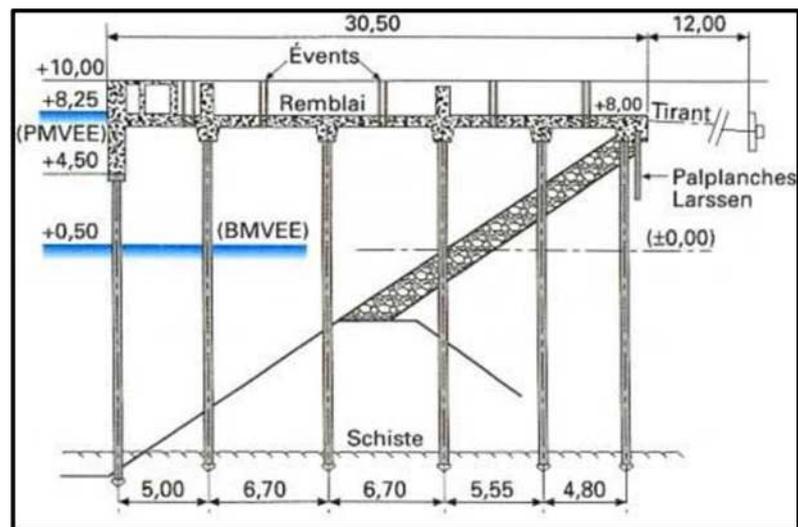


Figure 4 : Ouvrages fondés sur pieux ou piles

Ce type d'ouvrage est adapté quand il est à construire dans un site nautique et que les couches portantes se situent à plus de 10 m au-dessous du fond du bassin ; il convient également, à condition de prévoir des pieux en acier, faciles à récupérer. La nature des couches supérieures (au-dessus du fond du bassin) a bien entendu une grande importance sur la pente du talus et, par suite, sur la largeur de la plate-forme. Un quai sur pieux ou piles est bien adapté à la proximité d'ouvrages existants en exploitation et peut être aisément allongé par phases ; en effet, il ne nécessite pas d'ouvrages de soutènement en retour comme pour tous les autres types.

I.1.3. Critères de choix d'un type de quai

I.1.3.1. Exploitation du quai

La destination du quai et les fonctions qu'il va remplir peuvent nécessiter un outillage spécial, donc engendrera des surcharges d'exploitation. Ces charges peuvent être déterminantes pour le choix d'un type d'ouvrage. Le navire de projet définit les efforts d'amarrage et d'accostage et la cote de dragage. Cette cote de dragage définit la hauteur libre du quai qui est limitée pour chaque type de quai.

I.1.3.2. Conditions géotechniques

La qualité de la fondation impose un choix et une conception particulière. En effet, sur une bonne fondation, le choix d'un quai massif est généralement le plus approprié et le plus économique. Sur un sol qui n'a pas une grande portance, les quais écrans et sur pieux sont les plus adaptés.

I.1.3.3. Conditions du site

La nature du site et les conditions de marée ont une grande influence sur le choix du type d'ouvrage.

- ❖ Dans un site terrestre, l'exécution est faite à sec ou à l'abri d'un rabattement de la nappe, puis par dragage des accès.
- ❖ En site nautique : Les travaux se font soit à la marée soit par avancement.

En site terrestre, les ouvrages écrans sont les plus appropriés. En revanche, les ouvrages sur pieux, caissons échoués et gabions de palplanche sont plus adaptés pour les sites nautiques. A titre de rappel on a :

Tableau 1 : Récapitulatif des différents ouvrages d'accostage

Type de quai	Hauteur libre maximale en m	Site le mieux adapté
Quai en blocs	15	Nautique
Caissons en BA échoués	25 à 30	Nautique
Quai en BA havés	25 à 30	Terrestre
Caissons en gabions circulaires	15	Nautique
Quai en gabion cloisonnés	20	Terrestre
Quai en palplanches	18	Nautique ou terrestre
Quai à rideau mixte	25	Nautique ou terrestre
Quai en paroi moulée	25 à 30	Terrestre
Quai sur pieux	>30	Nautique

I.2. LA SISMIQUE REFRACTION

I.2.1. Définitions

La méthode sismique réfraction est basée sur le champ élastique créé artificiellement, lorsque le sol est ébranlé en un point, soit par l'explosion d'une charge de dynamite, soit par un choc mécanique (chute d'un poids). L'étude de la propagation des ondes élastiques résultant de l'ébranlement, caractérise le domaine d'étude de la méthode sismique réfraction. En fait, nous mesurons le temps de propagation des ondes sismiques, entre le point d'ébranlement et les géophones places à la surface, selon un dispositif préalablement choisi. En sismique réfraction nous nous intéressons aux ondes réfractées à l'interface de deux milieux caractérisés par des

propriétés physiques distinctes et de ce fait, par des vitesses de propagation différentes. Pour la résolution des problèmes à faible et moyenne profondeur, cette méthode s'est avérée très efficace et son emploi est de nos jours très répandu

i. **Le front d'onde** est la surface passant par l'ensemble des points en phase, à un instant T après l'ébranlement. Le principe de Huygens veut que chaque point d'un front d'onde devienne à son tour la source d'émission d'une onde secondaire qui se propage dans toutes les directions avec une vitesse égale à la vitesse de propagation des ondes dans ce milieu. Le nouveau front d'onde est trouvé en joignant les ondes secondaires par une surface tangentielle. La figure 4 représente en plan le phénomène en milieu homogène et isotrope. Ces surfaces sont alors des hémisphères concentriques au point d'ébranlement.

ii. Si le milieu considéré est homogène, isotrope et parfaitement élastique, la notion des coefficients élastiques suivants peut être introduite:

- Module de Young ou d'élasticité (E), qui se définit comme le rapport de la tension normale à la section sur l'allongement (voir figure 5).
- Le coefficient de Poisson (ν) est le rapport de la contraction transversale sur l'allongement (voir figure 6).

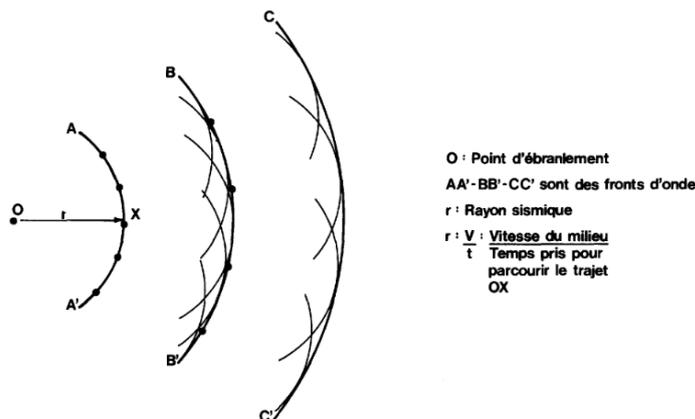


Figure 5 : Vue en plan montrant une partie des fronts d'ondes dans un milieu homogène et isotrope

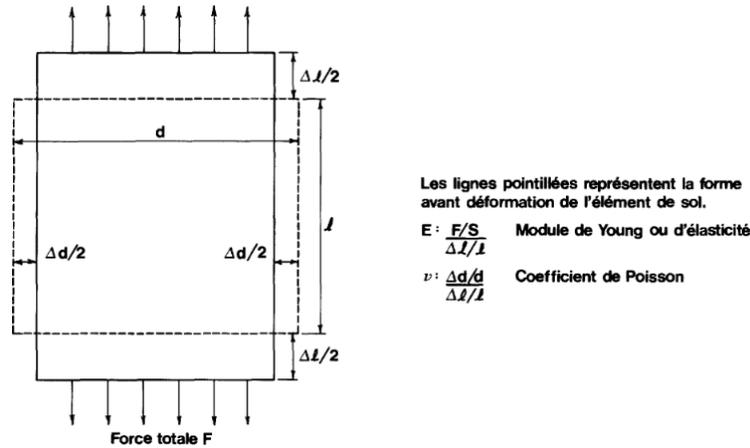


Figure 6 : Effet de la tension sur un élément de sol

Ceux-ci s'expriment comme suit :

$$E = \frac{F/S}{\Delta l/l} \quad \text{et} \quad \nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \quad \text{I-1}$$

$$\frac{F}{S} = \text{tension normale appliquée sur la section } S \quad \text{I-2}$$

$$\Delta d/d = \text{diminution } \Delta d \text{ rapportée à la section au repos} \quad \text{I-3}$$

$$\Delta l/l = \text{allongement } \Delta l \text{ rapporté à la longueur } l \text{ au repos} \quad \text{I-4}$$

- iii. Le rayon sismique est une ligne perpendiculaire aux fronts d'ondes définis en i. D'après le principe de Fermat (voir figure 5), tout rayon, partant d'une source donnée et atteignant un point, correspond au temps de trajet minimum par rapport aux parcours voisins. Le rayon sismique n'a donc aucune réalité physique mais il est plus commode pour le raisonnement que les surfaces d'ondes elles-mêmes (voir figure 5).

I.2.2. Natures des ondes sismiques et mode de propagation

Si une contrainte est appliquée ou relâchée soudainement en un point à la surface du sol, trois types d'ondes se propagent à partir de l'impulsion et sont caractérisés par des vitesses différentes. Deux de ces types sont des ondes de volume et le troisième est représenté par les ondes de surface.

i. Les ondes de volume incluent :

- Les ondes longitudinales (de compression ou primaire) où le mouvement des particules se fait parallèlement à la direction de propagation (figure 7). La vitesse de propagation des ondes longitudinales peut s'exprimer par la formule suivante :

$$V_l = \sqrt{\frac{E(1-\vartheta)}{\rho(1+\vartheta)(1-2\vartheta)}} \quad \text{I-5}$$

Où ρ est la densité

E et ϑ sont respectivement le module de Young et le coefficient de Poisson

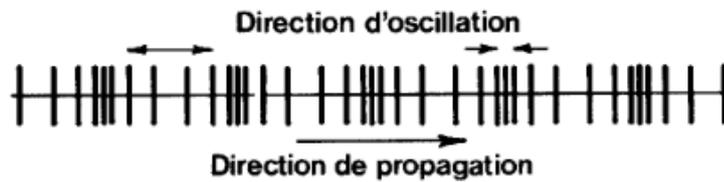


Figure 7 : Mode de propagation de l'onde longitudinale dans le sol

- Les ondes transversales (de cisaillement ou secondaire) pour lesquelles la vibration se fait perpendiculairement à la direction de propagation (figure 8). Leur vitesse de propagation est donnée par la relation suivante :

$$V_t = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\vartheta)}} \quad \text{I-6}$$

Dans la plupart des roches et des sols, les ondes transversales ont une vitesse légèrement supérieure à la demi-vitesse des ondes longitudinales

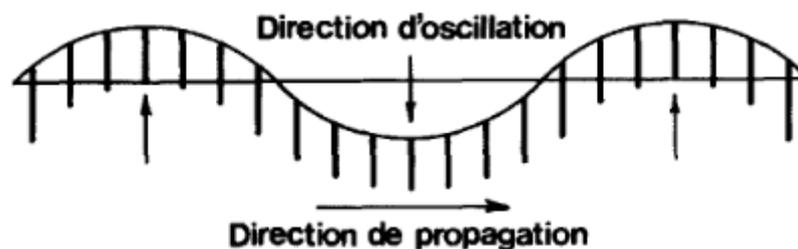


Figure 8 : Mode de propagation de l'onde transversale dans le sol

ii. Les ondes de surfaces :

A proximité de la surface libre d'un terrain semi-infini, les particules vibrent selon des ellipses dont le plan est parallèle à la direction de propagation et perpendiculaire à cette surface (onde de Rayleigh, figure 9), ou vibrant dans un plan parallèle à la surface et perpendiculaire à la direction de propagation (onde de Love, figure 10). Ces ondes ne sont pas utilisées en sismique réfraction, car leurs arrivées sont masquées par les ondes de volume plus rapides.

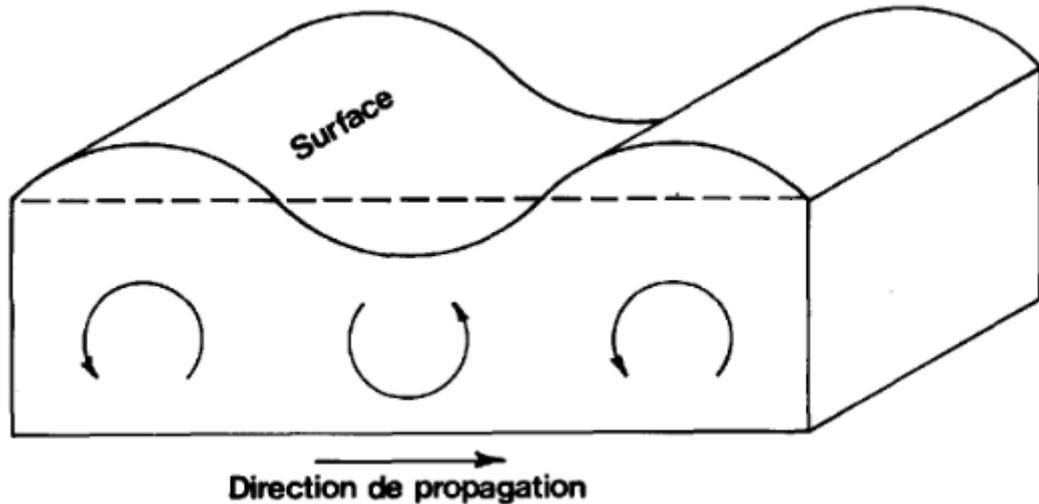


Figure 9 : mode de propagation de l'onde de Rayleigh dans le sol

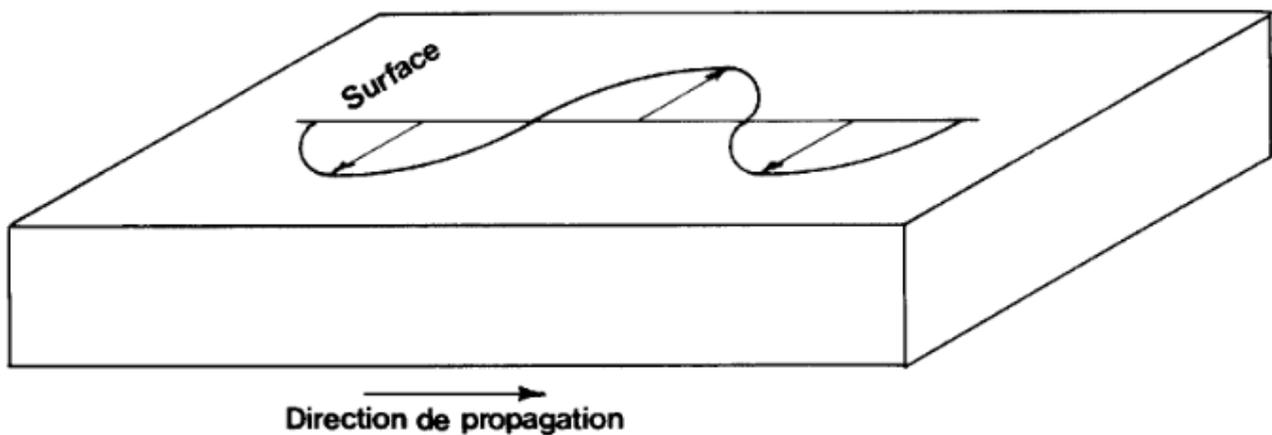


Figure 10 : Mode propagation de l'onde de Love dans le sol

I.2.3. La méthode sismique réfraction

Lorsqu'une onde de volume longitudinale (ou transversale) arrive avec une vitesse V_1 (ou V_1') à la surface de séparation de deux milieux homogènes et isotropes, une partie de l'énergie

est réfléchi suivant une onde longitudinale de vitesse V_1 et une onde transversale de vitesse V_1' et une autre partie est réfractée suivant une onde longitudinale de vitesse V_2 et une onde transversale de vitesse V_2' . La figure 11 nous fait voir la relation qui existe entre les vitesses et les angles d'incidence des rayons sismiques associés aux différentes vitesses.

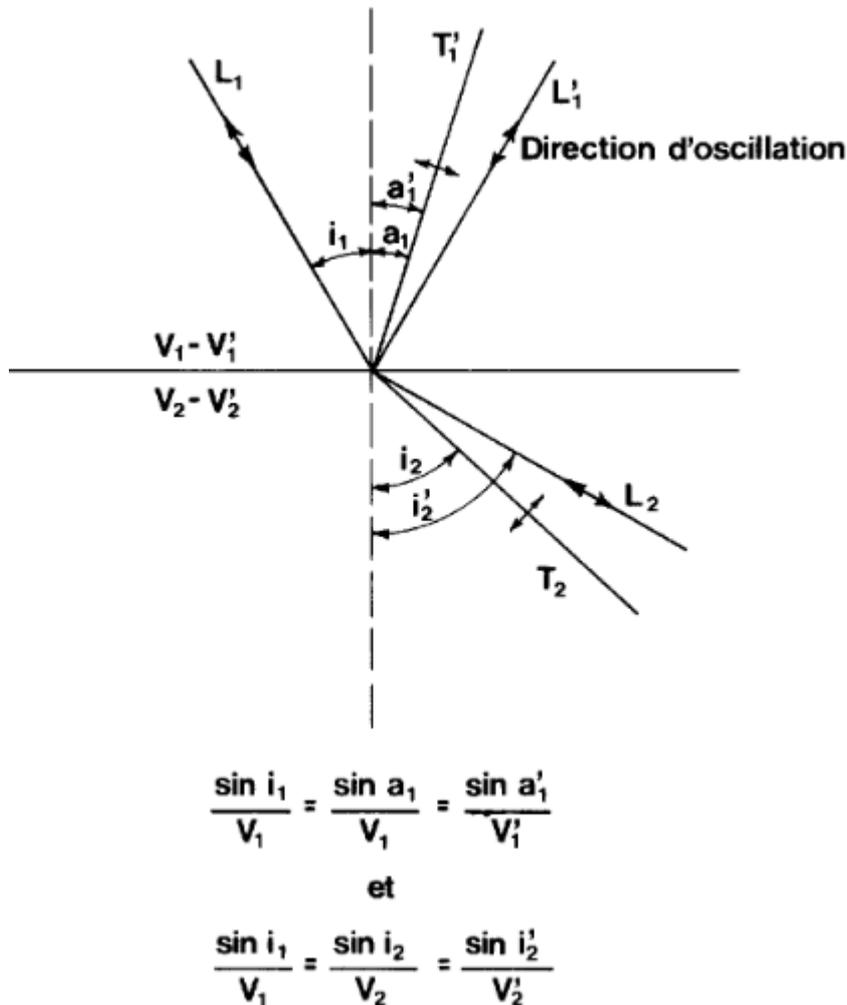
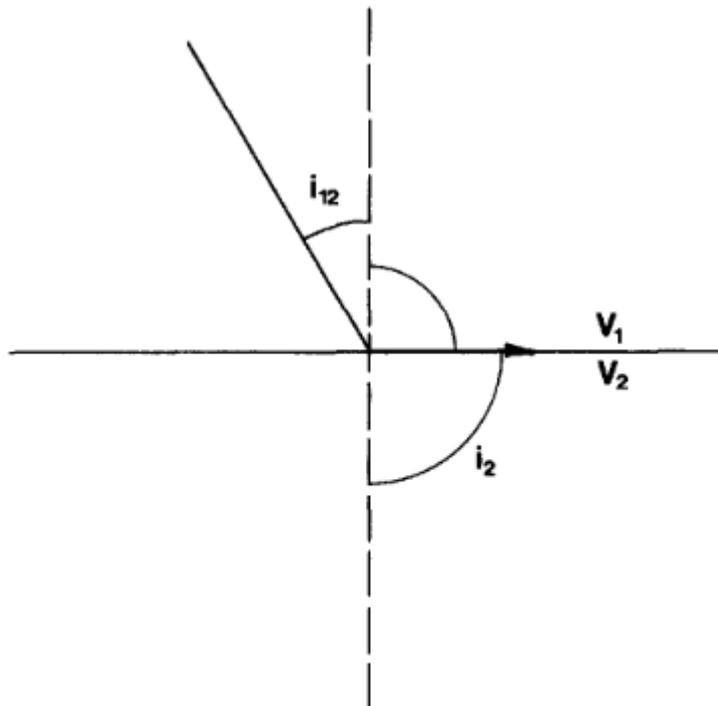


Figure 11 : Relation entre l'angle d'incidence et les angles réfléchis et réfractés, à l'interface de deux milieux homogènes et isotropes

L'angle critique, c'est-à-dire l'angle limite de réfraction totale, est donné lorsque $i_2 = 90^\circ$ et s'exprime par $\sin i_{12} = \frac{V_1}{V_2}$. C'est la relation fondamentale (loi de Snell) pour le développement des formules utilisées en calcul sismique réfraction (figure 12).



L'angle limite de réfraction
totale $i_2 = 90^\circ$ est lié par :
$$\sin i_{12} = \frac{v_1}{v_2}$$

Figure 12 : Angle limite de réfraction et relation entre les vitesses (cas de deux terrains)

I.2.3.1. Principes fondamentaux

Nous ne considérons que les déformations élastiques de compression (onde longitudinale) qui se propagent dans les terrains suivant des vitesses maximales. Ces vitesses caractérisent les différents milieux supposés homogènes. Lorsque les vitesses des différents terrains en présence augmentent en fonction de la profondeur, leur investigation par sismique réfraction est alors possible et ce, avec un minimum d'erreur. Nous cherchons à caractériser les divers terrains par leur vitesse propre. En pratique la méthode demande à la fois la production d'un ébranlement et l'enregistrement de l'arrivée des ondes aux capteurs (géophones) placés à différentes distances du point de tir. Sur un film sont enregistrés:

- La base de temps (généralement à des intervalles de 0,002 s);
- L'instant de l'ébranlement ;
- L'arrivée des fronts d'ondes aux géophones

I.2.3.2. Trajet du front d'onde (cas deux terrains)

Le cas le plus simple rencontré en sismique réfraction est celui de deux terrains isotrope séparés par un plan parallèle à la surface du sol. L'exemple de la figure 12 représente, en section, les positions successives du front d'onde (onde longitudinale) généré lors de la détonation d'une charge explosive au point A. dans ce schéma, les fronts d'ondes sont successivement fixés à tous les 0,01 s (10 millisecondes) et représentent les lieux où l'énergie est le plus en avant pour les temps indiqués. Au passage du front d'onde, du milieu 1 au milieu 2, on note une distorsion de l'enveloppe dans le nouveau milieu. Dans cette figure, le point C représente le lieu du début de la réfraction. L'angle i_{12} est égal à $\sin^{-1} V_1/V_2$, $V_1 = 1000 \text{ m/s}$, $V_2 = 4000 \text{ m/s}$ d'où $i_{12} = 14^\circ 30'$. La distance $\overline{AJ} = H_1 = 20 \text{ m}$, pour sa part, $\overline{AC} = \overline{AJ}/\cos i_{12} = 20,66 \text{ m}$ et la distance $\overline{JC} = 5,16 \text{ m}$.

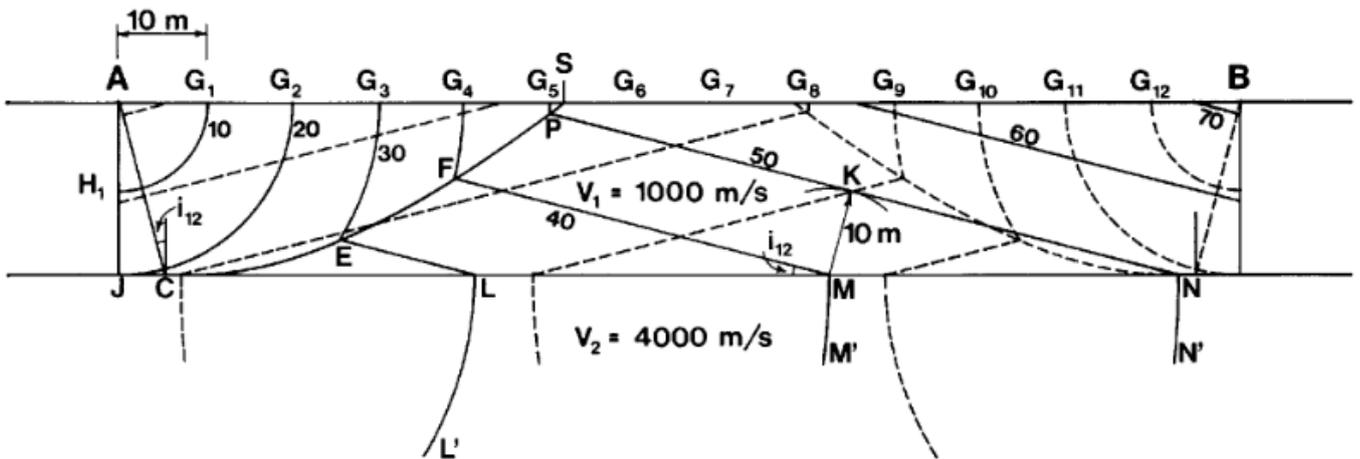


Figure 13 : Position des fronts d'ondes (onde longitudinale), cas deux terrains séparés par un plan horizontal.

Pour parcourir \overline{AC} à 1000 m/s il faut donc 20,66 millisecondes. L'enveloppe LL' représente l'enveloppe du front d'onde à 0,030s pour le second milieu. Du point C une partie de l'énergie est réfractée vers la surface. Ceci traduit, pour le premier milieu, par le fait que l'enveloppe des ondes réfractées(EL) est en avance sur le trajet des ondes directes de 0,03s. De même les enveloppes MF et NP des ondes réfractées sont elles aussi plus en avance que les trajets direct de 0,04 et 0,050 s. le rapport $\overline{MK}/\overline{MN} = V_1/V_2$, fait que les points C,E, F, P et S sont les

lieux où les ondes directes et réfractées arrivent en même temps. Les géophone(G), placés en surface, captent le temps pris par l'onde longitudinale pour parcourir les différents trajets AG1.....AGn. L'instant de l'ébranlement $T = 0$, l'arrivée des fronts d'onde au géophones TG1.....TGn et les distances AG1.....AGn, nous permettent de tracer les dromochroniques (graphique temps-distance) en portant en abscisse les distances et en ordonnée les temps de parcours correspondants (figure 14). Les pentes des deux segments de la dromochronique fournissent les valeurs des vitesses V_1 et V_2 .

$$\tan \alpha = 1/V_1 \quad \text{I-7}$$

$$\tan \beta = 1/V_2 \quad \text{I-8}$$

Le graphique de la figure 14, dérivé du schéma des fronts d'onde de la figure 13, nous fournit les vitesses des deux milieux. Ce sont les vitesses vraies car les terrains sont parallèles et isotropes ($V_1 = 1000 \text{ m/s}$ et $V_2 = 4000 \text{ m/s}$ pour les points de tir A et B) ; les points de tir et les géophones sont dans un même plan horizontal.

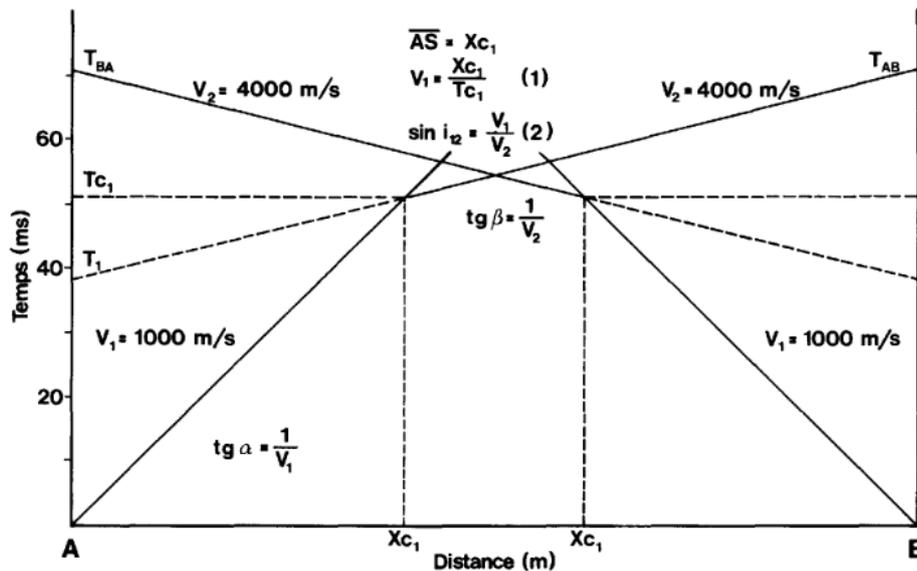


Figure 14 : Dromochroniques dérivées de la figure 13

I.3. LES SONDAGES MECANQUES ET ESSAIS EN LABORATOIRE

Les sols pouvant servir comme matériau de construction ou support de fondation d'ouvrages de génie civil, on en étudie les propriétés physiques, mécaniques, et hydrauliques afin de les classer et d'en connaître le comportement : c'est la mécanique des sols [5].

En mécanique des sols, les caractères représentatifs du comportement des sols peuvent être collectés comme suit:

- In situ : par des essais en place : les sondages mécaniques
- En laboratoire : par des essais sur des échantillons de sols prélevés in situ.

I.3.1. Caractères déduits d'essais de laboratoire

I.3.1.1. Caractères d'identification

Il s'agit d'essais, généralement simple, destinés à apprécier l'état des sols, à les identifier et à les classer.

À l'exception des poids volumiques, les caractères d'identification n'interviennent pas de façon explicite dans les calculs. Ils présentent par contre une grande importance pour orienter la conception et pour choisir les lois d'interaction sol-structure les plus appropriées. En outre, lorsque les méthodes d'essais classiques sont inopérantes, il est possible de déduire des caractères d'identification des fourchettes probable de certains caractères mécaniques. La classification des sols en catégories s'appuie sur les caractéristiques suivantes, obtenues par des essais normalisés.

- La courbe granulométrique qui montre la répartition granulaire d'un sol ;
- La teneur en eau w et le degré de saturation S_r , qui permet d'apprécier l'état d'un sol et de prévoir qualitativement certains aspects de son comportement ;
- les limites d'Atterberg, w_L , w_P qui permettent d'apprécier la consistance des sols argileux ;
- Les poids volumiques humide, γ , sec γ_d et des grains γ_s , l'usage, reconnu de manière internationale, voulant que l'on définisse le poids volumique d'un sol et non sa masse volumique ;
- L'indice des vides e et la porosité n . [7]

I.3.1.2. Paramètres de résistance

La résistance au cisaillement d'un sol est caractérisée par sa cohésion c et son angle de frottement interne φ . Ces paramètres sont déterminés à partir d'essais effectués en laboratoire sur échantillons intacts de sol, dont les plus utilisés sont :

- Le cisaillement à la boîte ;

- L'essai à l'appareil triaxial.

Selon les conditions de drainage et la vitesse d'application des sollicitations, on distingue plusieurs types d'essais :

- L'essai non consolidé – non drainé UU

Il permet de déterminer les caractéristiques non drainées c_u et φ_u , correspondant au comportement à court terme d'un sol fin. Pour un sol saturé, la résistance au cisaillement non drainé est généralement constante et caractérisée par $c_u(\varphi_u = 0)$.

- L'essai consolidé – non drainé CU

Il permet d'étudier la variation de la résistance au cisaillement non drainé du sol en fonction de la pression de consolidation. Les paramètres c_{cu} et φ_{cu} mesurés par cet essai ne sont pas des caractéristiques intrinsèques du sol. Par contre, en mesurant la pression interstitielle u en cours d'essai, il est possible de déterminer les caractéristiques intergranulaires ou effectives c' et φ' des sols saturés sans avoir recours à l'essai CD, qui est très long lorsque le sol est peu perméable.

- L'essai consolidé – drainé CD

Il permet de déterminer les caractéristiques intergranulaires ou effectives c' et φ' correspondant au comportement des sols grenus perméables et au comportement à long terme des sols fins.

La valeur des paramètres de résistance à introduire dans les calculs doit être fixée après appréciation de la représentativité des essais (essentiellement conditionnée par leur nombre et par l'aptitude du terrain à fournir des échantillons peu remaniés) et de la variabilité possible des caractéristiques du sol étudié.

L'attention est attirée sur le fait que, même dans le meilleur des cas, la cohésion ne peut pas être appréciée à moins de 10kPa près et l'angle de frottement à moins de 1 ou 2 degrés près. On tiendra compte en particulier de la représentativité très relative de la cohésion lorsque les valeurs mesurées sont faibles.

I.3.1.3. Paramètres de déformabilité

La compressibilité d'un sol est caractérisée par son indice des vides initial e_0 , sa pression de préconsolidation σ'_p et son indice de compression C_c , déterminés à partir de l'essai œdométrique.

D'autres paramètres peuvent être pris en considération, tels que :

- Le module œdométrique $E_{\text{œd}}$ entre σ'_p et σ'_{v0} ,
- Le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν .

Les différents modules caractérisant le comportement d'un sol sont mesurés soit en laboratoire (essai œdométrique, essai triaxial) soit à partir d'essais pressiométriques.

Pour les sables et graviers, où les déformations se produisent quasi instantanément, on pourra adopter pour valeur du coefficient de poisson $\nu = 0,33$

Dans le cas des sols fins, on peut prendre :

- $\nu = 0,5$ pour les déformations instantanées ;
- $\nu = 0,2$ à 4 pour les déformations totales

I.3.1.4. Perméabilité

La perméabilité mesurée en laboratoire ne doit servir, qu'à la détermination du coefficient de consolidation c_v . Elle n'est en effet généralement pas représentative de la perméabilité globale du terrain et il serait donc illusoire de l'utiliser pour effectuer, entre autres, des calculs de débits de pompage.

I.3.2. Caractères déduits d'essais en place ou des sondages mécaniques

Le comportement mécanique et rhéologique d'un sol peut être représenté par des caractères déduits d'essais. On distingue :

- Les essais de pénétration ;
- Les essais d'expansion ;
- Les essais scissométriques.

Les paramètres mesurés ou calculés sont spécifiques du type d'essai et du matériel utilisé.

I.3.2.1. Essais de pénétration

I.3.2.1.1. Pénétrömètre dynamique

L'essai consiste à battre dans le sol une tige munie d'une pointe.

Il existe plusieurs types de pénétrömètres dynamiques. Seul le pénétrömètre de type « DPA », pour lequel le frottement entre le sol et le train de tiges est négligeable, peut être utilisé pour le calcul des fondations.

Cet essai permet de déterminer, à partir de formules de battage tenant compte des caractéristiques de l'appareil utilisé, la résistance dynamique du sol q_d .

I.3.2.1.2. Pénétration au carottier (S.P.T)

Il s'agit d'un essai normalisé de pénétration dynamique d'un carottier. Il permet de déterminer le nombre de coups N nécessaires pour enfoncer 30cm un carottier normalisé sous une énergie de percussion connue.

I.3.2.1.3. Pénétromètre statique (C.P.T)

L'essai consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse lente t constante, une tige munie d'une pointe équipée d'un dispositif de mesure.

Il permet de déterminer la résistance à la pénétration de la pointe q_c .

On obtient ainsi « diagramme continu de pénétration » $q_c(z)$ sur toute la hauteur du sondage.

En pratique, on utilise un diagramme de pénétration « lissée » obtenu en appliquant une méthode de lissage appropriée au diagramme $q_c(z)$.

I.3.2.2. Essais d'expansion de cavités

Seuls sont mentionnés ici les essais au pressiomètre « Ménard » et les essais au pressiomètre autoforeur.

I.3.2.2.1. Pressiomètre Ménard

Cet essai consiste à dilater par palier une sonde cylindrique dans le sol. Les essais sont généralement réalisés tous les mètres dans un forage préalable.

On obtient ainsi une courbe contrainte-déformation du sol en place qui permet de déterminer trois paramètres caractérisant le sol :

- La pression de fluage p_f ;
- La pression limite p_l ;
- Le module pressiométrique E_M

Généralement, seuls sont fournis ces trois paramètres. En cas de doute sur le bon fonctionnement d'un essai, il convient d'exiger de la courbe d'expansion. En pratique, on utilise la pression de fluage nette (p_f^*) et la pression limite nette (p_l^*), définies par :

$$p_f^* = p_f - p_0 \quad \text{et} \quad p_l^* = p_l - p_0$$

I-9

Où p_0 représente la contrainte horizontale totale dans le sol au moment de l'essai pressiométrique. Lorsque sa valeur n'est pas précisée dans le rapport géotechnique, p_0 est calculée par la relation :

$$p_0 = u + \sigma'_{v0} * K_0 \quad \text{I-10}$$

Où :

- σ'_{v0} est la contrainte verticale effective(ou intragranulaire) dans le sol au niveau considéré ;
- u est la pression interstitielle à ce même niveau ;
- K_0 est le coefficient de poussée des terres au repos de la formation concernée dont la valeur, à défaut d'autre indication, peut être prise égale à 0,5.

La figure 15 ci-après donne un exemple de calcul de p_0

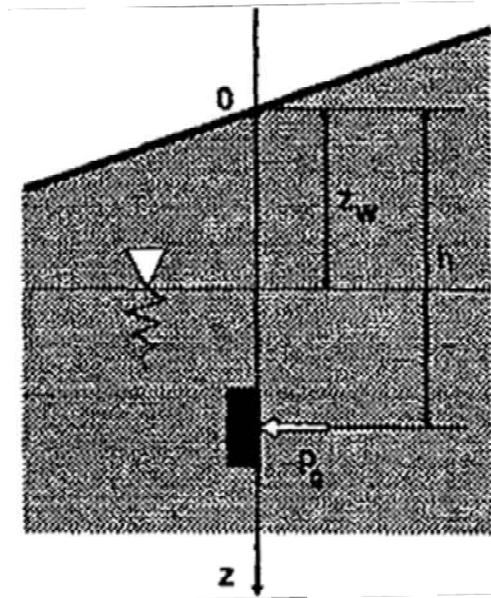


Figure 15 : Exemple de calcul de p_0

$$p_0 = (h - z_w) * \gamma_w + K_0 * \left[\int_0^h \gamma(z) dz - (h - z_w) * \gamma_w \right] \quad \text{I-11}$$

I.3.2.2.2. Pressiomètre autoforeur

Comme pour le pressiomètre Ménard, l'essai consiste à dilater une sonde cylindrique dans le sol. Cependant, le pressiomètre autoforeur réalise lui-même le forage, ce qui permet de tester le sol en place dans un état presque intact.

A partir de la courbe contrainte-déformation obtenue, on détermine les paramètres suivant : p_0 , p_5 et p_{20} , pressions à 0%, 5% et 20% de déformation.

Ces valeurs permettent de déterminer un coefficient β qui caractérise le sol :

$$\beta = \frac{p_{20} - p_5}{p_{20} - p_0} \quad \text{I-12}$$

De cette courbe sont également déduits les modules de cisaillement sécants G correspondant à différents pourcentages de déformation.

β peut varier de moins de 25% à plus de 60%, ce qui correspond à des sols dont la nature peut aller des argiles sensibles à des sables dilatants.

I.3.2.2.3. Essais scissométrique en place

L'essai consiste à mesurer le couple nécessaire pour entrainer la rotation d'un moulinet enfoncé dans le sol au niveau désiré. Il n'est applicable qu'aux sols purement cohérents et permet de déterminer :

- La cohésion non drainée c_u ;
- La cohésion résiduelle c_r .

Cet essai est particulièrement adapté dans le cas des argiles molles.

I.4. ZONE D'ETUDE

I.4.1. Description

L'estuaire du Wouri, ou estuaire du Cameroun (Figure 16), est situé en Afrique centrale au Cameroun, où plusieurs rivières se rejoignent et se jettent dans le golfe du Biafra [11, 21, 22]. Cette zone est constituée d'alluvions sablo-argileuses récentes [23] et se situe dans le bassin sédimentaire de Douala [24-27], dont la transgression crétacée a conduit au dépôt du premier sédiment d'ammonites [28]. Une seconde transgression au Miocène a conduit au dépôt de ces

dépôts détritiques, constitués principalement de sables et d'argiles. Les grandes profondeurs sont dues à la réduction de la section mouillée après le remplissage du côté ouest en l'absence de dragage [29, 30]. Du point de vue hydrogéologique, le Wouri est un fleuve côtier du Cameroun qui prend sa source dans les hauteurs occidentales du pays, à environ 200 km au nord de Douala, au pied du massif volcanique qui constitue la frontière occidentale du territoire. A 30 kilomètres de son embouchure, il s'élargit en un estuaire qui coule du Nord-Est au Sud-Ouest et mesure environ 1.200 km de large. La zone explorée dans cet estuaire est d'environ 300.000 mètres carrés, où sont concentrés les ouvrages de franchissement et où les personnes et les marchandises sont déchargées quotidiennement pour être ensuite transportées vers les usines situées sur les quais construits sur les rives de l'estuaire. La figure 1 montre la situation géographique du site.

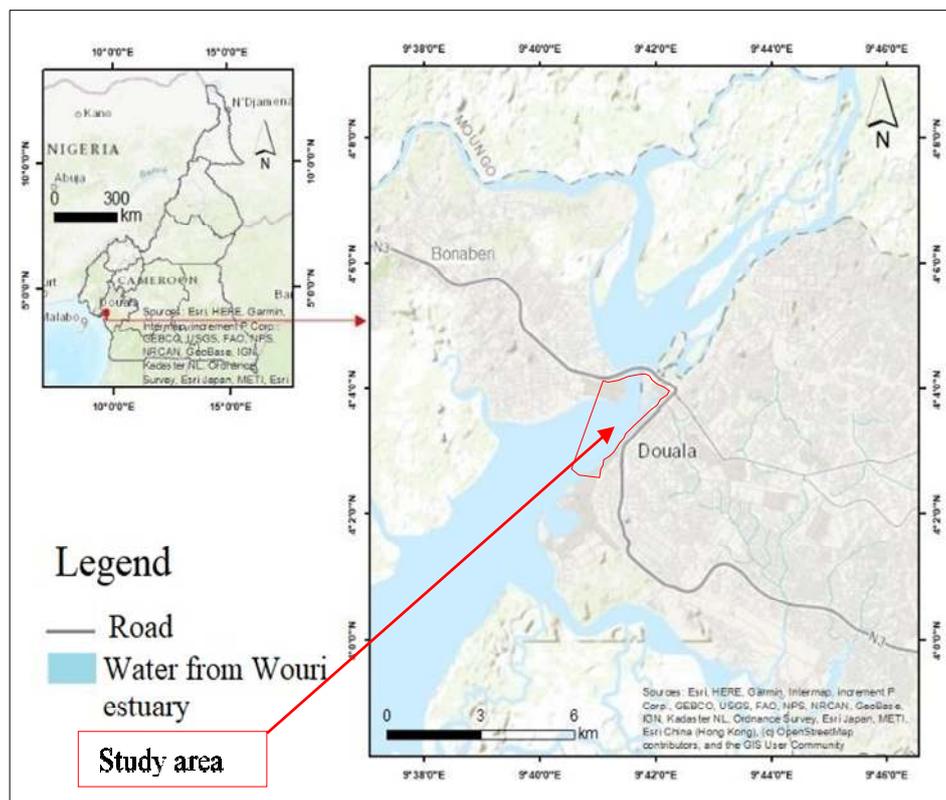


Figure 16 : Site location [21]

I.4.2. Mesures in-situ

Le site actuel a fait l'objet de collecte de données par diverses méthodes (figures 1, 2, 3, 4 et 5). La bathymétrie et le sonar à balayage latéral ont été utilisés pour cartographier le relief

réverbéré et identifier les obstacles éventuels. Les levés ont été déployés sur une zone de 850 m x 450 m. Afin de répondre aux objectifs de la campagne géophysique, à savoir déterminer l'épaisseur des couches de surface, la méthode de réfraction par cannelure a été utilisée. La zone d'étude est divisée en deux parties : la zone du quai, côté est, pour laquelle la profondeur d'investigation est de 30 m sous le fond du fleuve, et la zone du chenal ouest, concernée par le dragage, pour laquelle la profondeur d'investigation est de 15 m sous le fond du fleuve. Vingt-cinq profils de sismique réfraction, de 235 m de long chacun, avec 48 hydrophones espacés de 5 m, ont été réalisés, dont 11 perpendiculaires à la côte et 14 parallèles à la côte et selon 6 lignes principales. Pour chacun d'eux, 6 positions de tir ont été réalisées. En ce qui concerne les sondages mécaniques, 6 sondages pressiométriques et 8 sondages de pénétration standard (SPT) ont été réalisés. Des échantillons de sol intacts ont également été prélevés dans les mêmes forages pour être identifiés en laboratoire.

Consacré à la revue de la littérature, ce chapitre avait pour objectifs de présenter successivement les quais dans leur, la méthode de sismique réfraction, les sondages mécaniques, les essais en laboratoire et la zone d'étude. Il ressort que les quais sont des ouvrages d'accostage des navires destinés au débarquement et l'embarquement des marchandises ; il en existe trois catégories, les quais poids, les quais écrans et les ouvrages fondés sur pieux ou piles ; trois principaux critères dictent le choix d'un quai : l'exploitation du quai (sa destination), les conditions de site (bathymétrie) et les caractéristiques des sols (terrains d'ancrage). La zone d'étude est l'estuaire du Wouri à Douala au Cameroun. L'étude d'un quai exige donc la reconnaissance des terrains d'ancrage d'où la sismique réfraction, les sondages mécaniques et les essais en laboratoire destinés à l'identification des sols, présentés de manière détaillée dans le chapitre matériel et méthode



CHAPITRE II : MATERIEL ET METHODE

Comme nous l'avons vu, quel que soit la nature d'un quai, sa conception est intimement liée à la nature des sols supports ou des terrains d'ancrage. La caractérisation des sols supports de ces ouvrages est donc un point critique, tout comme la topographie sous-marine qui détermine la hauteur libre du quai. Compte tenu de la position estuarienne de la zone d'étude, la sismique réfraction aquatique en complément aux sondages mécaniques (sondages pressiométriques et SPT) peuvent être utilisées pour la détermination de l'épaisseur et des caractéristiques mécaniques des couches des terrains superficielles ; la sismique et les sondages mécaniques sont précédés par la bathymétrie et le sonar à balayage latéral respectivement pour la topographie marine qui détermine la hauteur libre du quai et pour scanner le fond marin à la recherche d'éventuels obstacles pouvant être un refus à l'ancrage des quais.

II.1. BATHYMETRIE ET SONAR A BALAYAGE LATERAL

Le système de bathymétrie multifaisceaux de Géophysique GPR s'appuie sur les dernières percées technologiques en matière de cartographie du fond marin [29]. Il allie un bathymètre à multifaisceaux larges et un sonar à balayage latéral à double fréquences. Les données de positionnement, enregistrées par des GPS RTK ultra-précis et par unité de référence de mouvement (MRU), de la bathymétrie et sonar à balayage latéral sont enregistrées simultanément, ce qui permet de localiser les cibles de manière précise et d'élaborer des cartes détaillées et des modèles 3D. Le système offre une excellente couverture du fond (jusqu'à 12 fois la hauteur de l'eau) avec couverture nadirale totale (sans jeu). Léger, il se transporte aisément et s'installe sur des embarcations de différentes dimensions. Les levés de sonar à balayage latéral permettent d'obtenir des imageries acoustiques du fond marin ou de la partie immergée d'ouvrages tels des digues et des barrages, à partir d'ondes acoustiques. Pour mesurer la topographie des fonds submergés, la bathymétrie utilise l'émission d'ondes acoustiques (de 30 à 200kHz) pour déterminer la hauteur de la colonne d'eau. Un système de bathymétrie complet comprend une embarcation, un bathymètre (analogue ou numérique) et un système de positionnement (DGPS ou RTK).

II.2.LA SISMIQUE REFRACTION

II.2.1. Notions fondamentales

La connaissance des vitesses de propagation des ondes sismiques issues de l'acquisition des données permet de calculer les épaisseurs des couches de terrain à partir de l'équation

donnant le temps d'arrivée de la réfractée première en fonction de la distance X entre le point d'émission et le récepteur.

II.2.1.1. Cas des couches parallèles

Sur la figure 20, le point de tir est en A, le point de réception est en B.

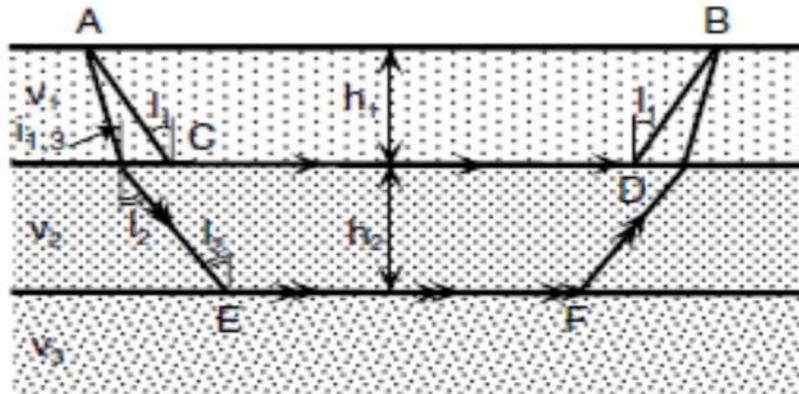


Figure 17 : Sismique réfraction

Le milieu est formé de couches successives d'épaisseur et de vitesse indexées h_1, V_1 pour la première, h_2, V_2 pour la deuxième, etc. La rai sismique qui nous intéresse ici suit le trajet $ACDB$ car $AB = x$ est plus grand que x_l . I_1 est l'angle limite ; il est tel que :

$$\sin I_1 = \frac{v_1}{v_2}, \quad \text{II-1}$$

Soit

$$I_1 = \arcsin \frac{v_1}{v_2} \quad \text{II-2}$$

Le temps de parcours T_1 le long du rai $ACDB$ est donné par la relation :

$$T_1 = \frac{x}{v_2} + \frac{2h_1 \cos I_1}{v_1} \quad \text{II-3}$$

Cette équation de l'hodochrone est l'équation d'une droite de pente $\frac{1}{v_2}$ et d'ordonnée à l'origine

$$\tau_1 = \frac{2h_1 \cos I_1}{v_1}. \quad \text{II-4}$$

Cette ordonnée à l'origine peut s'exprimer en fonction des paramètres V_1, V_2, h_1 sous la forme

$$\tau_1 = \frac{2h_1 \sqrt{v_2^2 - v_1^2}}{v_1 * v_2} \quad \text{II-5}$$

On appelle aussi cette droite la dromochronique du marqueur horizontal. L'ordonnée à l'origine est très souvent désignée sous le nom d'intercept. Si l'on connaît V_1 , V_2 et τ_1 elle permet de calculer la profondeur h_1 du marqueur horizontal.

Pour définir complètement une droite il faut deux paramètres. Dans le problème inverse que nous nous proposons de résoudre à partir de la connaissance d'une hodochrone, nous devons trouver à partir de la droite observée les trois paramètres h_1 , V_1 , V_2 . Le problème serait donc indéterminé si nous avions uniquement l'hodochrone. Cette difficulté est levée quand nous connaissons une deuxième hodochrone, celle qui correspond à l'onde directe qui se propage dans le milieu 1 à la vitesse V_1 . Une méthode très simple de prospection consiste à enregistrer seulement la première arrivée des ondes en tirant régulièrement et en déplaçant un géophone en faisant croître régulièrement la distance x . On enregistre d'abord comme première arrivée l'onde directe qui s'est propagée dans le milieu 1. La droite correspondante hodochrone passe par l'origine et sa pente est $1/V_1$, puis lorsqu'on arrive à la distance critique, c'est la dromochronique du marqueur horizontal qui apparaît. Comme sa pente est $1/V_2$ il y a brisure de l'hodochrone (figure. 18).

L'enregistrement de ces deux droites permet alors de résoudre le problème inverse dans le cas très simple du marqueur horizontal. La pente de la première droite donne la valeur de V_1 , la deuxième droite apportant deux nouveaux paramètres indépendants (vitesse et intercept) permet de calculer V_2 et h_1 . On utilise cette méthode pour étudier en prospection l'épaisseur de la zone altérée de surface.

Dans le cas de deux couches parallèles le problème direct permet de calculer une nouvelle dromochronique dont la pente sera $1/V_3$. La figure 20 montre le trajet d'un rai de A en B. Il subit une première réfraction à l'interface 1-2 puis arrive en E et émerge en F sous l'angle limite correspondant à l'interface 2-3 (figure 19).

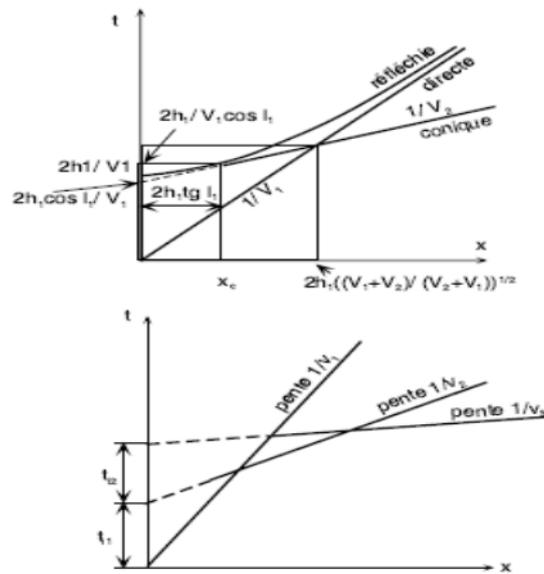


Figure 18 : Hodochrones

Un calcul semblable au précédent permet de calculer l'équation de l'hodochrone. On aura :

$$T_2 = \frac{x}{V_3} + \frac{2h_1 \cos i_{1-3}}{V_1} + \frac{2h_2 \cos I_2}{V_2} \quad \text{II-6}$$

L'intercept de la dromochronique sera

$$\tau_2 = \frac{2h_1 \cos i_{1-3}}{V_1} + \frac{2h_2 \cos I_2}{V_2} \quad \text{II-7}$$

Grâce aux deux droites précédentes on connaît V_1 , V_2 , h_1 , la pente de la troisième droite est $1/V_3$.

La connaissance de τ_2 permet de calculer h_2 ; en effet,

$$h_2 = \left(\tau_2 - \frac{2h_1 \cos i_{1-3}}{V_1} \right) * \frac{V_2 \cos I_2}{2 \cos I_2} \quad \text{II-8}$$

$$\text{Où } \cos i_{1-3} = \left(1 - \left(\frac{V_1}{V_3} \right)^2 \right)^{1/2} \text{ et } \cos I_2 = \left(1 - \left(\frac{V_2}{V_3} \right)^2 \right)^{1/2} \quad \text{II-9}$$

La connaissance d'une nouvelle dromochronique a donc permis de définir deux nouveaux paramètres V_3 et h_2 . Il en est de même pour les couches suivantes.

Pour les besoins de généralisation, on utilise les notations proposées dans une étude complète des opérations de réfraction en mer, en considérant les cas où le capteur se trouve soit en surface (flûte) soit au fond avec des OBS (Ocean Bottom Seismeter, stations automatiques posées sur le

fond) que l'on récupère une fois les profils réalisés. L'équation générale de l'hodochrone correspondant à l'interface de rang n s'écrit :

$$T_n = \frac{\Delta}{V_n} + \frac{H_0 \cos i_1}{V_0} + 2 * \sum_{i=1}^{n-1} \frac{H_i \cos i_{i+1}}{V_i} \quad \text{II-10}$$

Où Δ est la distance source capteur prise en surface, H_0 est l'épaisseur de la couche d'eau, H_i celle de la couche de rang i , V_0, V_i, V_n les vitesses dans les milieux correspondants, i_1, i_2, \dots, i_{n+1} les angles d'incidences des rangs 1, 2, \dots, n .

On peut exprimer ces angles en fonction des vitesses dans les milieux successifs (loi de Snell-Descartes), l'équation (9) devient alors :

$$T_n = \frac{\Delta}{V_n} + \frac{H_0 \sqrt{V_n^2 - V_0^2}}{V_0 V_n} + 2 * \sum_{i=1}^{n-1} \frac{H_i \sqrt{V_n^2 - V_i^2}}{V_n V_i} \quad \text{II-11}$$

Dans les deux équations, on a considéré que le capteur était un OBS, si l'on prenait un capteur de surface il faudrait multiplier par deux le deuxième terme de chacune de ces équations (terme correspondant à la couche d'eau).

II.2.1.2. Cas des interfaces inclinées

L'inclinaison d'une interface introduit un paramètre supplémentaire, le pendage de cette interface, l'angle ω . Pour simplifier, plaçons-nous dans une configuration 2D où les profils sont réalisés suivant la ligne de plus grande pente. On met en évidence l'effet de pendage sur un ensemble de deux profils direct et inverse, dans lesquels sources et récepteurs alternent. Sur la figure 19 on a choisi l'exemple d'une sismique réfraction, réalisée en utilisant des OBS et dans le cas le plus simple d'une propagation de l'onde conique à l'interface eau-fond.

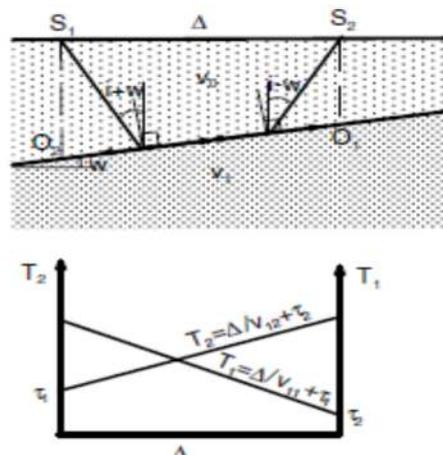


Figure 19 : Cas des interfaces inclinées

Sur le profil direct on tire en S_1 et l'on enregistre en O_1 ; sur le profil inverse on tire en S_2 et l'on enregistre en O_2 . Les deux hodochrones T_1 et T_2 sont représentés en regard du schéma de tir. On voit la dissymétrie des droites et l'inégalité des pentes et des ordonnées à l'origine τ_1 et τ_2 , V_{11} , V_{12} les vitesses apparentes données par les pentes des deux hodochrones directe et inverse, V_1 est la vitesse vraie, $h_{S1} = h_{O2}$; $h_{S2} = h_{O1}$ les profondeurs au niveau des OBS O_1 et O_2 et des tirs S_1 et S_2 (figure 21). Les équations correspondant à la figure sont :

$$h_{s1} = h_{o2} = h_{o1} + \Delta \tan \omega \quad \text{II-12}$$

$$h_{s2} = h_{o1} = h_{o2} + \Delta \tan \omega \tan \omega \quad \text{II-13}$$

$$\sin i = V_0/V_1 \quad \text{II-14}$$

$$i + \omega = \arcsin V_0/V_{11} \quad i - \omega = \arcsin V_0/V_{12} \quad \text{II-15}$$

Pour $\omega \ll i$, (II-13) et (II-14) deviennent

$$h_{o1} = V_0 \tau_1 / \cos[\arcsin V_0/V_{11}] \quad \text{II-16}$$

$$h_{o2} = V_0 \tau_2 / \cos[\arcsin V_0/V_{12}] \quad \text{II-17}$$

On peut généraliser ces formules au cas de couches multiples inclinées, en progressant le long des interfaces successives et en tenant compte des hodochrones directs et inverses.

II.2.2. La sismique réfraction aquatique

II.2.2.1. Principe

La méthode de sismique réfraction, en raison de sa polyvalence, est l'une des méthodes géophysiques les plus couramment utilisées dans l'ingénierie, l'exploitation minière, l'exploration des eaux souterraines et les études de sites environnementaux. Basée sur les contrastes de densité favorables qui existent généralement entre les matériaux géologiques, la méthode de réfraction est utilisée pour fournir des informations détaillées sur la distribution et l'épaisseur des couches souterraines avec des vitesses sismiques caractéristiques.

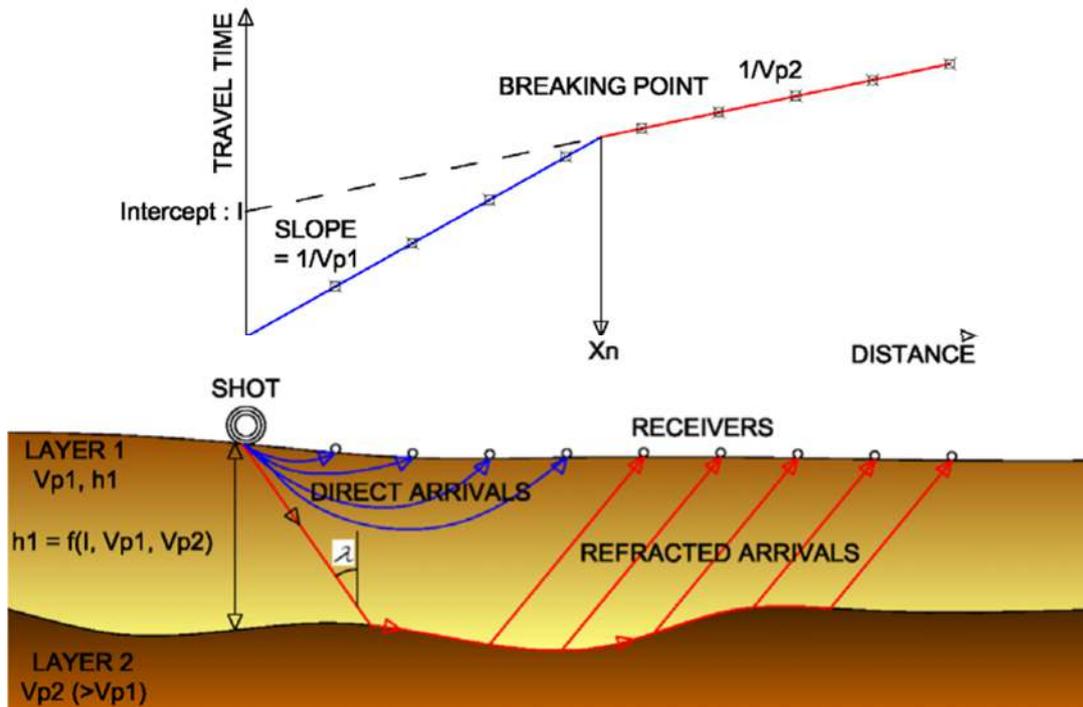


Figure 20 : Propagation des ondes réfractées

Les opérations marines impliquent la mise en place d'une flûte sismique avec plusieurs récepteurs d'hydrophones sensibles à la pression (généralement 24 ou 48), aux points de prélèvement de la flûte. L'espacement des hydrophones dépend fortement de la profondeur d'investigation et de la résolution souhaitée pour une étude donnée. Un schéma de points de tir est ensuite exécuté à l'intérieur et à l'extérieur des extrémités du câble et les arrivées d'ondes sismiques pour chaque hydrophone sont enregistrées dans le sismographe. L'élément clé de l'information enregistrée est l'heure de la première arrivée. Cette arrivée est l'onde directe, ou plus communément, l'onde réfractée qui se produit lorsque l'énergie sismique se propage le long d'une interface géologique présentant un contraste de vitesse suffisamment important. Ce contraste doit consister en une zone de vitesse supérieure sous-jacente à une zone de vitesse inférieure, ce qui est heureusement la condition géologique la plus courante.

L'interprétation des données sismiques implique de déterminer le nombre de gammes de vitesse présentes, la vitesse de chaque couche et le temps de parcours nécessaire pour aller d'un réfracteur donné jusqu'à la surface du sol. Ce temps est ensuite multiplié par la vitesse de chaque couche de terrain pour en obtenir l'épaisseur à ce point.

II.2.2.1. Matériel

L'équipement utilisé pour la campagne comportait un canon à air comprimé Sodera Mini G-Gun 60cc, une flûte sismique de 48 hydrophones, 2 enregistreurs Geode de 24 canaux et un ordinateur de terrain. L'air comprimé provenait de bouteilles de plongée, et les tirs étaient exécutés à partir d'une boîte de tir Fugro et d'un radio link.

II.2.2.2. Mise en œuvre

La sismique réfraction en milieu aquatique peut se mettre en œuvre de manière statique : méthode de la « flûte coulée », ou de manière dynamique : méthode de la « flûte trainée ».

II.2.2.2.1. Flûte coulée

Les mesures en flûte coulée sont l'équivalent en marine des dispositifs sismique réfraction 5 tirs classiquement utilisés à terre, et faisant appel à la méthode d'interprétation du plus-Minus. Le principe de mise en œuvre (voir figure 5) est similaire à la sismique réfraction terrestre, il consiste à poser sur le fond une flûte d'hydrophones à l'aide de lest (corps morts), et à effectuer 2 tirs en bout, 1 tir au centre, et 2 en offset de part et d'autre du dispositif.

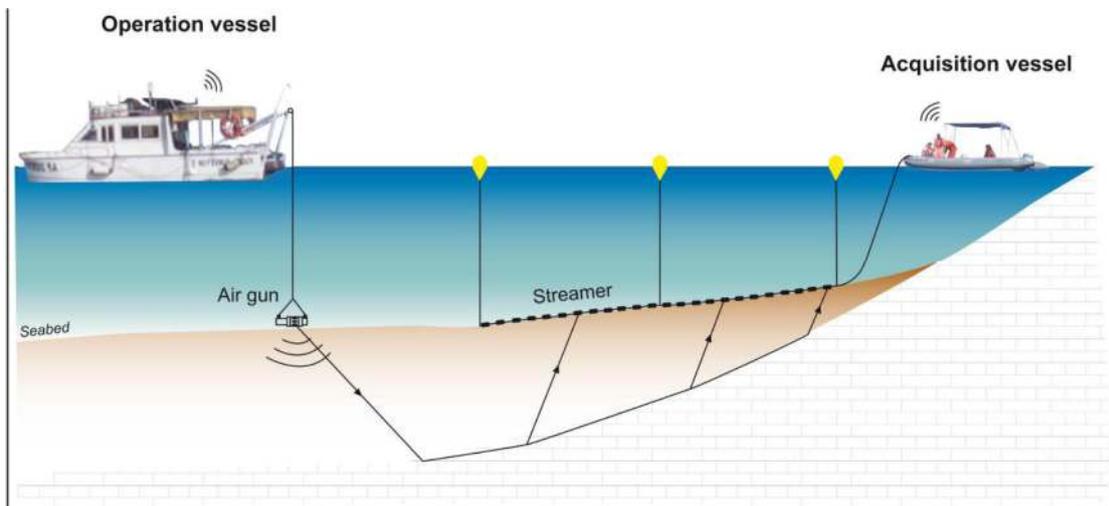


Figure 21 : Mise en œuvre méthode par flûte coulée

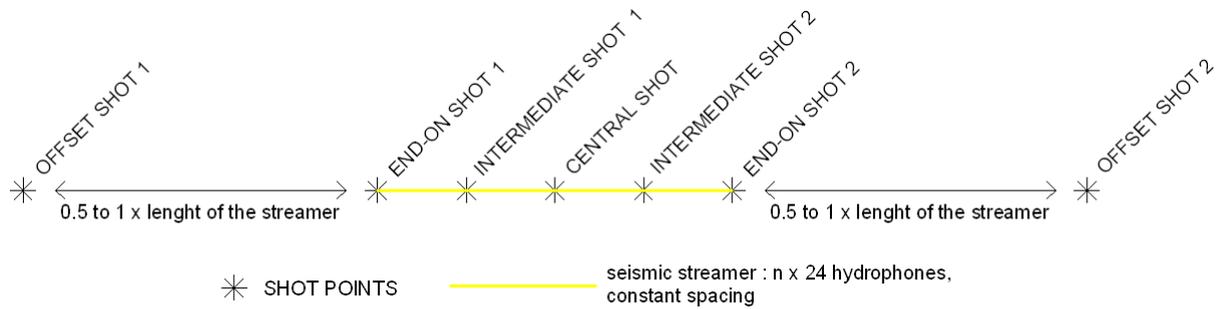


Figure 22 : Répartition des tirs

II.2.2.2.2. Flûte trainée

Dans le cas d'étude effectuée sur des linéaires de plusieurs kilomètres, il peut être intéressant de mettre en œuvre un système où l'ensemble source capteurs est directement trainé sur le fond. La source est généralement montée sur un traîneau à l'arrière duquel est attachée la flûte d'hydrophones.

Ce système autorise une grande précision dans la définition de l'offset source récepteur, ainsi que dans la définition de l'interface entre capteurs. Il permet aussi de s'assurer de l'alignement du dispositif.

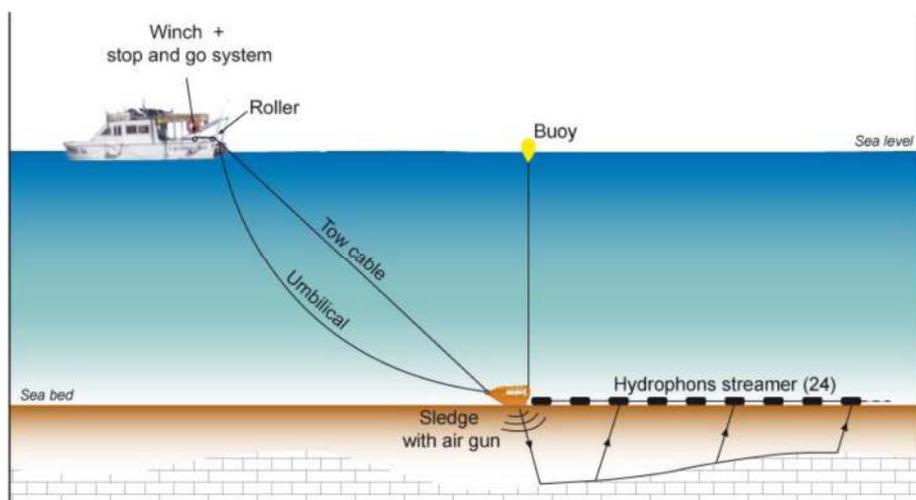


Figure 23 : Mise en œuvre méthode par flûte trainée

Cette méthode est par contre basée sur la réalisation d'un seul tir par dispositif, ce qui limite son utilisation à des contextes dans lesquels l'objectif ne présente pas trop de variation de faciès et/ou d'évolution rapide de la profondeur du toit du substratum.

II.2.2.2.3. Déroulement de l'essai sur site.

Les relevés sismiques ont été effectués à partir de deux supports nautiques aux fonctions distinctes. Le premier navire (bateau d'opération) a été utilisé pour le déploiement des bouées marquées, la pose de la flûte sismique sur le fond marin et le fonctionnement du canon à air. Le second navire (bateau d'acquisition) a été utilisé pour l'acquisition des données.

Le bateau d'opération a largué les bouées de surface à deux stations, localisées avec le DGPS. La première bouée a été larguée au point de départ du déploiement de la flûte; l'autre bouée a été déployée à la position de décalage. La bouée de décalage marquait l'orientation de la ligne de sondage.

La pose de la flûte a été effectuée depuis la glace. Chaque extrémité de la flûte, le centre et les positions intermédiaires ont été fixés au fond de l'estuaire avec des poids morts, qui supportaient également des cordes et des bouées. Les poids morts ont été attachés à la flûte et les bouées de surface ont été utilisées pour suivre et enregistrer la position de la flûte à la surface de la mer.

La position de la flûte était vérifiée à bord en comparant les positions observées des bouées de surface et les positions théoriques. Si la position réelle de la flûte présentait une grande différence avec le relèvement de la ligne de levé, la flûte était récupérée et redéployée jusqu'à ce qu'elle soit à une position acceptable. Les positions de toutes les bouées ont été enregistrées avec le DGPS. Afin de poser la flûte le plus près de la ligne théorique, plusieurs tentatives de déploiement de la flûte ont pu être effectuées avant de commencer l'acquisition. Une fois la flûte correctement déployée, le canon à air a été abaissé au fond de l'estuaire à chaque position de tir. Six positions de tir ont été effectuées par profil sismique. Pour chaque position de tir, à l'exception du décalé, un premier tir d'essai a été effectué afin d'évaluer la distance entre le canon à air et la flûte. Si les premiers temps d'arrivée aux hydrophones les plus proches étaient supérieurs à 4 ms (par exemple un canon à air placé à plus de 6 m de la flûte pour une vitesse de l'eau égale à 1500 m/s), le canon à air était déplacé vers la flûte. Au même endroit, plusieurs tirs ont été effectués afin d'augmenter la qualité des données sismiques (empilement des données).

Le canon à air comprimé était tiré par l'opérateur via un boîtier de déclenchement et le début de l'enregistrement (temps zéro) était donné par une liaison radio.

Le traitement et l'interprétation ont été effectués avec le logiciel de l'entreprise FUGRO, Pointe Refract V2.3.

II.3.ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD

II.3.1. Présentation

Depuis sa mise au point par Louis Ménard en 1955, l'essai pressiométrique connaît un essor considérable. En France, c'est actuellement l'outil de base utilisé pour le dimensionnement des fondations.

Le succès de la méthode pressiométrique est dû à de nombreux avantages :

- Relative simplicité d'exécution, rapidité des mesures et des dépouillements, coût modéré;
- Essai praticable dans tous les types de sols et de roches;
- Seul essai in situ fournissant à la fois un critère de rupture et un critère de déformabilité du sol.

II.3.2. Principe de l'essai

L'essai pressiométrique consiste à descendre, à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibré. Les variations de volume de sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée.

Trois caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

- Le module pressiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol;
- La pression limite p_l qui caractérise la résistance de rupture du sol;
- La pression du fluage p_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

II.3.3. Appareillage

La figure 12 présente le schéma de l'appareil.

- Descendue dans un forage, la sonde comporte trois cellules. Seule la cellule centrale sert à la mesure. Les deux cellules de garde ont pour seul but de créer un champ de contrainte bidimensionnel sur la hauteur de la cellule de mesure qui est remplie d'eau.
- Le contrôleur pression-volume comporte trois manomètres ou capteurs :
 - Le manomètre n°1 indique la pression à la sortie de la réserve de gaz;
 - Le manomètre n°2 indique la pression dans la tubulure reliée à la sonde de mesure;
 - Le manomètre n°3 indique la pression dans la tubulure reliée aux cellules de garde.

Le tube gradué de zéro à au moins 750 cm^3 contient de l'eau. Il est relié à la sonde de mesure par une tubulure également remplie d'eau. En conséquence, toute variation de volume de la cellule centrale est directement lue sur la règle graduée.

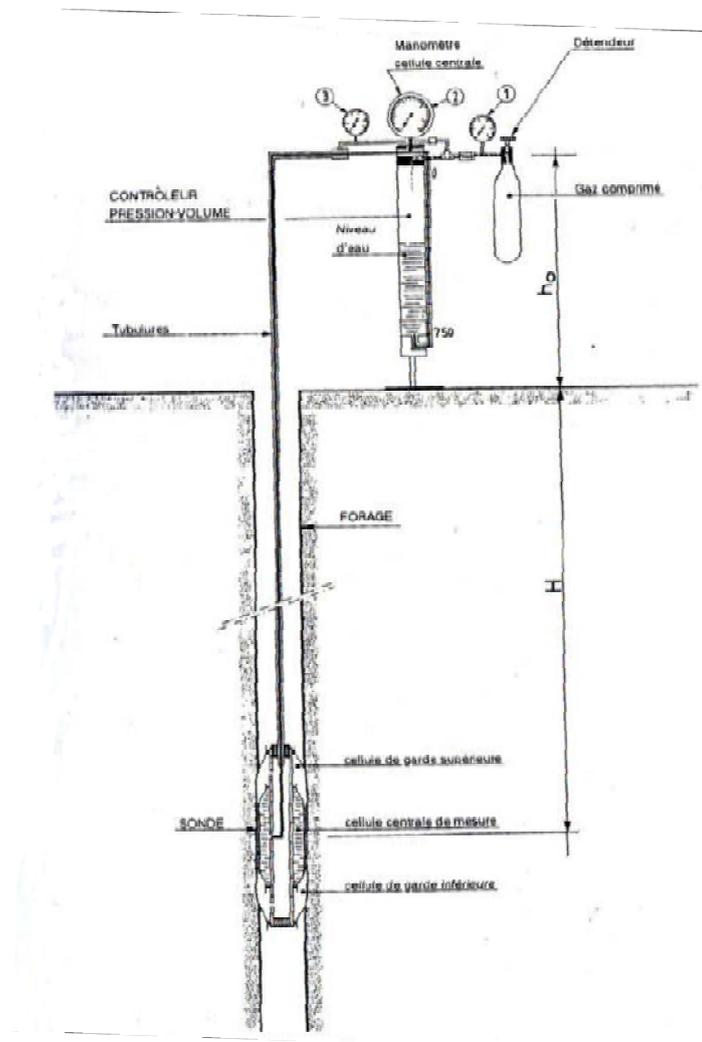


Figure 24 : Schéma d'un Pressiomètre

II.3.4. Réalisation de l'essai

La sonde étant descendue dans le forage à la profondeur H , l'essai consiste à appliquer au sol une pression radiale croissante par paliers successifs. L'incrément de pression entre deux paliers est adapté à la résistance supposée du sol. La pression dans les cellules de garde est toujours voisine de celle régnant dans la cellule centrale.

À chaque palier de chargement, les variations de volume au bout de 15, 30 et 60 secondes sont mesurées avant de passer au palier suivant.

La courbe brute est obtenue en reportant les mesures à 60 secondes en fonction de la pression (figure 13).

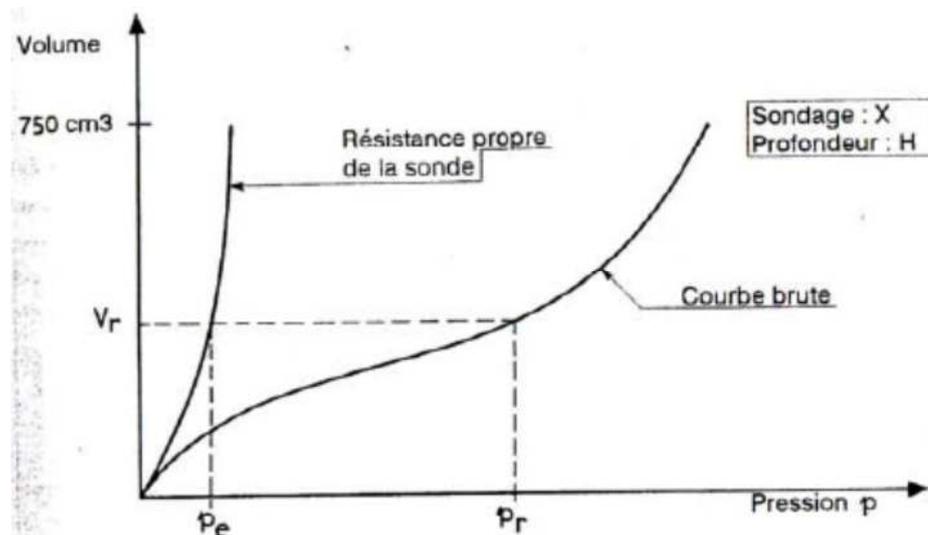


Figure 25 : Résultats bruts des mesures

Avant d'introduire la sonde dans le forage, des étalonnages de la sonde, décrits ci-après, sont effectués.

- La résistance propre de la sonde (inertie de la sonde) est obtenue en gonflant la sonde placée à l'air libre à côté du forage.
- La constante de dilatation a de l'appareillage et des tubulures exprimée en cm^3/MPa traduit la déformabilité propre de l'appareillage et des tubulures. Elle est déterminée en gonflant la sonde sous forte pression après l'avoir placée dans un tube en acier parfaitement indéformable.

Pour un volume V_r mesuré, la pression réelle appliquée au sol à la profondeur H est :

$$p = p_r - p_e + (H + h_0) * \gamma_w \quad \text{II-18}$$

Le volume de la sonde après correction est :

$$V = V_r - a.p_r \quad \text{II-19}$$

Avec :

- ✓ p_r : pression mesurée au manomètre;
- ✓ p_e : pression correspondant au volume V_r sur la courbe de résistance propre de la sonde;
- ✓ H et h_0 : définis par la figure 12;
- ✓ p : pression corrigée : c'est la contrainte radiale totale appliquée au sol;
- ✓ V : volume corrigé.

II.3.5. Résultats – Courbes corrigées

Les corrections correspondant à l'application des formules (II-18) et (II-19) étant faites, deux courbes sont présentées sur un même diagramme (figure 27).

La courbe de fluage traduit les variations de volume mesurées entre 30 et 60 secondes pour chaque palier de pression. Cette courbe a l'allure indiquée sur la figure 27 et permet de définir la pression de fluage p_f .

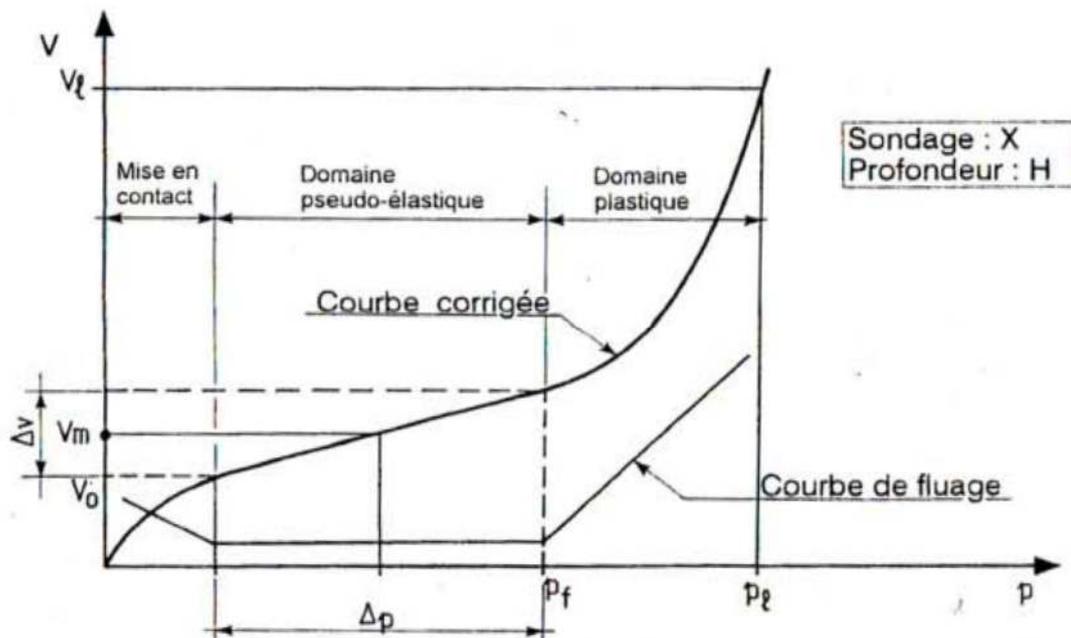


Figure 26 : Résultats corrigés

La courbe corrigée donnant V en fonction de p délimite trois domaines.

- Le premier correspond à la mise en contact de la sonde sur la paroi du forage;
- Le second correspond au *domaine pseudo-élastique*. Dans ce domaine, la relation volume pression est linéaire. Elle peut être représentée par le *module pressiométrique* Ménard E_M défini par la formule :

$$E_M = K \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V} \quad \text{II-20}$$

K est un coefficient qui dépend du type de sonde utilisée et de la valeur du volume moyen, V_m de la plage pseudo-élastique.

- Le troisième est *le domaine plastique* qui s'étend de p_f à p_l .

La rupture se traduit par une branche asymptotique des courbes brutes et corrigées. La pression limite est définie conventionnellement comme étant la pression nécessaire pour doubler le volume de la cavité.

II.3.6. Présentation des résultats – Forages pressiométrique

La figure 28 illustre la présentation des résultats d'un sondage pressiométrique. La norme NF P 94-110 Essai au Pressiomètre Ménard de 1991 [6], impose de fournir pour chaque essai les paramètres suivants :

- Module pressiométrique Ménard E_M ;
- Pression limite nette p_l^* ;
- Pression de fluage nette p_f^* ;
- Pression horizontale des terres au repos σ_{hs} .

Avec : $\sigma_{hs} = K_0(\sigma_{vs} - u_s) + u_s$ au dessous de la nappe et $\sigma_{hs} = K_0\sigma_{vs}$ au dessus,

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos,

σ_{vs} : Contrainte verticale totale au niveau de l'essai,

$$p_l^* = p_l - \sigma_{hs} \text{ et } p_f^* = p_f - \sigma_{hs} \quad \text{II-21}$$

Par ailleurs, il est recommandé d'indiquer également pour chaque essai le rapport E_M/p_l , ce dernier étant important pour l'interprétation des essais.

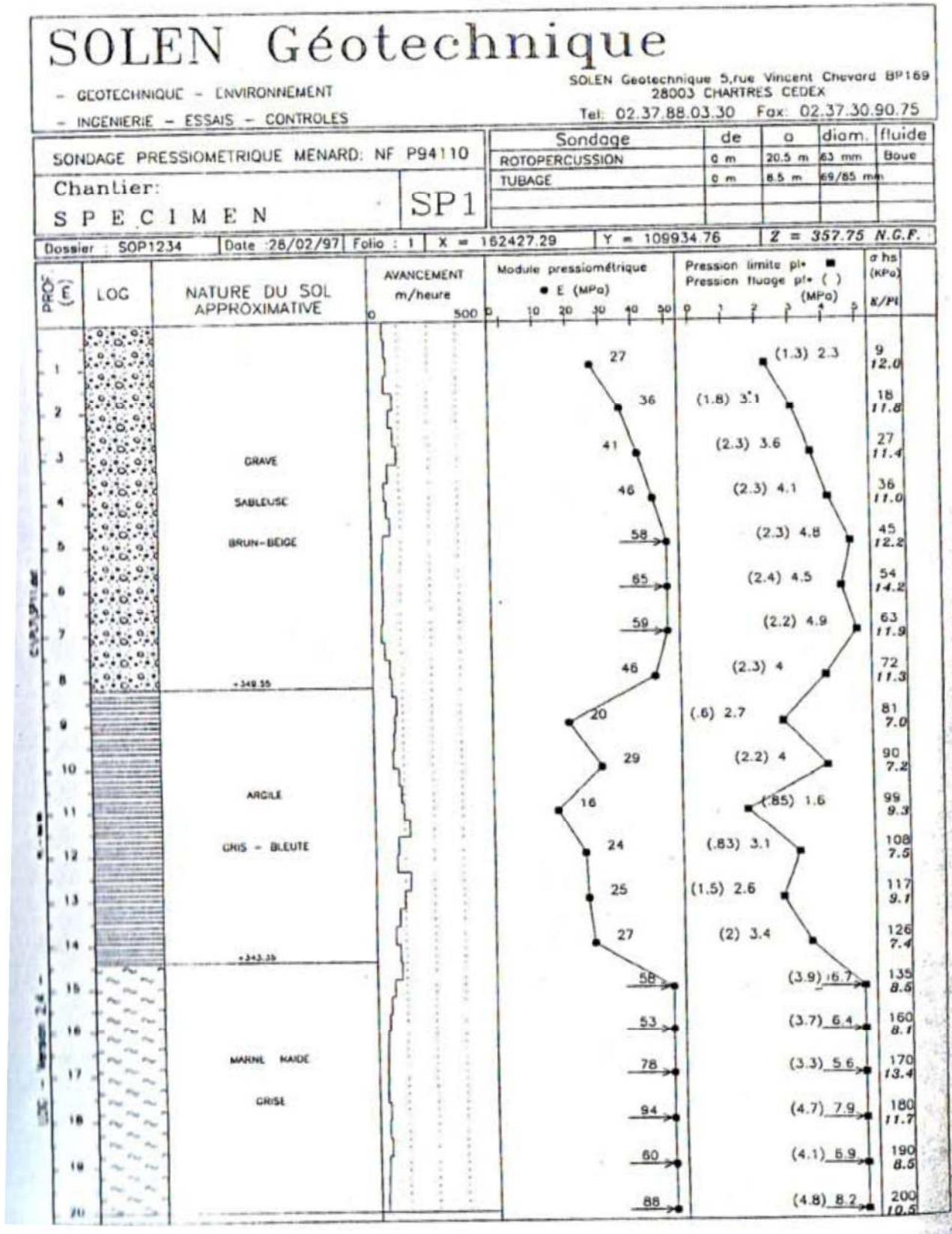


Figure 27 : Forage pressiométrique

II.3.7. Catégories conventionnelle de sols à partir du pressiomètre

Le présent paragraphe propose une classification des différents sols commode, vis-à-vis du dimensionnement des fondations à partir du Pressiomètre Ménard.

Le tableau 2 ci-après donne des fourchettes indicatives de la pression limite p_l pouvant faciliter le classement.

Tableau 2 : Catégories conventionnelles de sols

CLASSE DE SOL			PRESSIONÈTRE p_l (MPa)
ARGILES, LIMONS	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
SABLES, GRAVES	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 - 2,0
	C	Compacts	> 2,5
CRAIES	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 - 2,5
	C	Compacts	> 3,0
MARNES MARNO-CALCAIRES	A	Tendres	1,5 - 4,0
	B	Compacts	> 4,5
ROCHES ⁽¹⁾	A	Altérées	2,5 - 4,0
	B	Fragmentées	> 4,5

II.4.ESSAI DE PENETRATION AU CAROTTIER OU S.P.T

II.4.1. Principe et résultats

Il s'agit de l'essai le plus ancien et le plus pratiqué dans le monde bien que rudimentaire. C'est un moyen d'investigation simple et rapide ; son domaine d'application est limité aux sols fins et aux sols grenus dont les grains n'excèdent pas 20mm.

Cet essai consiste à battre dans le sol, au fond d'un forage, un carottier de caractéristiques et de dimensions définies.

- ❖ Carottier : longueur utile : ≥ 450 mm ;
- ❖ Diamètre intérieur du carottier : 35 mm
- ❖ Diamètre extérieur du carottier : 51 mm
- ❖ Masse du mouton : 64 kg
- ❖ Hauteur de chute : 75 cm

Après avoir réalisé le forage maintenu par une boue ou par un tubage, le carottier y est descendu puis battu en trois étapes. Le nombre de coups de mouton N_i nécessaires à chaque enfouissement de 15cm est relevé, soit :

- ❖ N_0 : enfouissement d'amorçage de 0 à 15 cm ;
- ❖ N_1 : premier enfouissement d'essai de 15 à 30 cm ;
- ❖ N_2 : deuxième enfouissement d'essai de 30 à 45 cm.

Le nombre $N = N_1 + N_2$ (**II-22**) est appelé résistance à la pénétration.

Lorsqu'un nombre de coup supérieur à 50 ne permet pas d'obtenir un enfouissement de 15 cm, l'essai est arrêté et l'enfouissement correspondant noté. En fin de battage, la carotte est récupérée afin d'apprécier la nature du sol testé.

II.4.2. Appareillage

Le schéma de la figure 29 montre les différents éléments par fonction dans leur environnement.

L'essai de pénétration au carottier nécessite l'appareillage suivant :

- ❖ Un équipement de forage et de tenue de la paroi ;
- ❖ Un dispositif de battage ;
- ❖ Un train de tiges et son guidage
- ❖ Un carottier
- ❖ Un système de mesure.

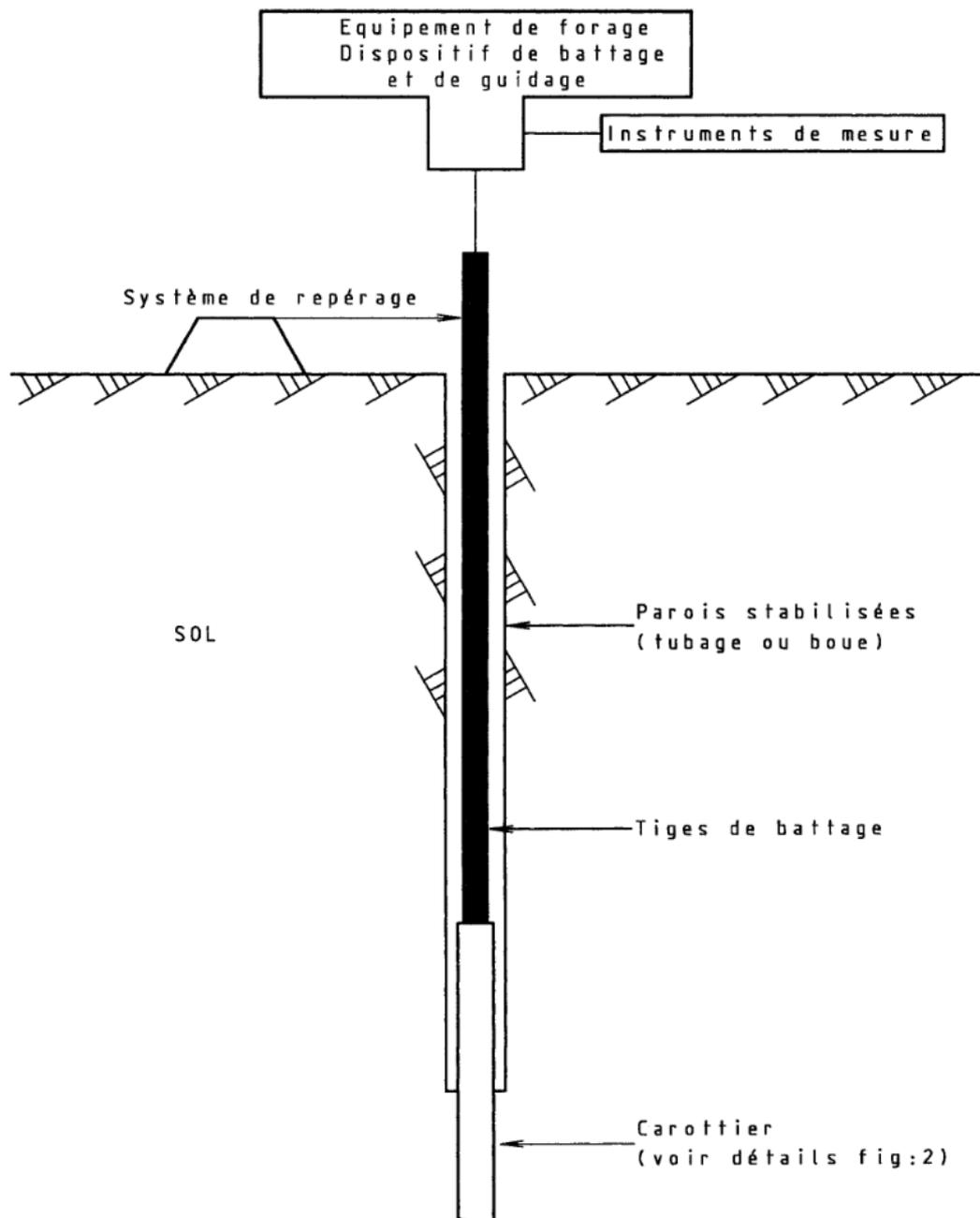


Figure 28 : Appareillage pour l'essai de pénétration au carottier

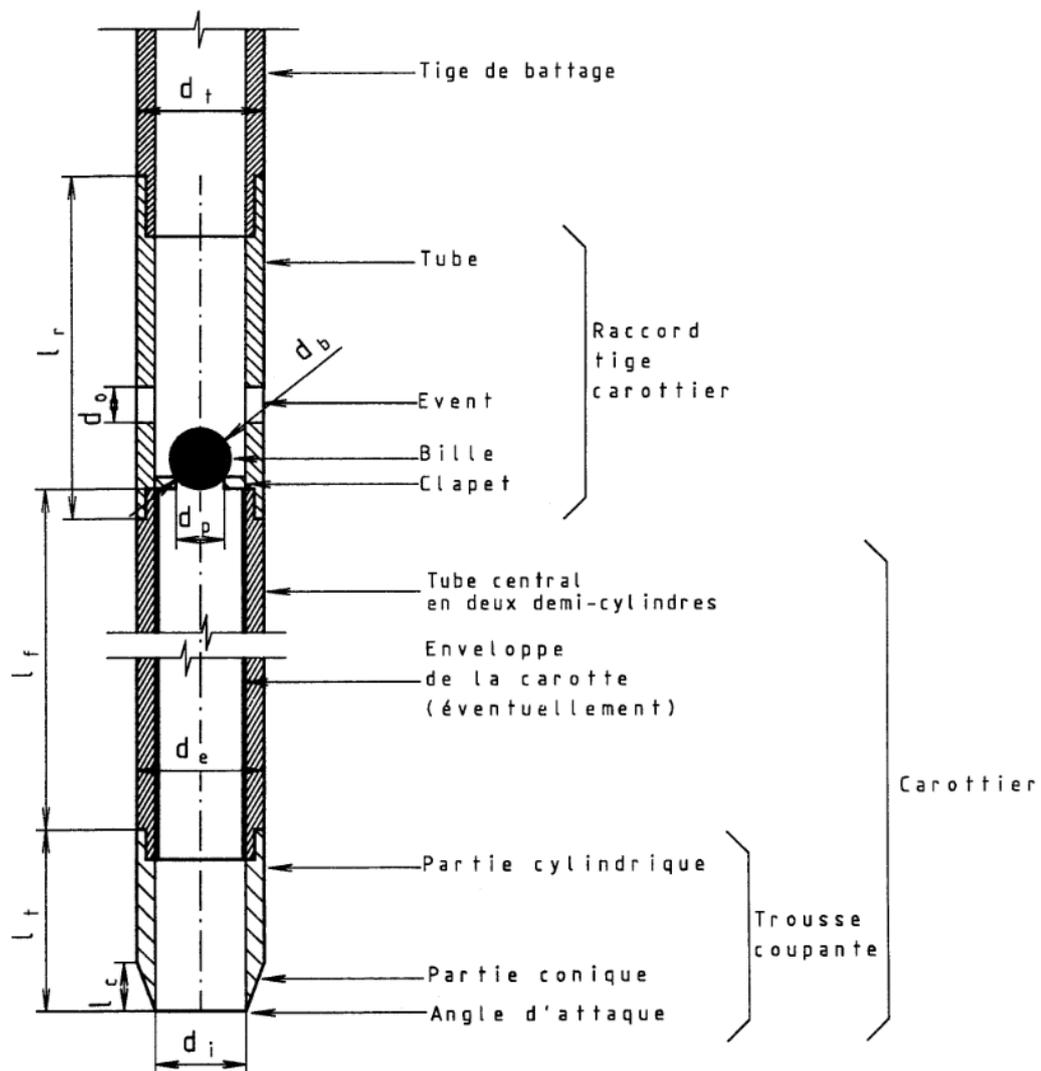


Figure 23 : Coupe du carottier

II.4.3. Déroulement de l'essai

II.4.3.1. Préparation du trou de forage

Le trou de forage doit être soigneusement nettoyé jusqu'à la profondeur de l'essai avec un équipement qui ne remanie pas le sol devant être soumis à l'essai. Quand le forage concerne des sols dans lesquels les parois sont instables, un tubage et/ou une boue de forage doivent être utilisés. Les tubages du type tarière creuse ne doivent pas être utilisés pour les essais en dessous de la nappe.

Quand le forage est exécuté en dessous de la nappe phréatique, le niveau de l'eau ou du fluide de forage dans le trou de forage doit être maintenu à une distance suffisante au-dessus du niveau de la nappe pour limiter le remaniement. Le niveau de l'eau ou du fluide de forage dans le trou de forage doit être maintenu pendant le retrait des outils de forage et pendant toute la durée de l'essai.

Les outils de forage, par exemple les tubes, doivent être retirés lentement pour éviter les effets de succion en dessous du niveau de début de l'essai.

II.4.3.2. Enfoncement du carottier

Mise en place :

Le carottier solidaire de l'ensemble du train de tiges et du dispositif de battage est posé au fond du trou de forage. La pénétration du carottier sous l'effet de la pesanteur est notée. Si cet enfoncement dépasse 45cm, l'essai est interrompu et la valeur de « N » attribuée est zéro.

La profondeur de l'essai correspond à la position de la base de la trousse coupante après l'enfoncement d'amorçage.

Enfoncement d'amorçage :

Le carottier est enfoncé dans le sol d'une profondeur de 15cm et le nombre de coup de mouton nécessaire est noté N_0 . Si la pénétration de 15cm ne peut être atteinte en 50 coups de mouton, la profondeur ainsi obtenue sera considérée comme enfoncement d'amorçage.

Enfoncement d'essai :

Après l'enfoncement d'amorçage, les nombres de coups de mouton N_1 et N_2 nécessaires pour obtenir deux enfoncements successifs du carottier de 15 cm chacun doivent être notés. La valeur $N = N_1 + N_2$ nécessaire pour obtenir l'enfoncement de 30cm est appelée résistance à la pénétration N.

L'essai peut être interrompu lorsque N_1 ou N_2 est supérieur à 50. Dans ce cas l'enfoncement obtenu à l'arrêt de l'essai est noté.

II.4.3.3. Après l'essai

II.4.3.3.1. Récupération de l'échantillon de sol

Le carottier est remonté à la surface puis ouvert. Le ou les échantillons de sols sont placés dans des récipients hermétiques.

II.4.3.3.2. Etiquetage de l'échantillon de sol

Des étiquettes portant les renseignements suivants sont apposées sur les récipients :

- ❖ Site ;
- ❖ Numéro du trou de forage ;
- ❖ Numéro de l'échantillon ;
- ❖ Profondeur de pénétration ;
- ❖ Longueur de l'échantillon ;
- ❖ Date de l'essai ;
- ❖ Nombre de coups : $N_0 - N_1 - N_2$

II.4.3.4. Procès-verbal

Il comporte une présentation des résultats dont un exemple est donné ci-dessous :

Essai de pénétration au carottier effectué conformément à la norme NF P 94-116							
Firme :			Date du forage : début : fin :		N° de dossier :		
Lieu :			Implantation : x : y : z :		N° du sondage :		
Méthode de forage :			Diamètre du forage : mm		Diamètre du tubage : mm		
Niveau de l'eau :							
Profondeur		Nombre de coups				Description du sol	Cote m
Tubage	Essai	Amorçage	Essai		N		
m	m	N ₀	N ₁	N ₂	N		0
0,85	1,0	2	3	4	7	Sable fin à moyen gris devenant moyennement dense	1
1,85	2,0	3	4	5	9		2
2,85	3,0	8	10	13	23		3
3,85	4,0	9	11	14	25		4
4,85	5	7	8	11	19		5
5,65	5,8	10	14	17	31	Sable fin à moyen brun dense à très dense	6
6,85	7,0 arrêt 7,27	20	23	> 50	> 73		7
7,75	7,9	17	20	24	44	Sable grossier gris et gravier	8
							9
Masse totale : enclume et guidage du mouton = kg					Masse d'une tige = kg/m		

Figure 30 : Procès-verbal essai S.P.T

Destinée à la présentation des méthodes utilisées, ce chapitre nous a présenté de manière détaillée la méthode de sismique réfraction, les essais pressiométriques et les sondages de pénétration dynamique au carottier. Il ressort que les vitesses de propagation des ondes sismiques permettent de calculer les épaisseurs des couches de terrain à partir de l'équation du temps d'arrivée de la réfractée première en fonction de la distance entre le point d'émission et le récepteur. L'essai pressiométrique permet de caractériser mécaniquement un terrain à partir des propriétés pressiométriques que sont le module pressiométrique E_M , la pression limite P_l et la pression de fluage P_f . L'essai de pénétration au carottier (SPT) permet de déterminer la compacité à partir du nombre de coup N et de prélever des échantillons intacts de sols destinés aux essais en laboratoire.



CHAPITRE 3 : RÉSULTATS ET DISCUSSION

Afin de proposer un design caractériser les sols de l'estuaire du Wouri en vue de l'étude de l'ancrage ou de l'encastrement des quais, quatre types d'essai ont été exécutés

- La bathymétrie et le sonar à balayage latéral ;
- Les sondages de sismique réfraction : dont le but est d'identifier la nature et les épaisseurs des différentes couches de sol en corrélation avec les sondages mécaniques et également d'identifier les objets présents sur le fond fluvial incluant les rochers, épaves, et autres obstacles en surface ou enterrés ;
- Les sondages mécaniques: leurs buts étant d'identifier la nature lithologique des terrains en place, les caractéristiques mécaniques des sols et le prélèvement des échantillons de sol pour essais en laboratoire ;
- Les essais en laboratoire.

III.1. BATHYMETRIE AROUND THE QUAY

La campagne de sismique réfraction s'est déroulée à la suite de levés bathymétrique et au sonar à balayage latéral. Les résultats de l'étude bathymétrique sont présentés sur la figure 31 et le sonar à balayage latéral sur la figure 32. L'étude bathymétrique montre une gamme de profondeur comprise entre 0 et 19 mètres sous le niveau de l'eau. La profondeur maximale se situe dans le coin nord-ouest. Les levés bathymétriques et sonar à balayage latéral mettent en évidence deux zones principales au Nord-Est : la première, avec des fragments de plantes au fond du fleuve, et la seconde montrant un obstacle ponctuel.

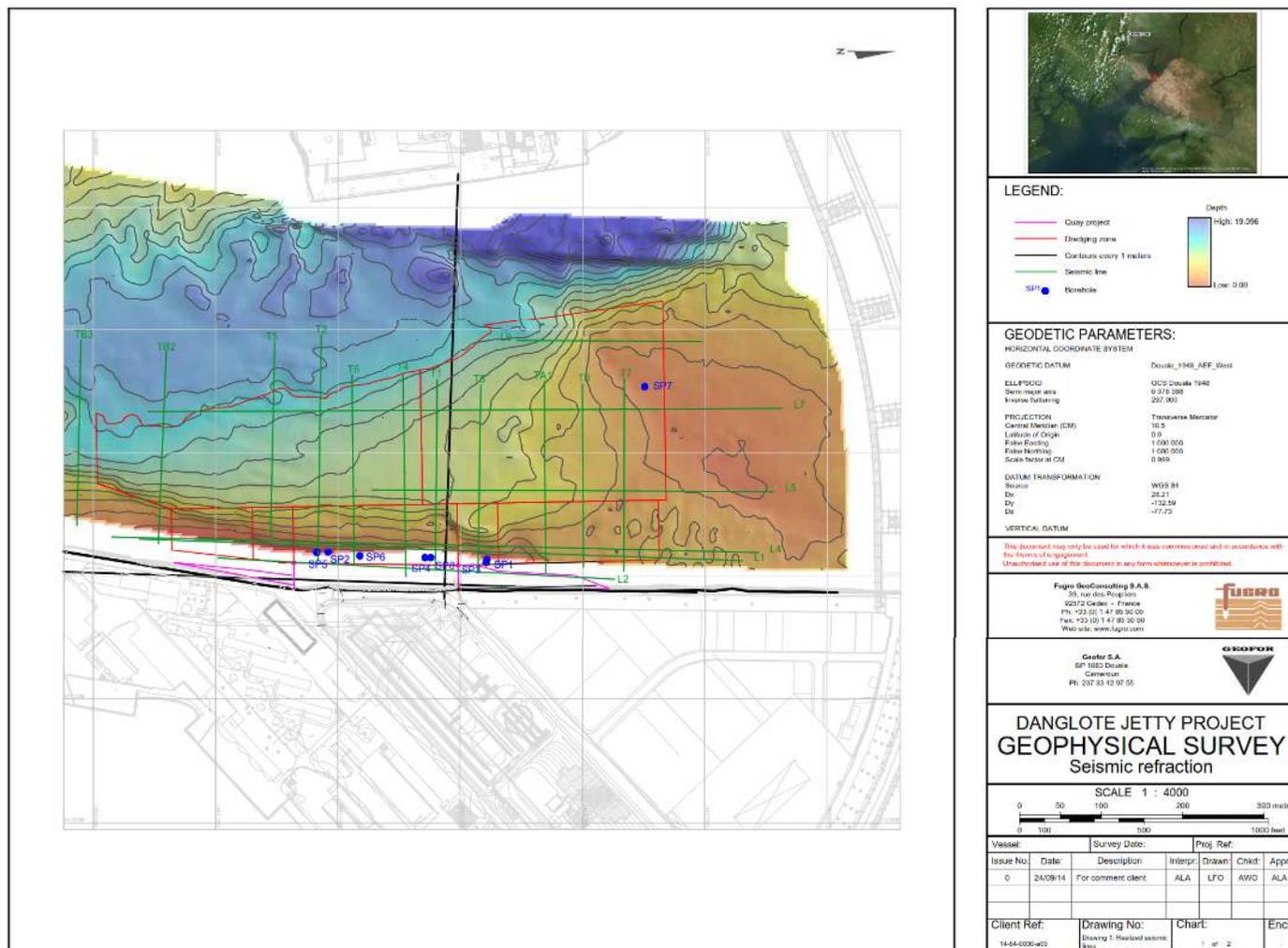


Figure 31 : Carte bathymétrique de la zone de l'estuaire de Douala d'après DANGOTE CEMENT CAMEROUN 2014, modifié

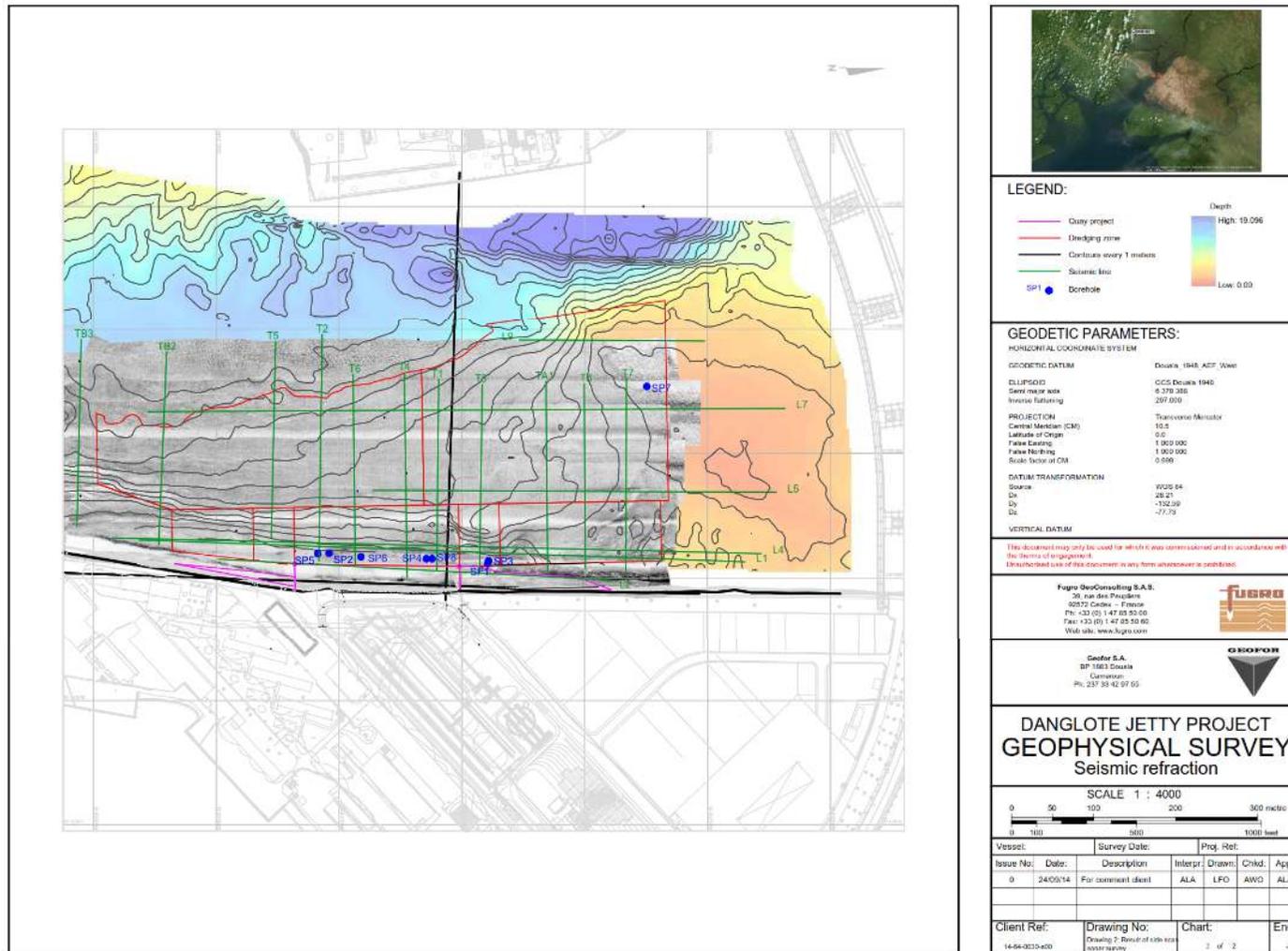


Figure 32 : Sonar à balayage latéral de la zone de l'estuaire de Douala de DANGOTE CEMENT CAMEROUN 2014, modifié

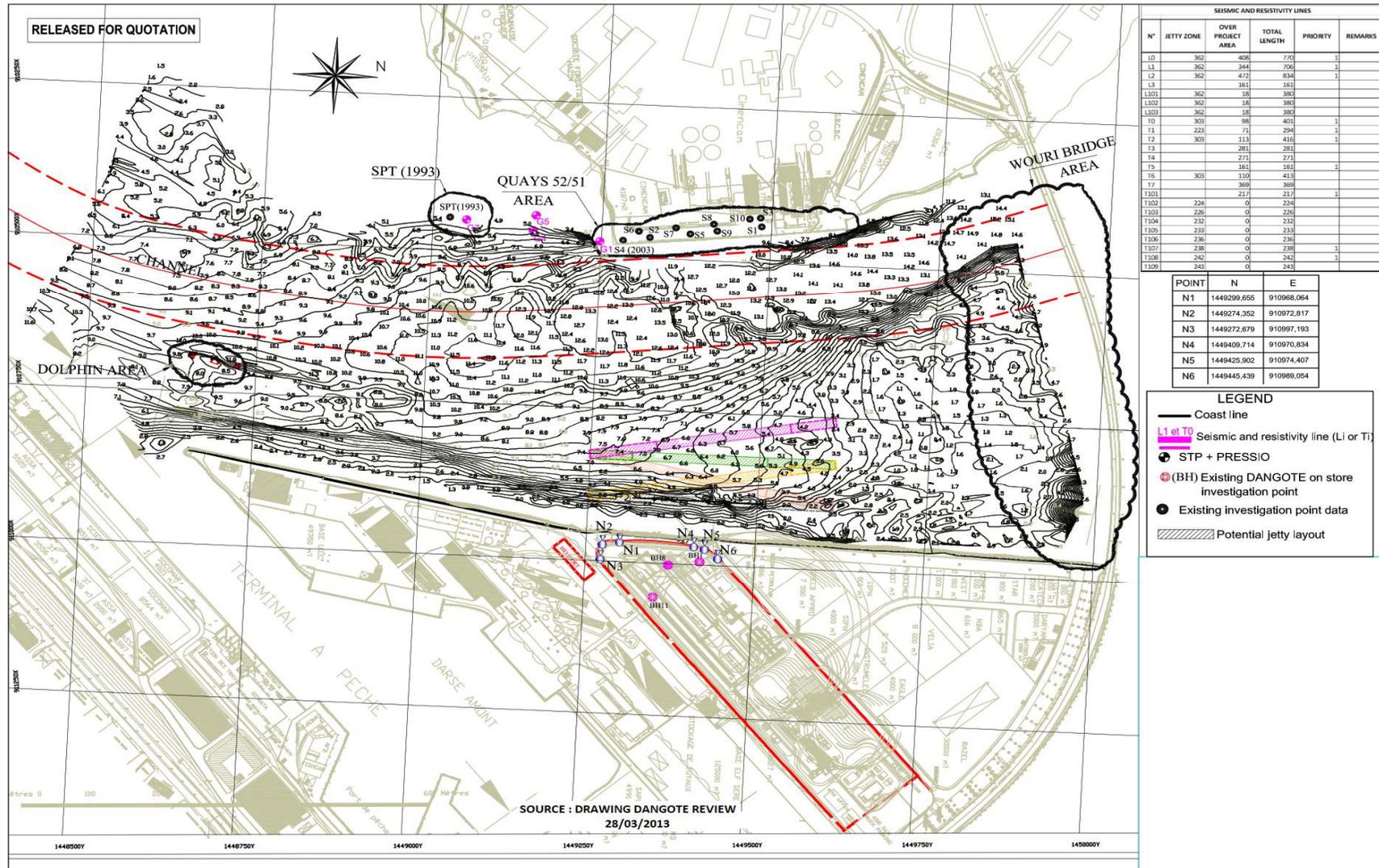


Figure 43 : Carte bathymétrique de la zone de l'estuaire de Douala d'après DANGOTE CEMENT CAMEROUN 2014, modifié

III.2. PROFIL DES SISMIQUES, COURBES TEMPS-DISTANCE ET MATERIAUX

III.2.1. Profils sismiques

Les tableaux 3 et 4 montrent que l'étude a été faite selon 25 profils sismiques réfraction dont 11 transversaux et 14 longitudinaux.

Tableau 3 : Coordonnées des profils sismiques transversaux

GEOPHYSICAL SURVEYS				
Coordinates of the realised profiles				
Transversal lines				
Lines/ Profiles	Start of Profile		End of profile	
T1	910940,95	1449419,4	910710,53	1449421,7
T2	910656,41	1449279,5	910929,63	1449275,59
T3	910944,06	1449471,7	910717,15	1449474,93
T4	910949,94	1449383,2	910702,68	1449379,69
T5	910901,23	1449217,3	910665,33	1449222,55
T6	910935,68	1449319,9	910704,72	1449317,14
T7	910942,96	1449650,5	910709,98	1449651
T8	910938,23	1449600,8	910716,13	1449599,7
TA1	910944,6	1449554,8	910713,04	1449552,84
TB2	910910,11	1449079,7	910677,55	1449089,42
TB3	910887,71	1448979,9	910662,64	1448984,86
Nombre de profils réalisés	11			

Tableau 4: Coordonnées des profils sismiques longitudinaux

Longitudinal lines					
Lines	Profile	Start of Profile		End of profile	
L1	1st profile	910930,55	1449795,66	910926,8	1449555,46
	2nd profile	910934,16	1449544,78	910932,89	1449311,97
	3rd profile	910931,3	1449298,61	910904,2	1449056,47
L2	1st profile	910953,03	144449639	910949,97	1449406,84
	2nd profile	910949,84	1449381,27	910927,41	1449152,69
L4	1st profile	910920,59	1449815,5	910924,06	1449558,62
	2nd profile	910911,86	1449544,46	910921,15	1449312,39
	3rd profile	910916,56	1449252,8	910901,6	1449022,78
L5	1st profile	910846,66	1449833,82	910849,63	1448602,29
	2nd profile	910847,75	1449576,22	910844,48	1449341,64
L7	1st profile	910745,75	1449844,45	910747,71	1449612,96
	2nd profile	910747,57	1449596,55	910746,33	1449363,16
	3rd profile	910748,12	1449253,09	910749,59	1449066,67
L9	1st profile	910663,18	1449519,53	910664,54	1449746,14
Nombre de profils réalisés	14				

Les paramètres et transformations géodésiques utilisés pour l'implantation des profils sont récapitulés dans le tableau 5:

Tableau 5 : Paramètres et transformations géodésiques

Local Datum Geodetic Parameters	
Ellipsoïde	International 1924
Semi-major axis:	a =6378388,000 m
Inverse Flattening:	1/f =297,00
Datum Transformation Parameters from international 1924 to Local Datum	
Shift dX: -28,209999 m	Rotation rX: 0 arcsec
Shift dY: 132,589996 m	Rotation rY: 0 arcsec
Dy:	
Shift dZ: 77,730003 m	Rotation Rz: 0 arcsec
Projet Projection Parameters	
Map Projection:	Universal Transverse Mercator
Grid System:	UTM Zone 31
Org Scale:	0,999
1 parallel:	33°00'00"
2 parallel:	45°00'00"
Longitude:	10°30'00"
Latitude:	00°00'00"
False Easting:	1 000 000 m
False Northing:	1 000 000 m
Units:	Meter

La figure 34 présente la superposition des levés bathymétriques et l'implantation des 25 profils listés dans les tableaux 3 et 4.

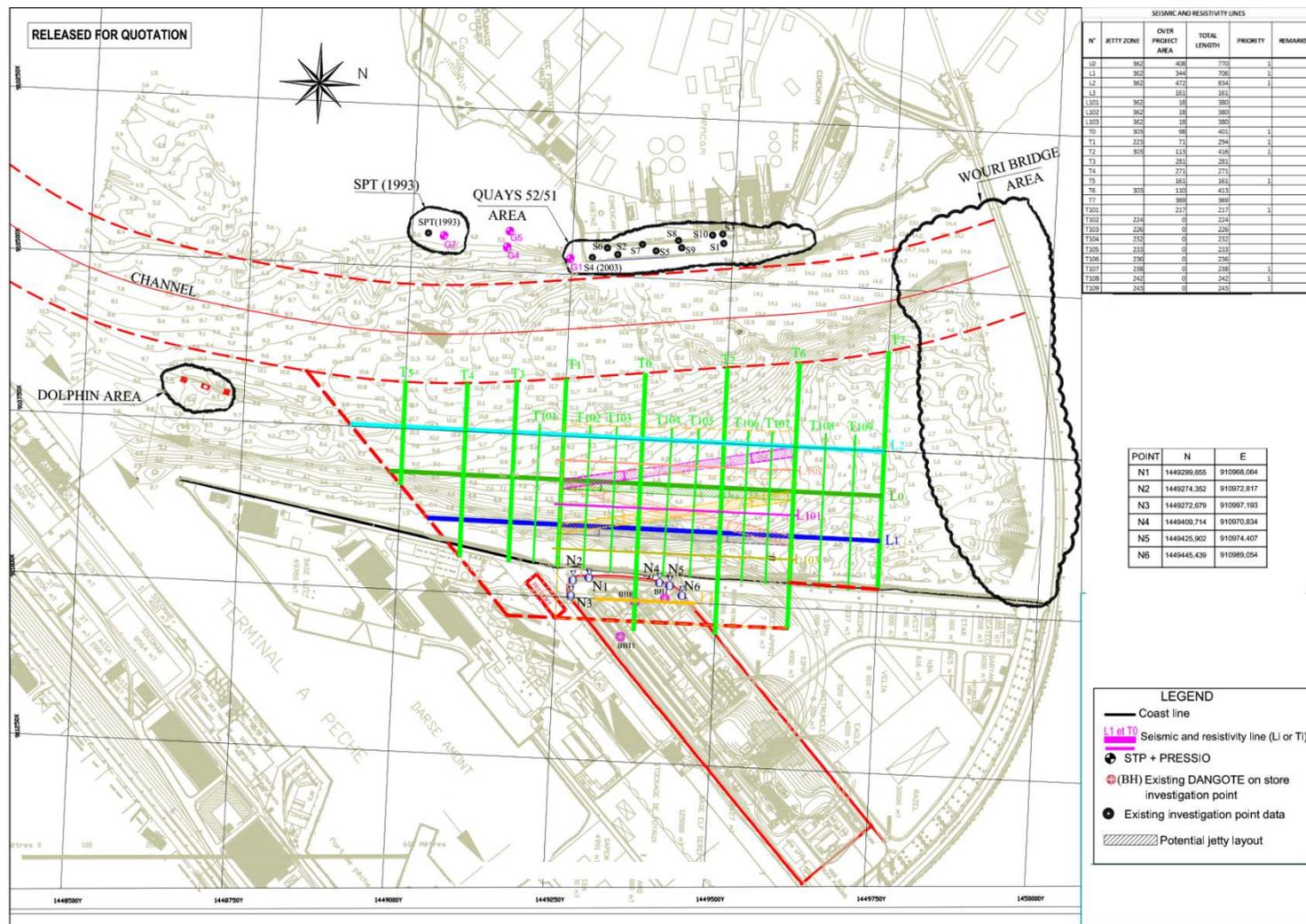


Figure 34 : Implantation des profils sismiques

III.2.2. Calcul des vitesses

Les calculs montrent que les vitesses des ondes sismiques de compression sont comprises entre 1520 à 1750 m/s. le tableau 6 ci-dessous présente les gammes de vitesse pour chaque profil.

Tableau 6 : Gamme de vitesse pour chaque profil sismique

Name arrays	L1.1	L1.2	L1.3	L2.1	L2.2	L4.1	L4.2
Velocity (m/s)	1520	1530	1530 to 1580	1530 to 1580	1530	1530 to 1540	1550

Name arrays	L4.3	L5.1	L5.2	L7.1	L7.2	L7.3	L9
Velocity (m/s)	1530	1530	1530	1530	1530 to 1570	1530 to 1750	1530

Name arrays	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
Velocity (m/s)	1520 to 1620	1520 to 1580	1520	1520	1520	1530	1530

Name array	T8	TA1	TB2	TB3
Velocity (m/s)	1530	1530	1520	1530 to 1750

III.2.3. Courbes temps-distance et profils sismiques

Les courbes temps- distances ainsi que les sections sismiques obtenues sont présentées ci-dessous respectivement sur le figures 35 à 59 d'une part et sur les figure 60 à 69 d'autre part. Ces figures montrent que les vitesses des ondes sismiques de compression peuvent être divisées en deux gammes : la gamme de 1520 à 1580 m/s concerne principalement les premières arrivées (profils L1, L2, L4, L5 et L7, L9, T2, T3, T4, T5, T6, T7, T8, TA1 et TB2) et la gamme de 1580 à 1750 m/s concerne principalement les secondes arrivées (profils L7, T1 et TB3).

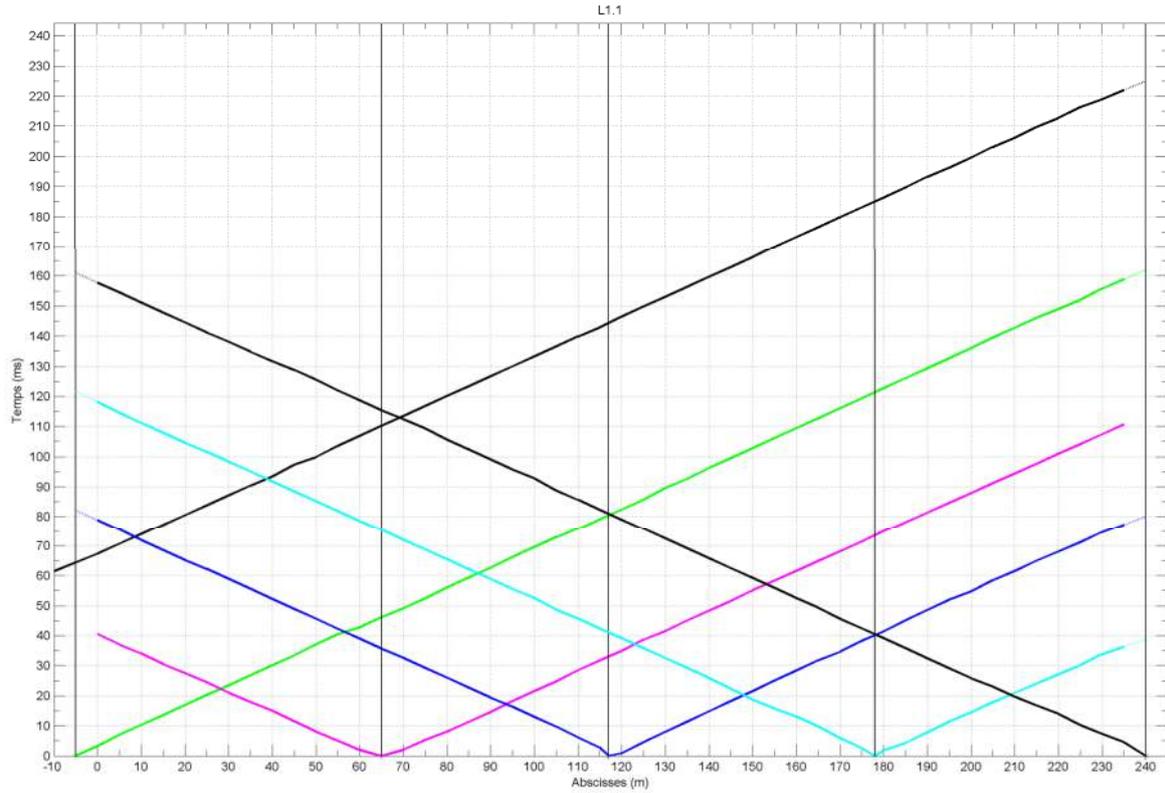


Figure 35 : Courbe temps-distance profil L1.1

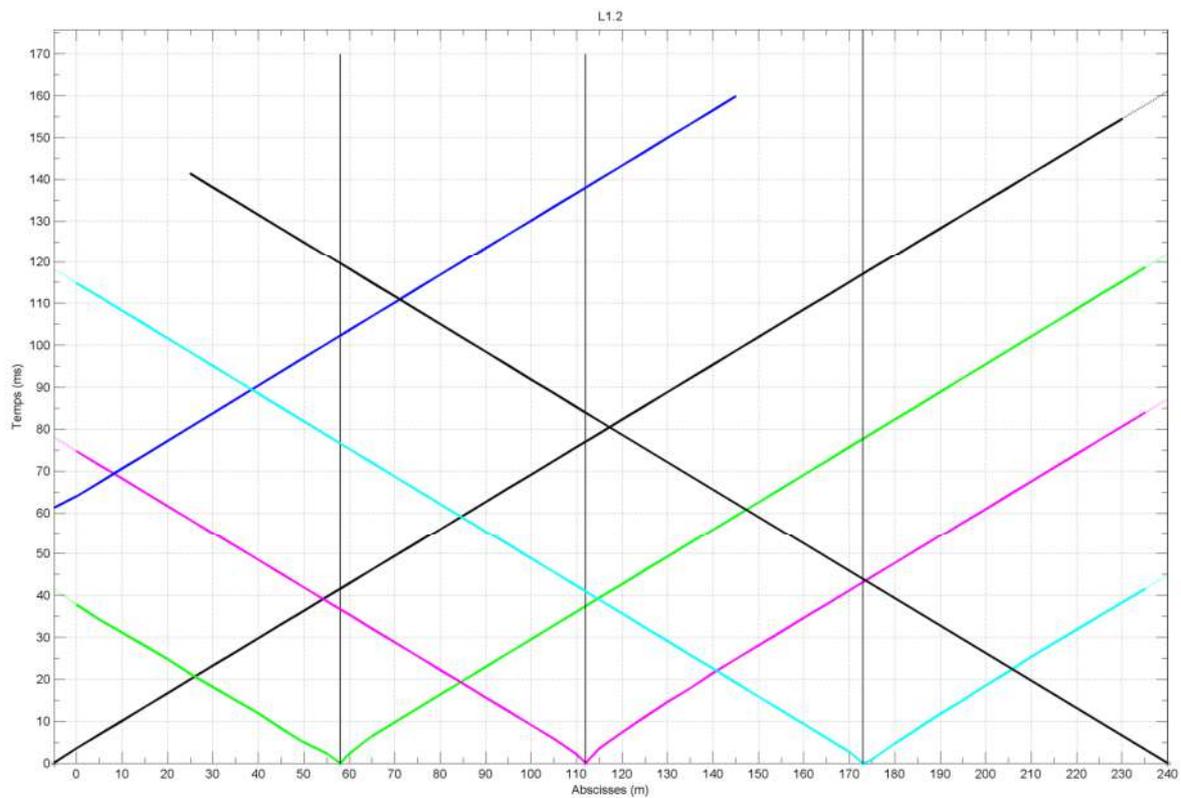


Figure 36 : Courbe temps-distance profil L1.2

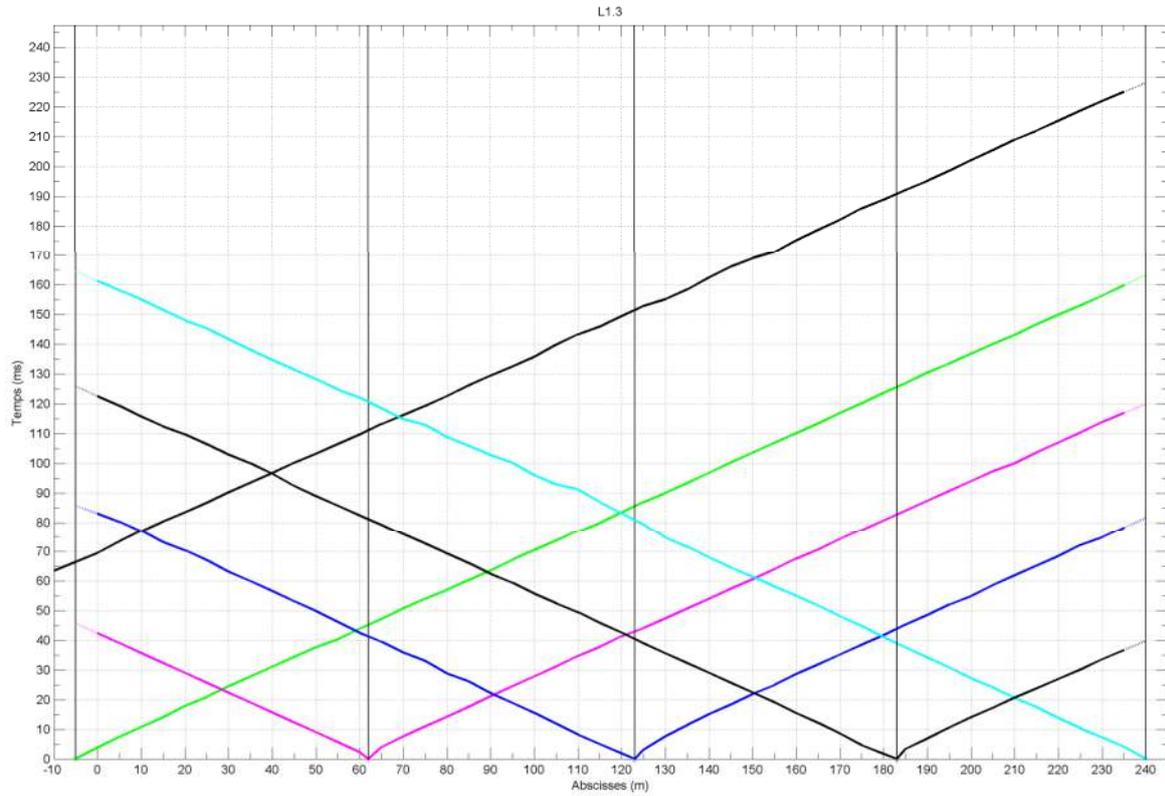


Figure 37 : Courbe temps-distance profil L1.3

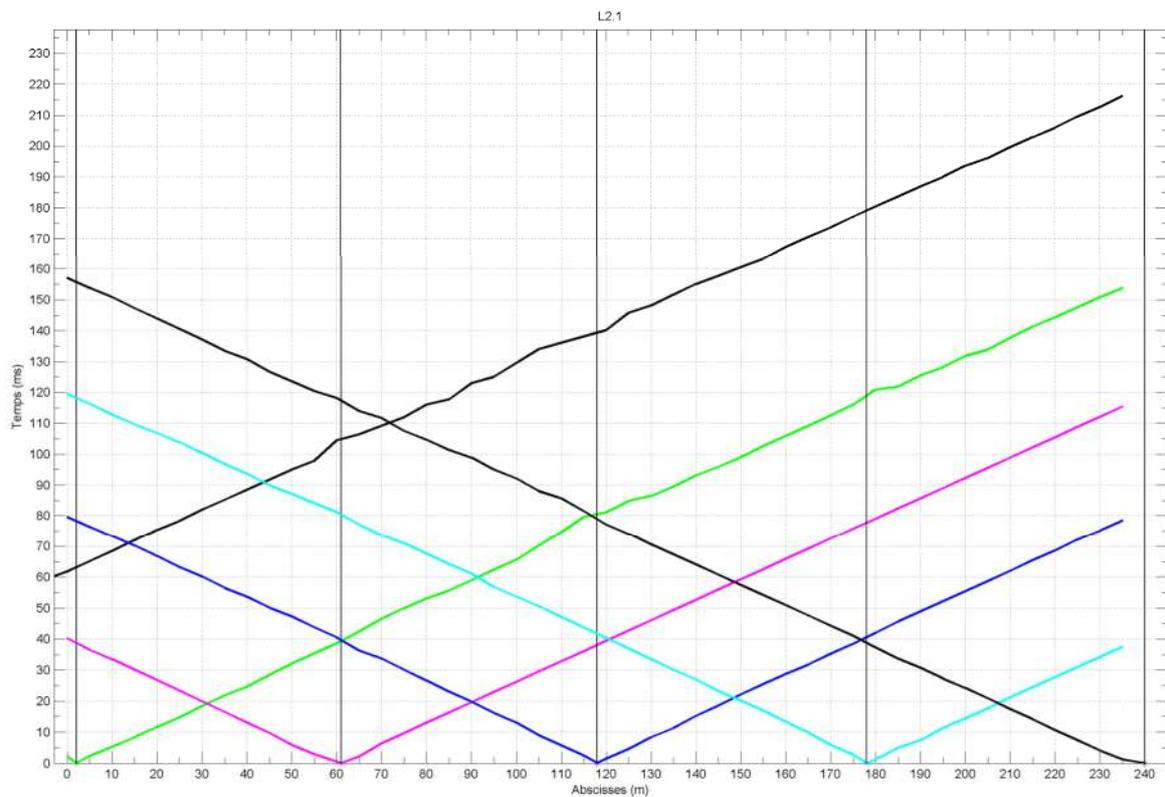


Figure 38 : Courbe temps-distance profil L2.1

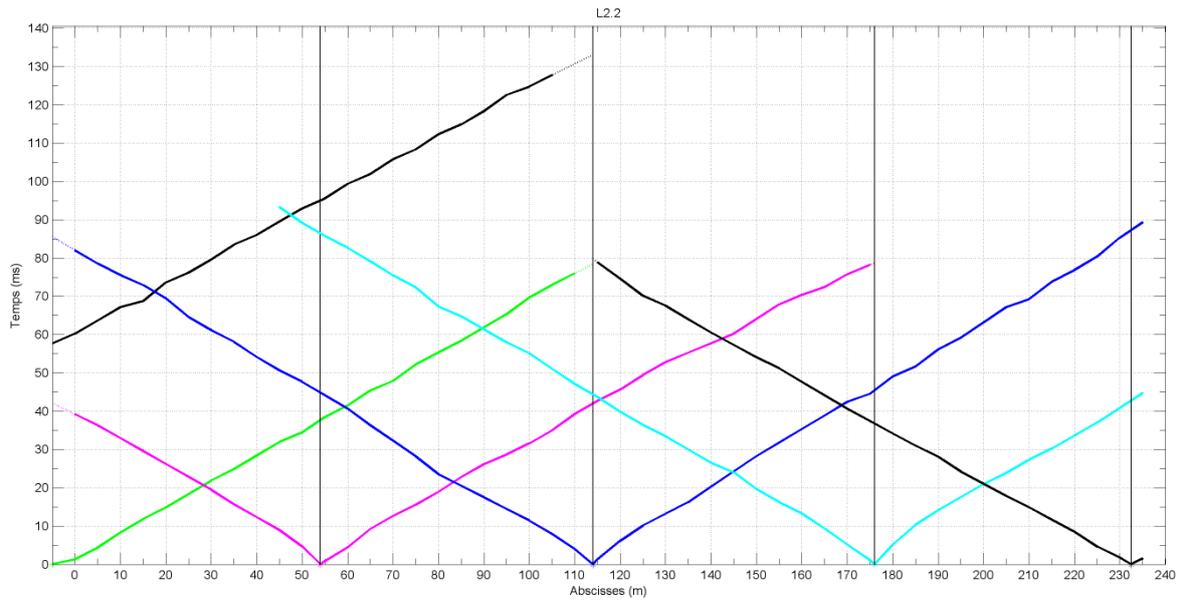


Figure 39 : Courbe temps-distance profil L2.2

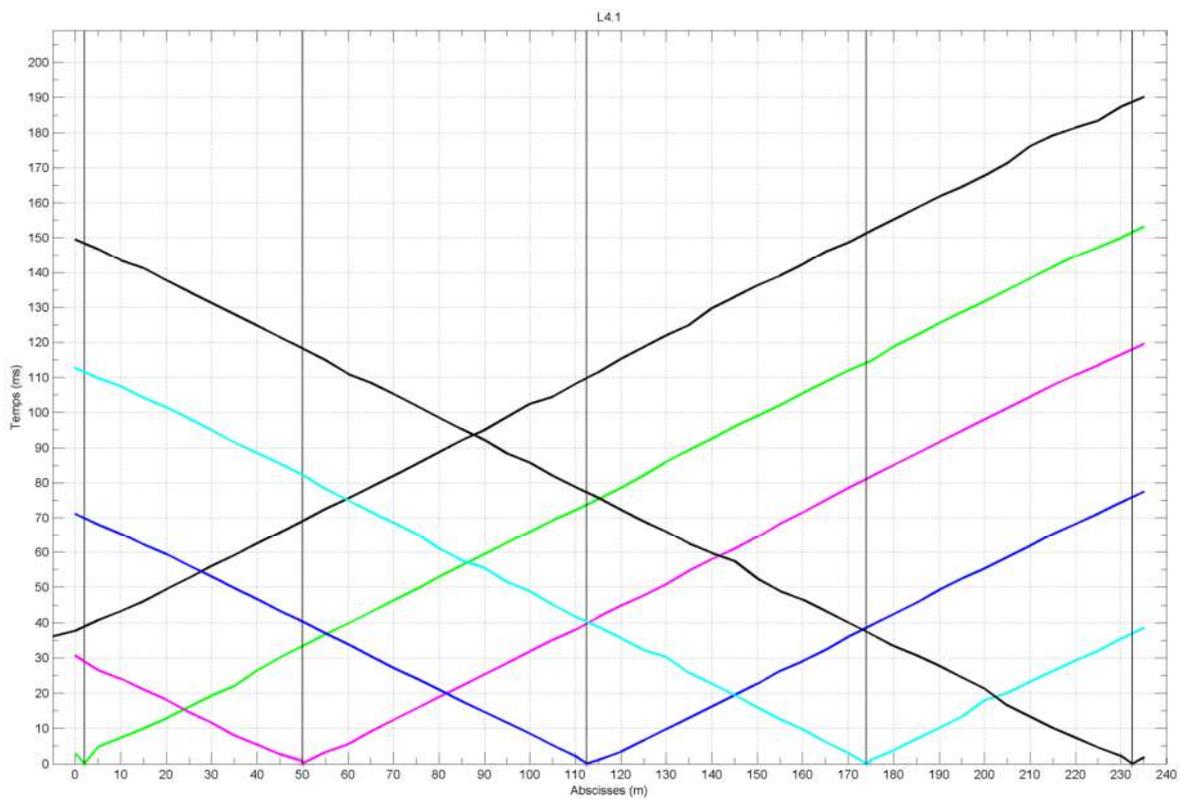


Figure 40 : Courbe temps-distance profil L4.1

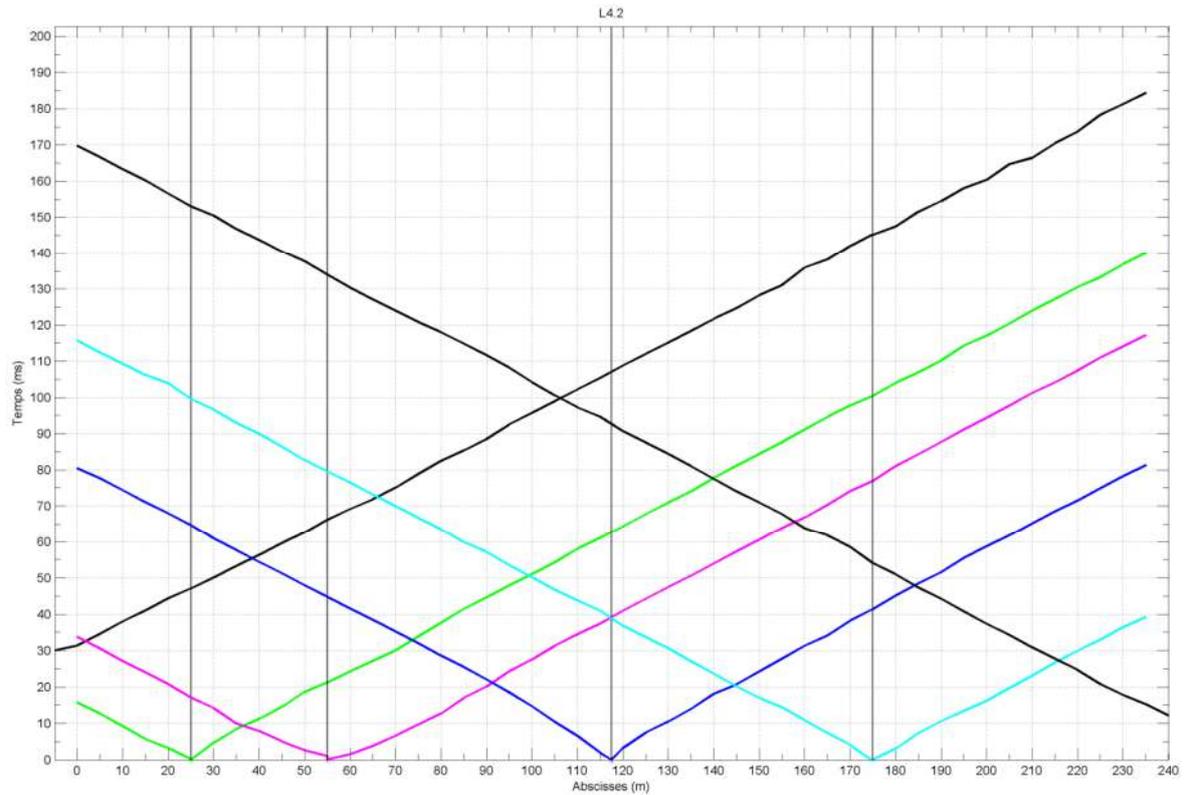


Figure 451 : Courbe temps-distance profil L4.2

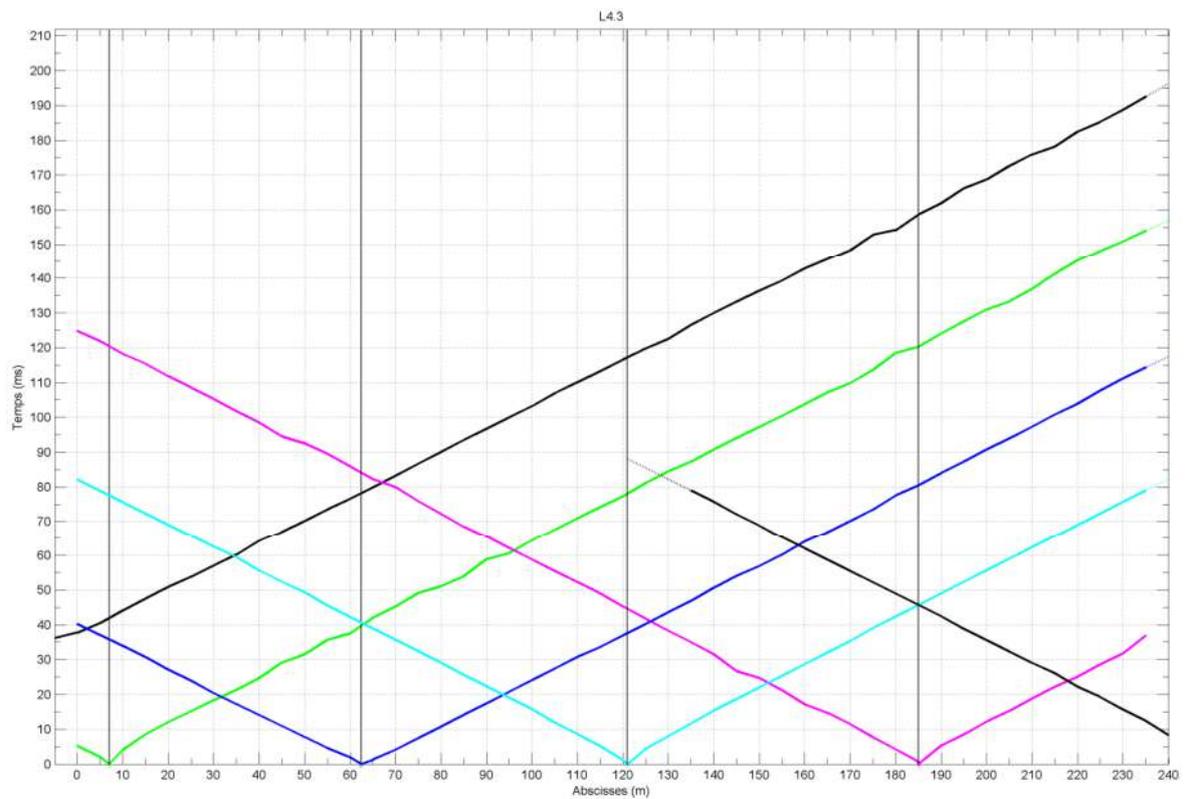


Figure 42 : Courbe temps-distance profil L4.3

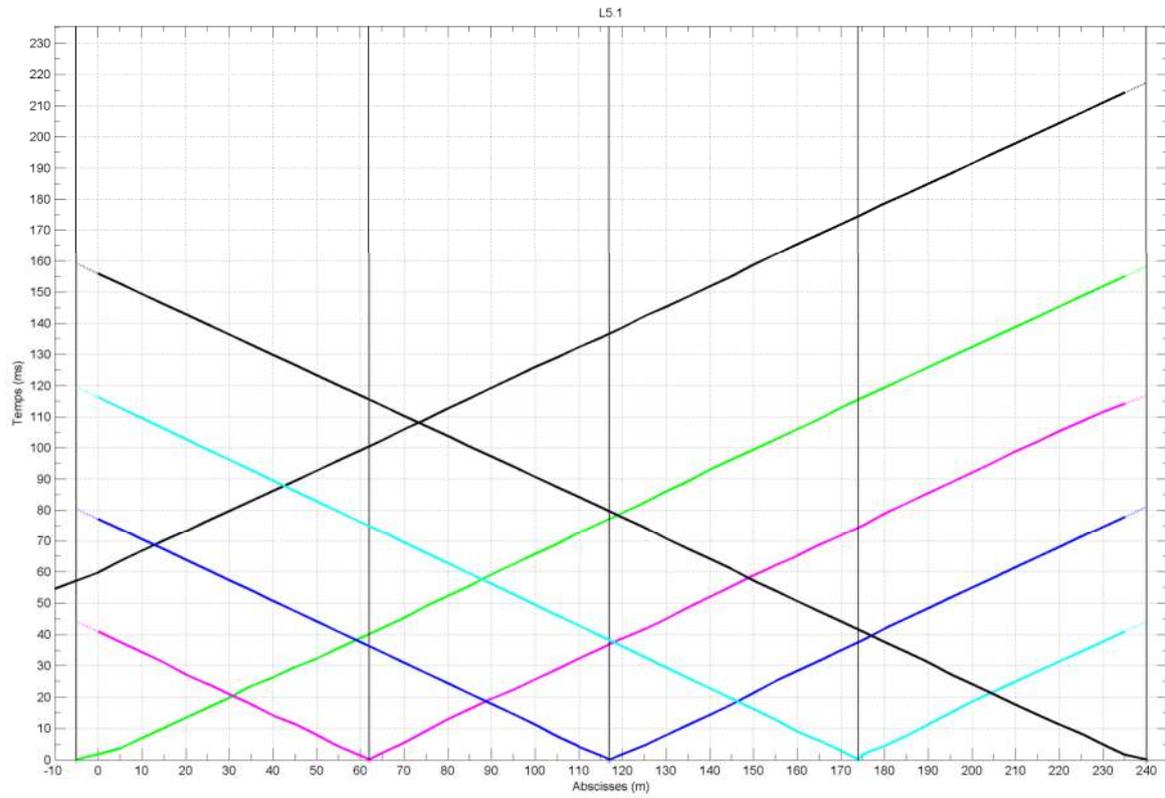


Figure 43 : Courbe temps-distance profil L5.1

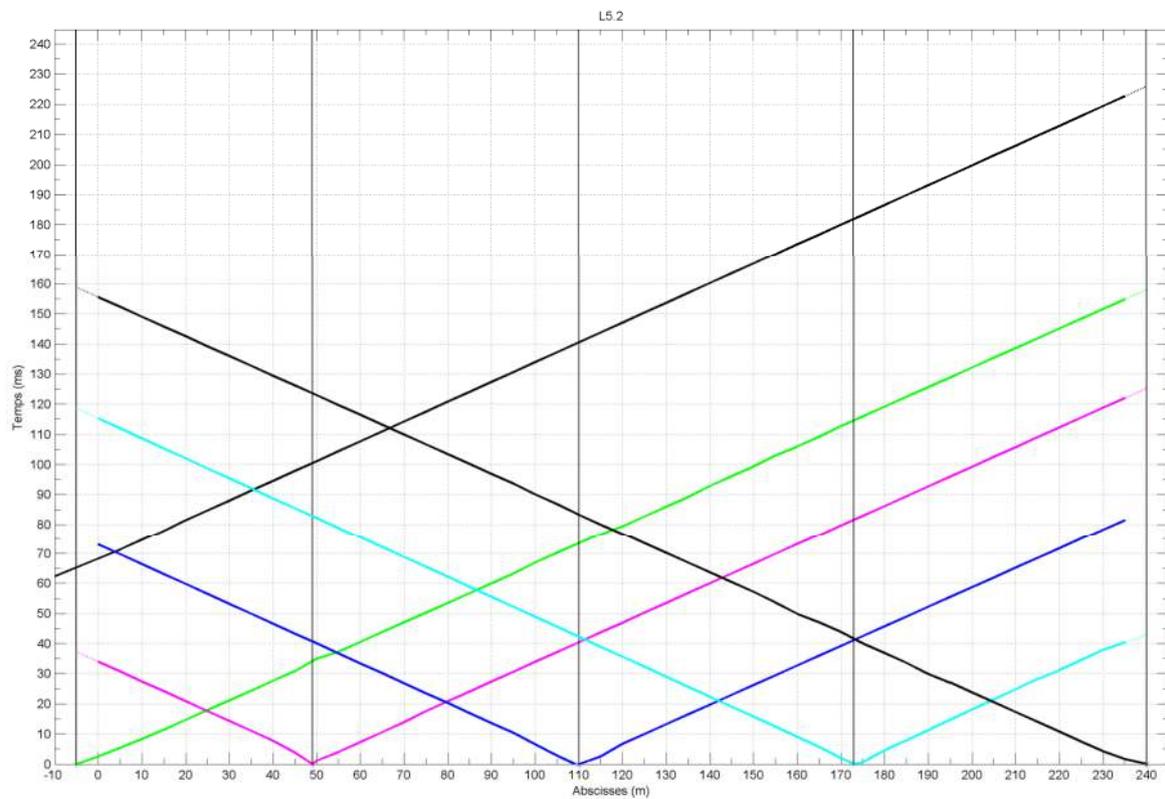


Figure 64 : Courbe temps-distance profil L5.2

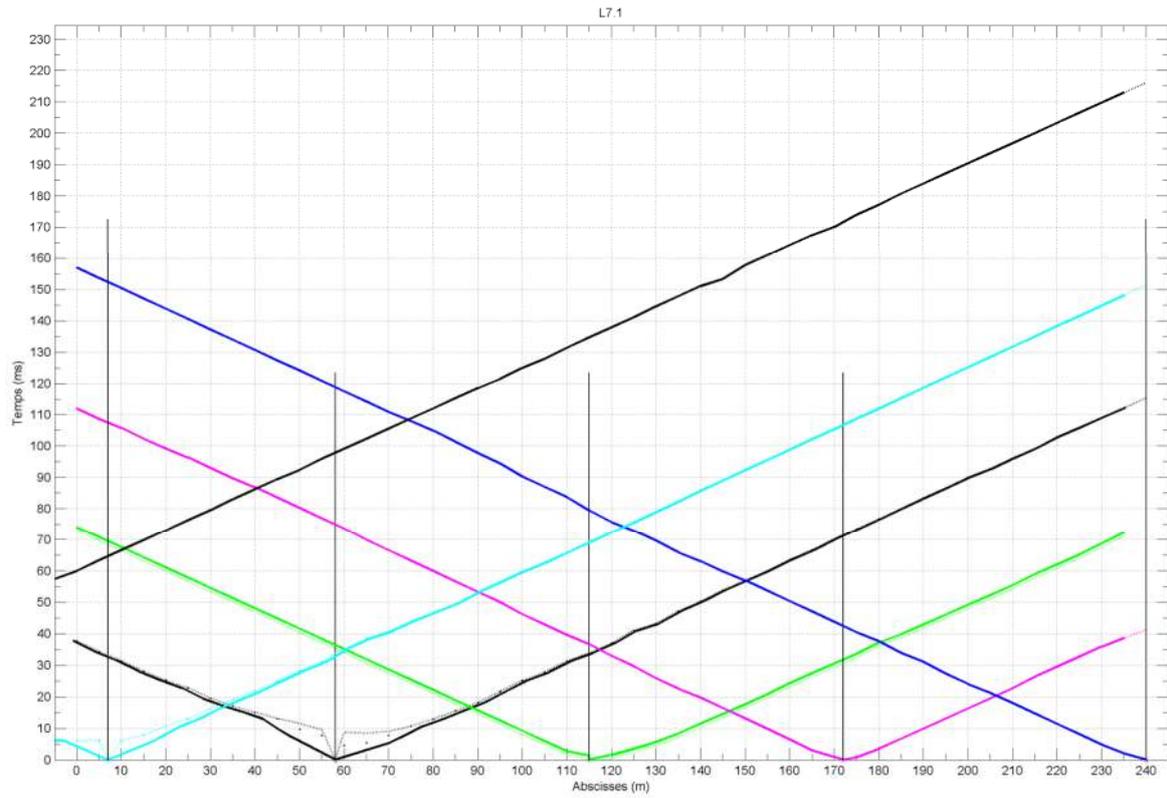


Figure 45 : Courbe temps-distance profil L7.1

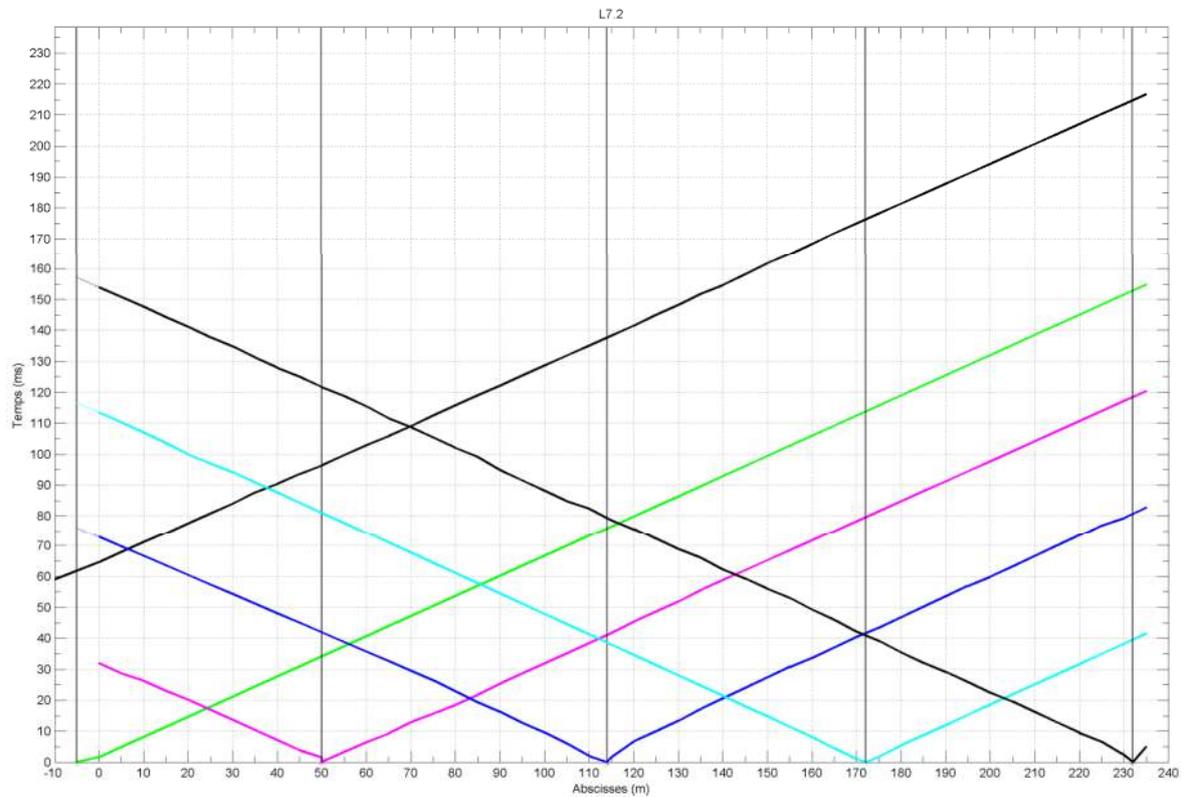


Figure 46 : Courbe temps-distance profil L7.2

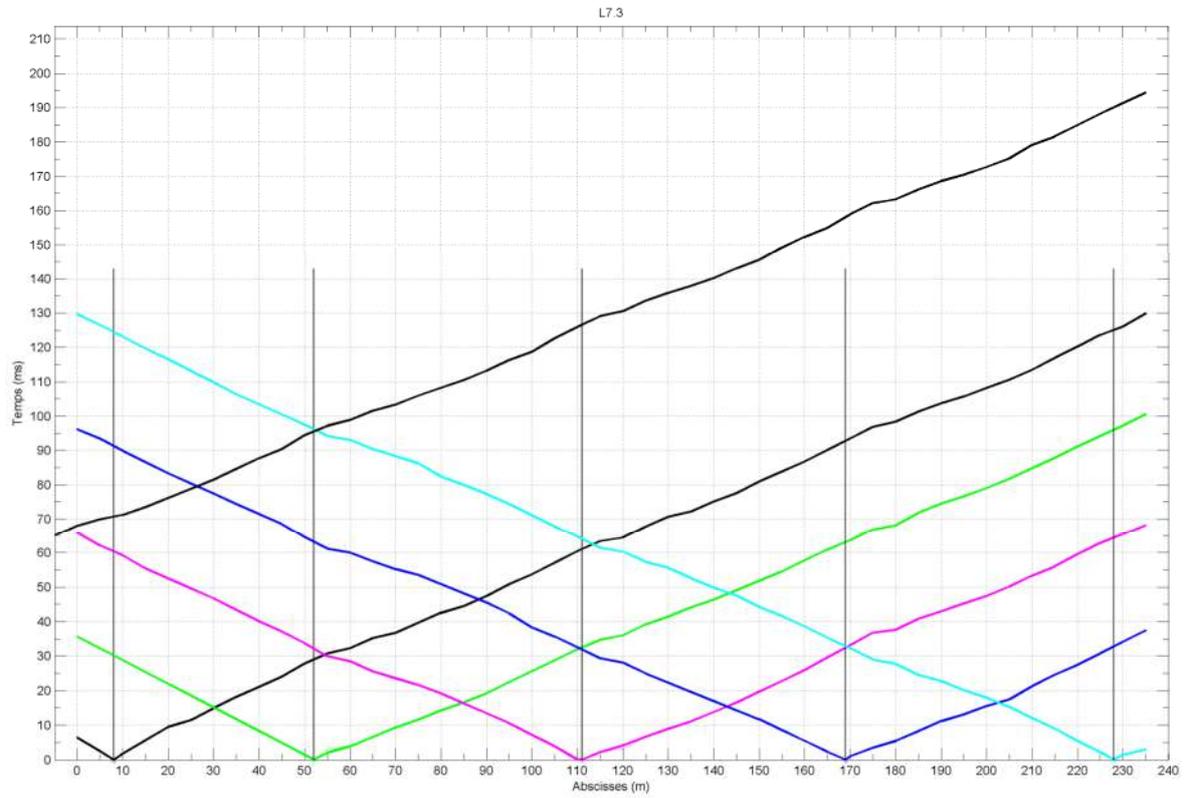


Figure 47 : Courbe temps-distance profil L7.3

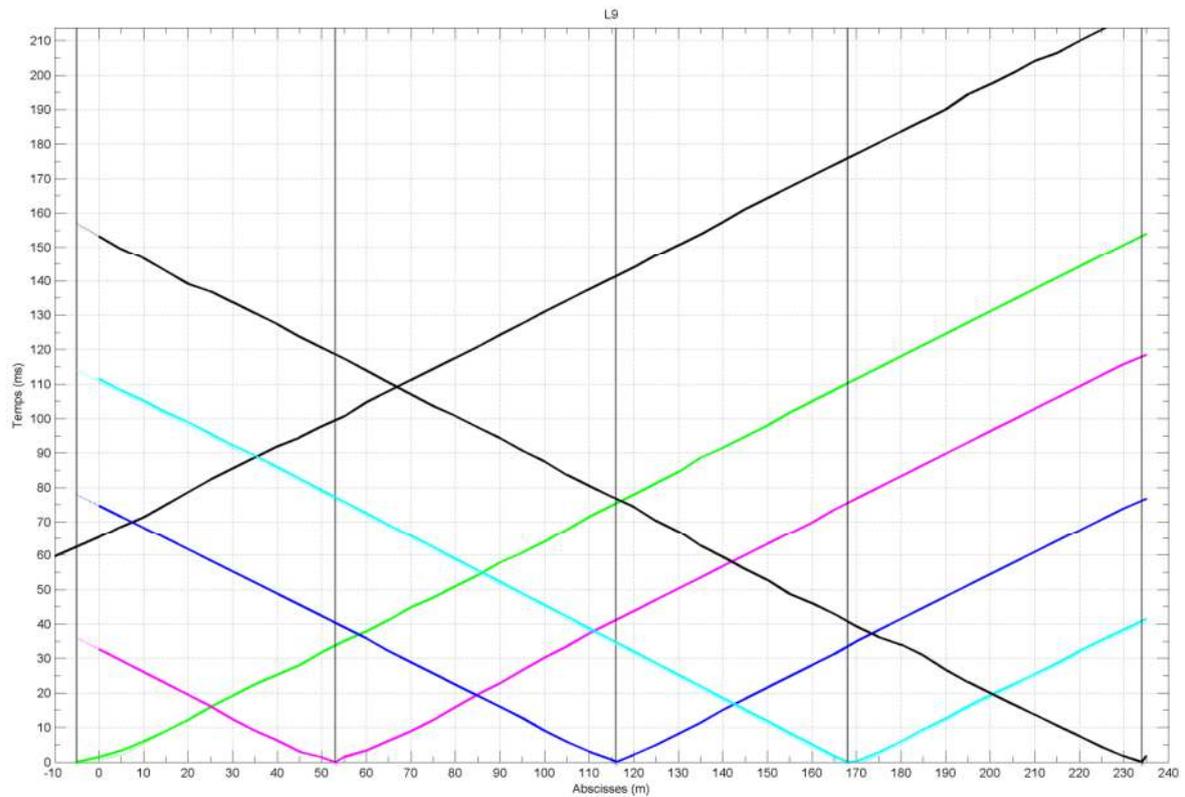


Figure 48 : Courbe temps-distance profil L9

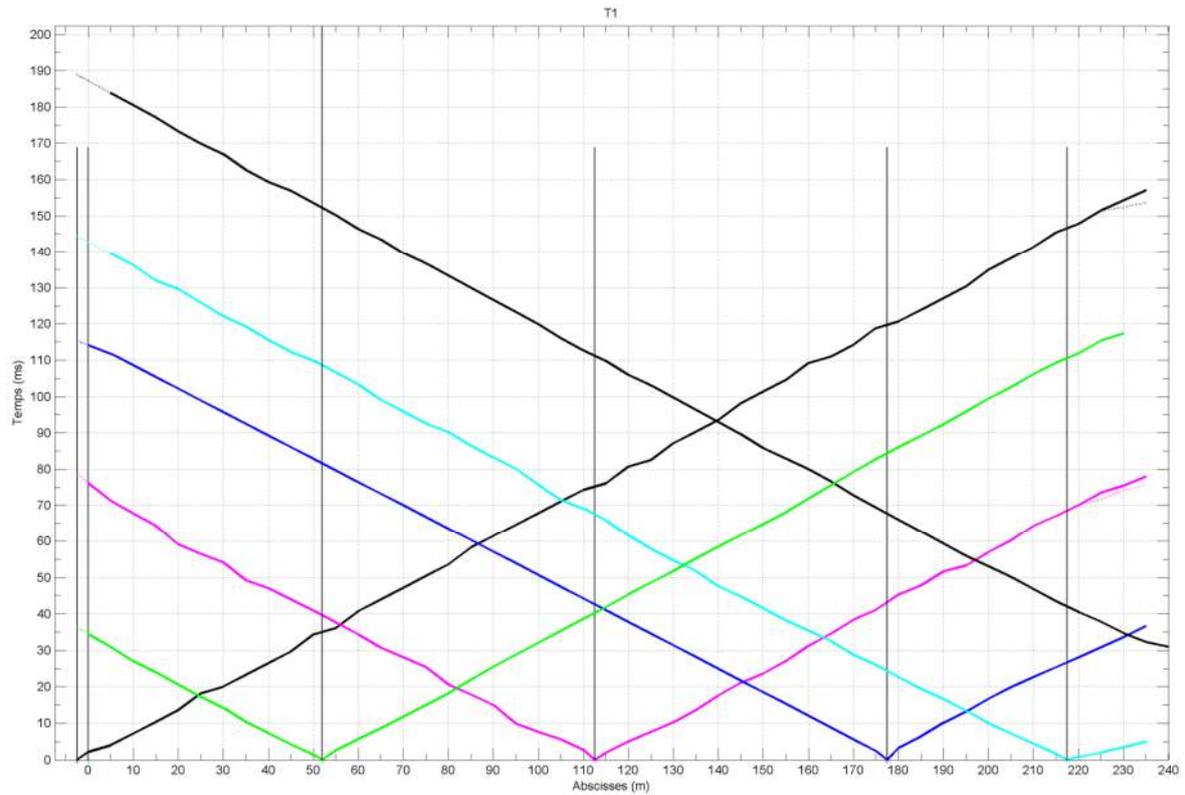


Figure 49 : Courbe temps-distance profil T1

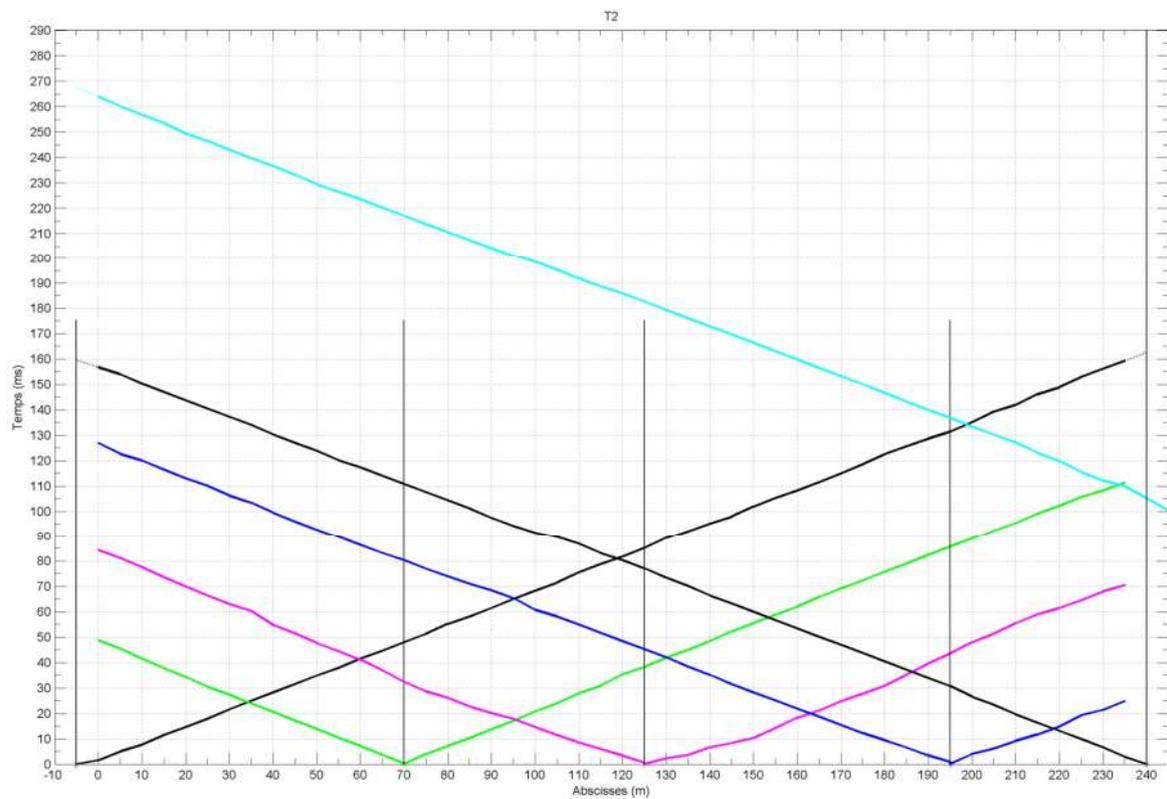


Figure 50 : Courbe temps-distance profil T2

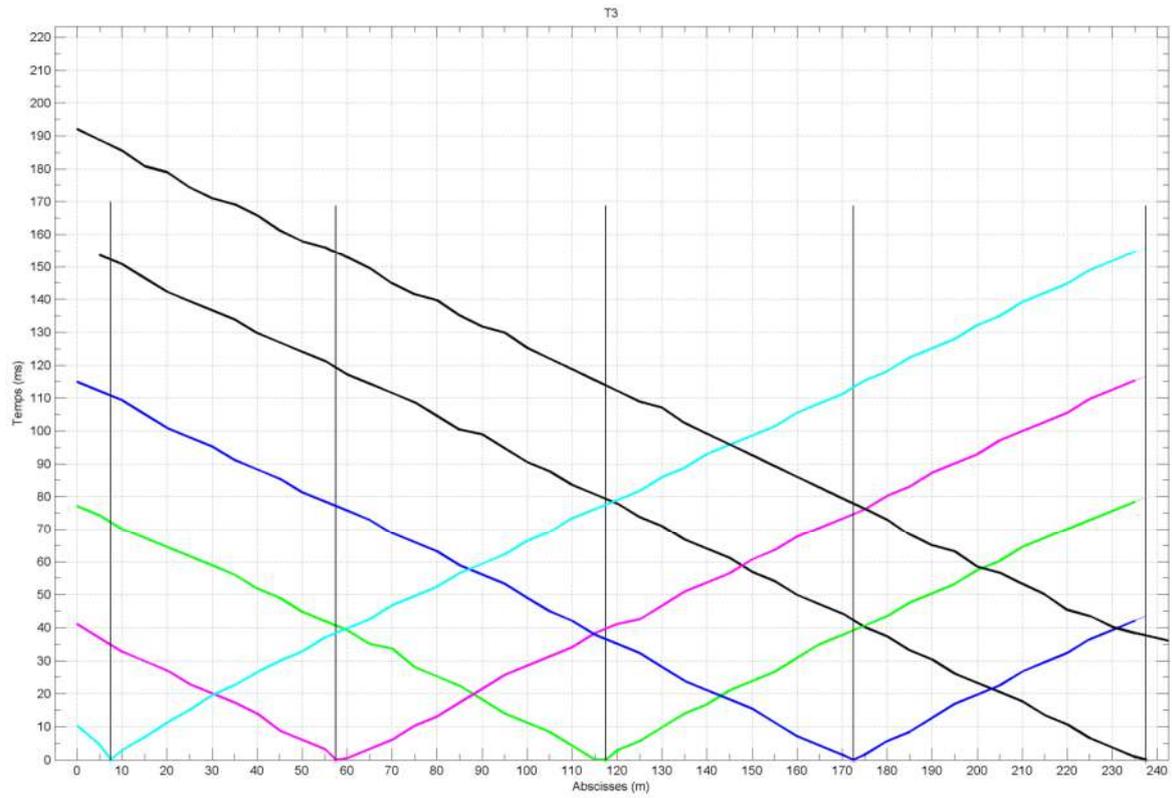


Figure 51 : Courbe temps-distance profil T3

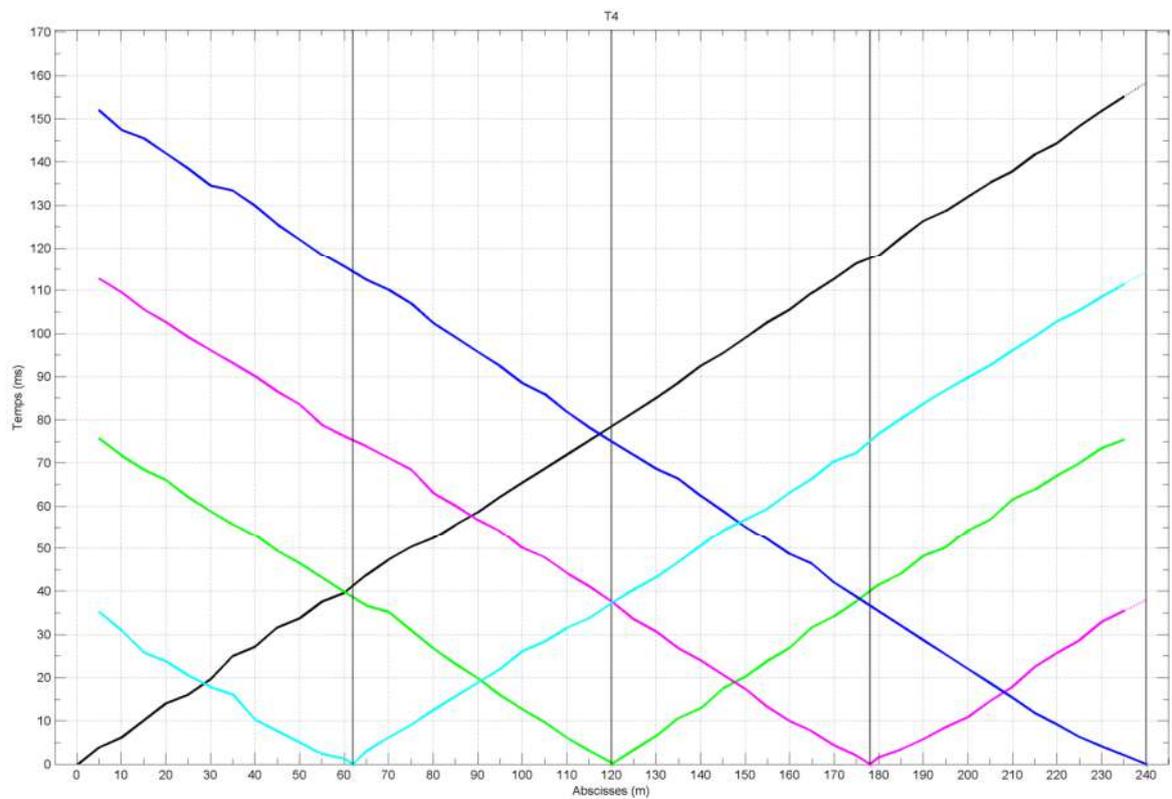


Figure 52 : Courbe temps-distance profil T4

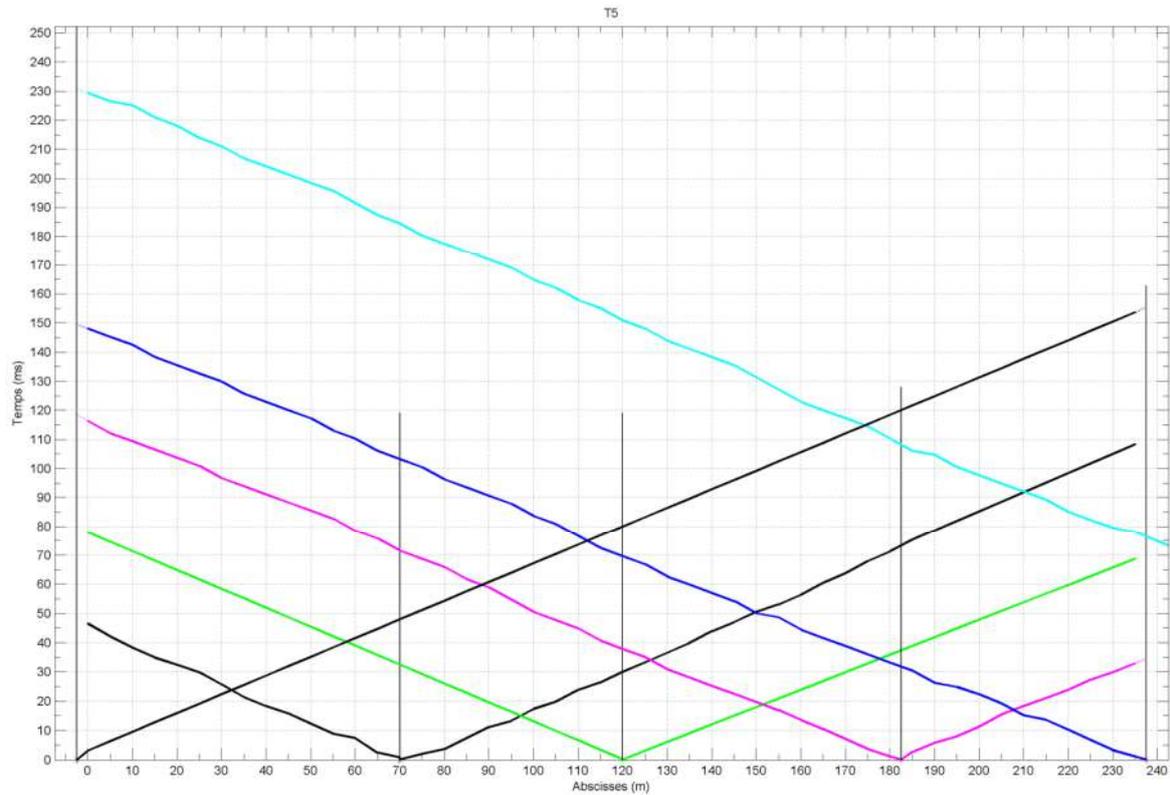


Figure 73 : Courbe temps-distance profil T5

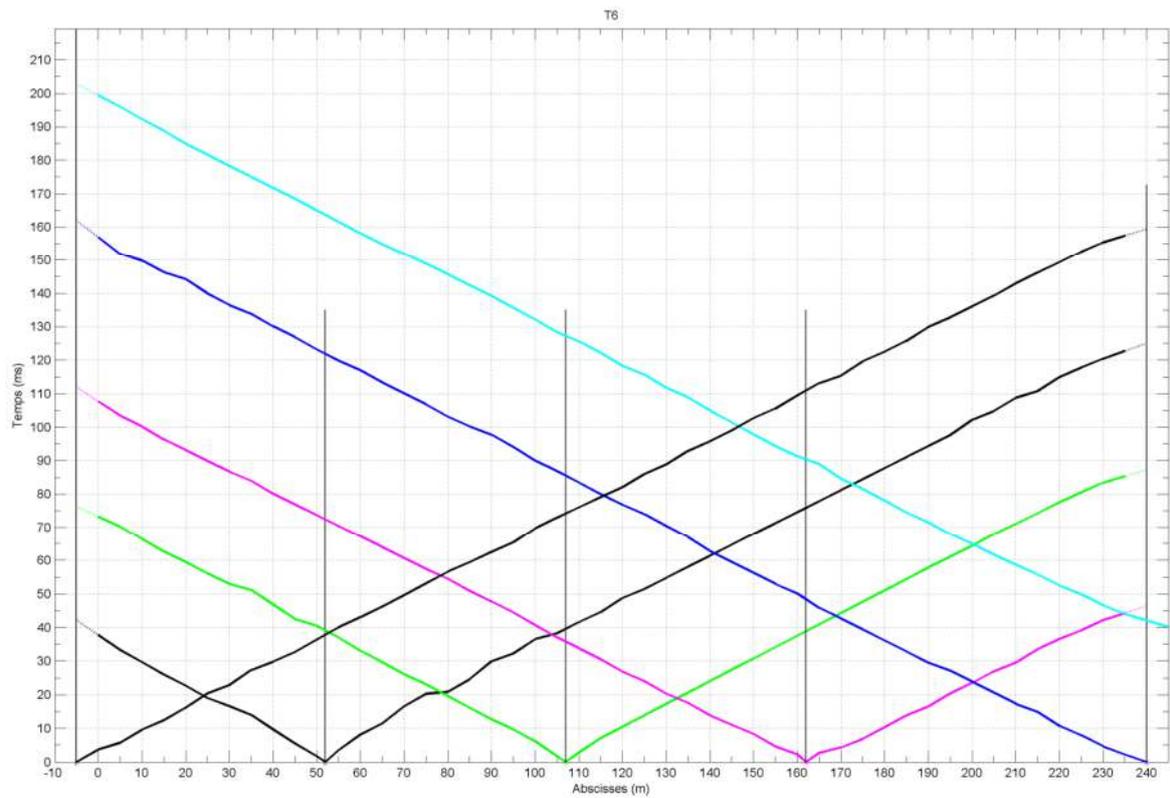


Figure 54 : Courbe temps-distance profil T6

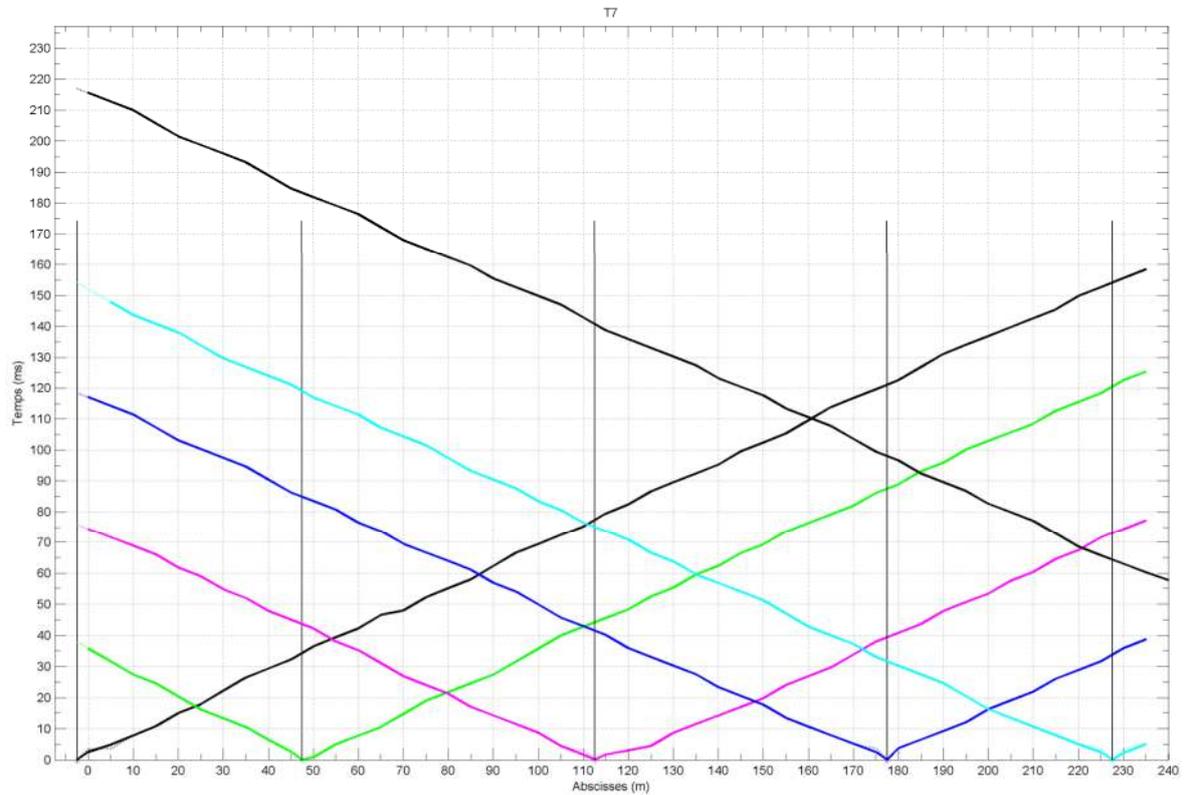


Figure 85 : Courbe temps-distance profil T7

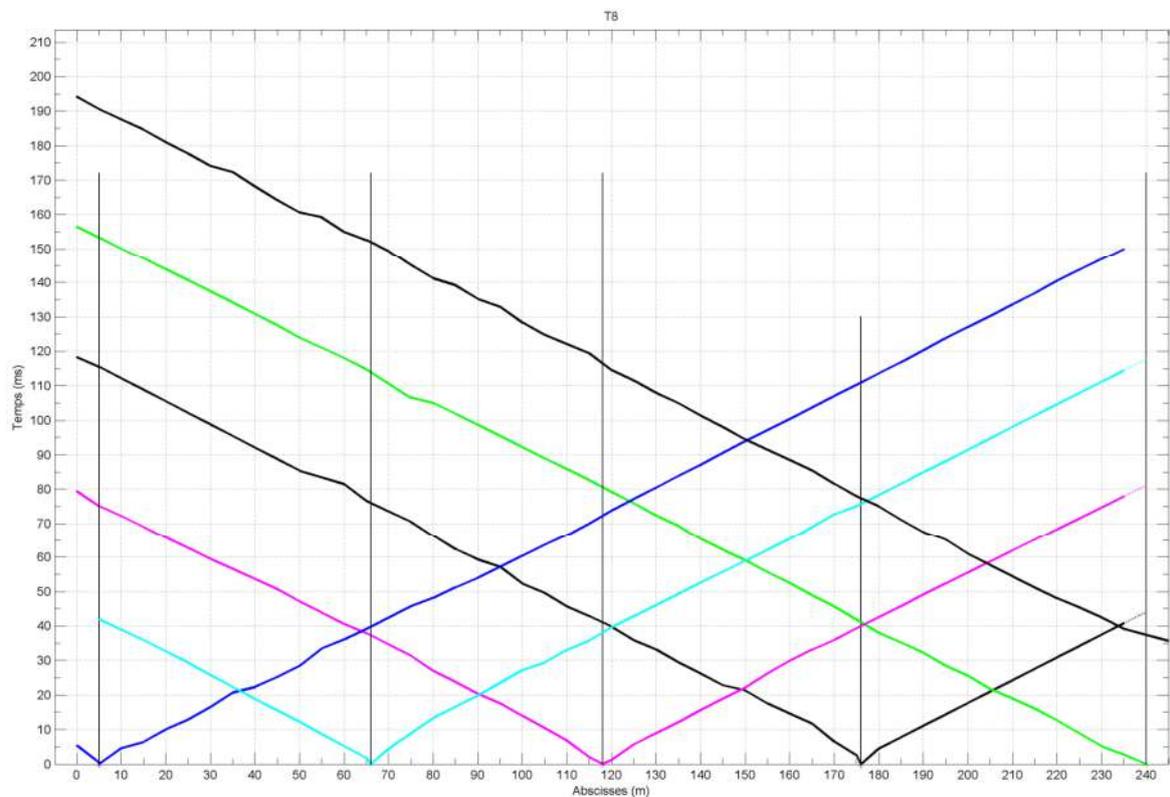


Figure 96 : Courbe temps-distance profil T8

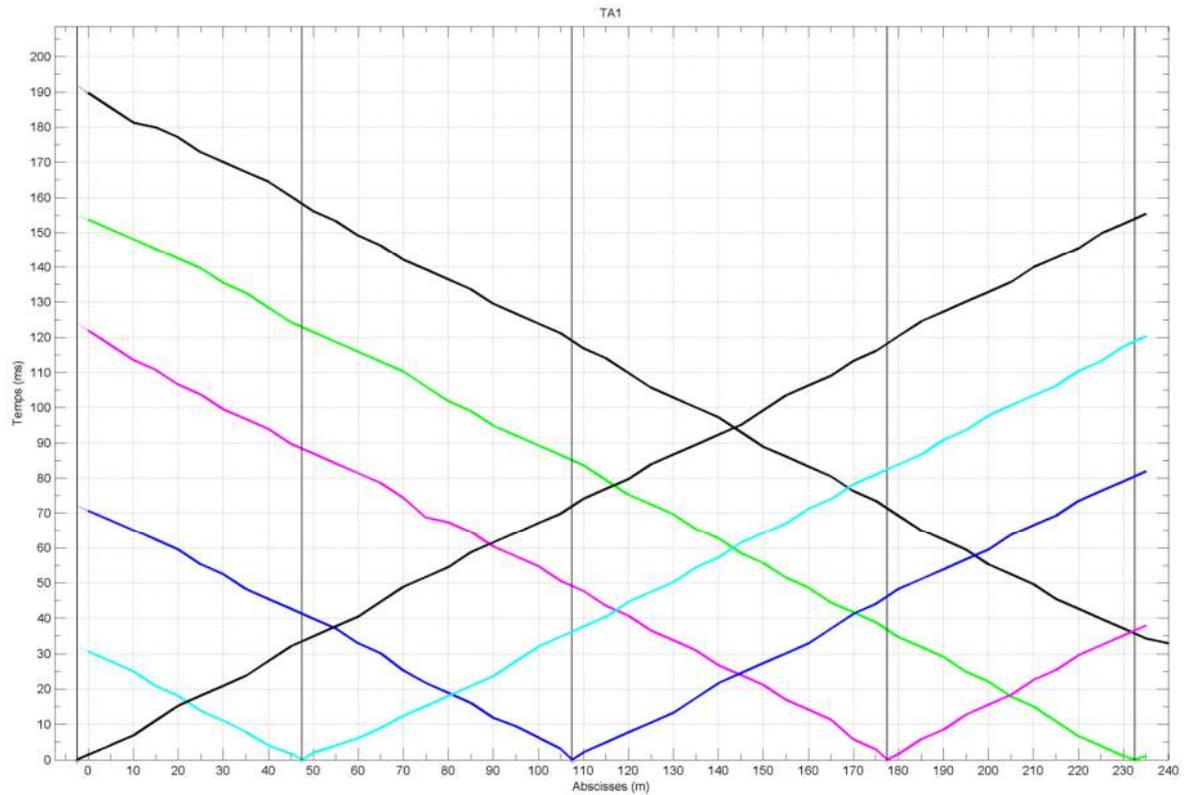


Figure 107 : Courbe temps-distance profil TA1

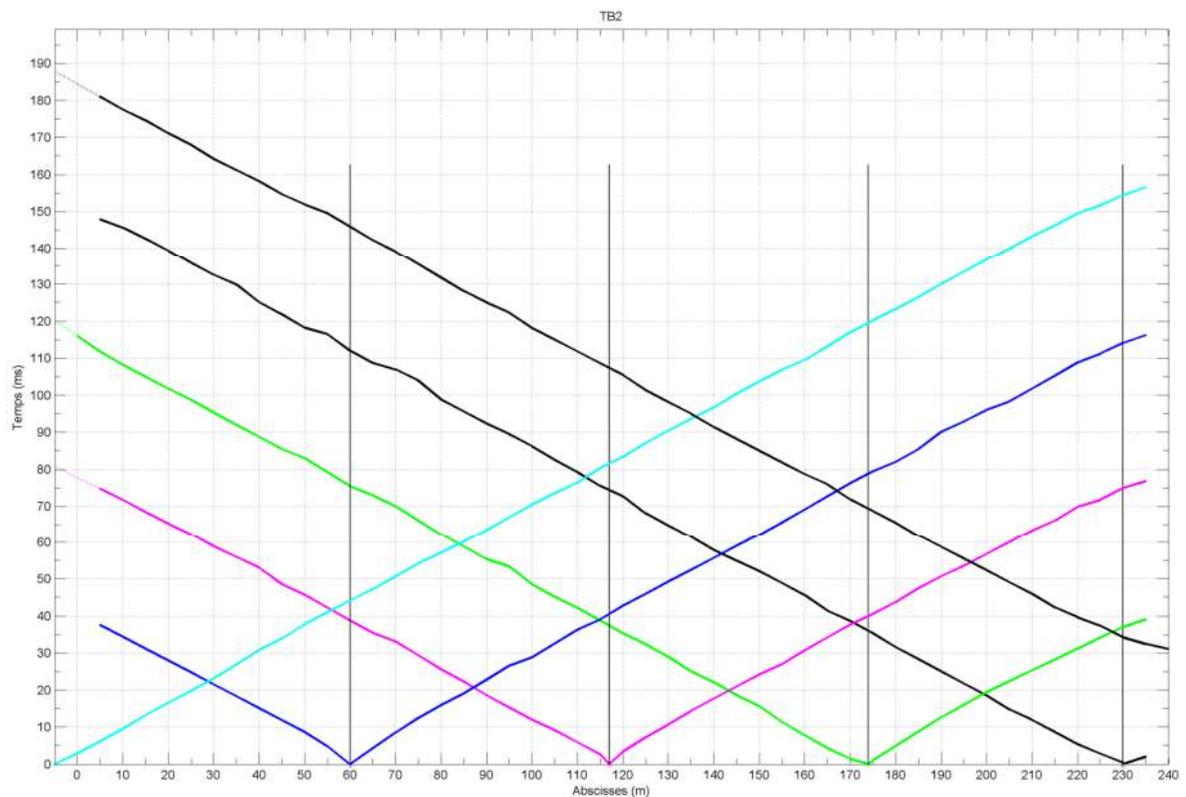


Figure 118 : Courbe temps-distance profil TB

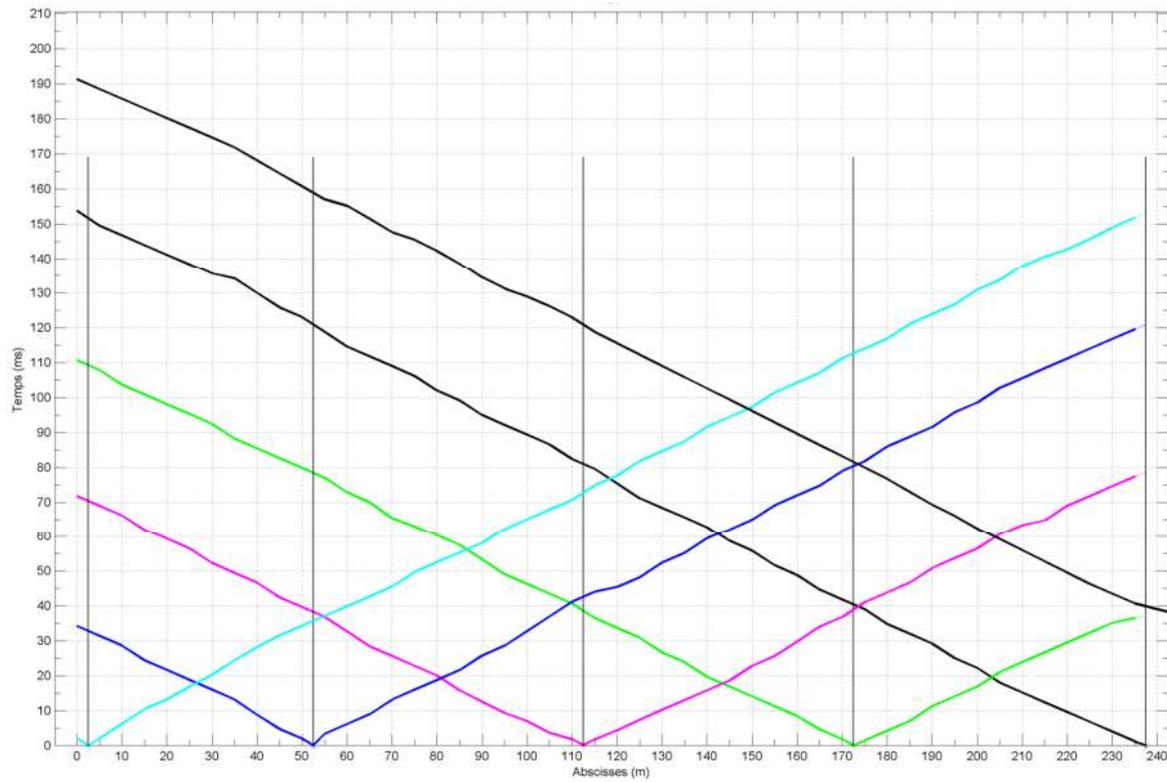


Figure 59 : Courbe temps-distance profil TB3

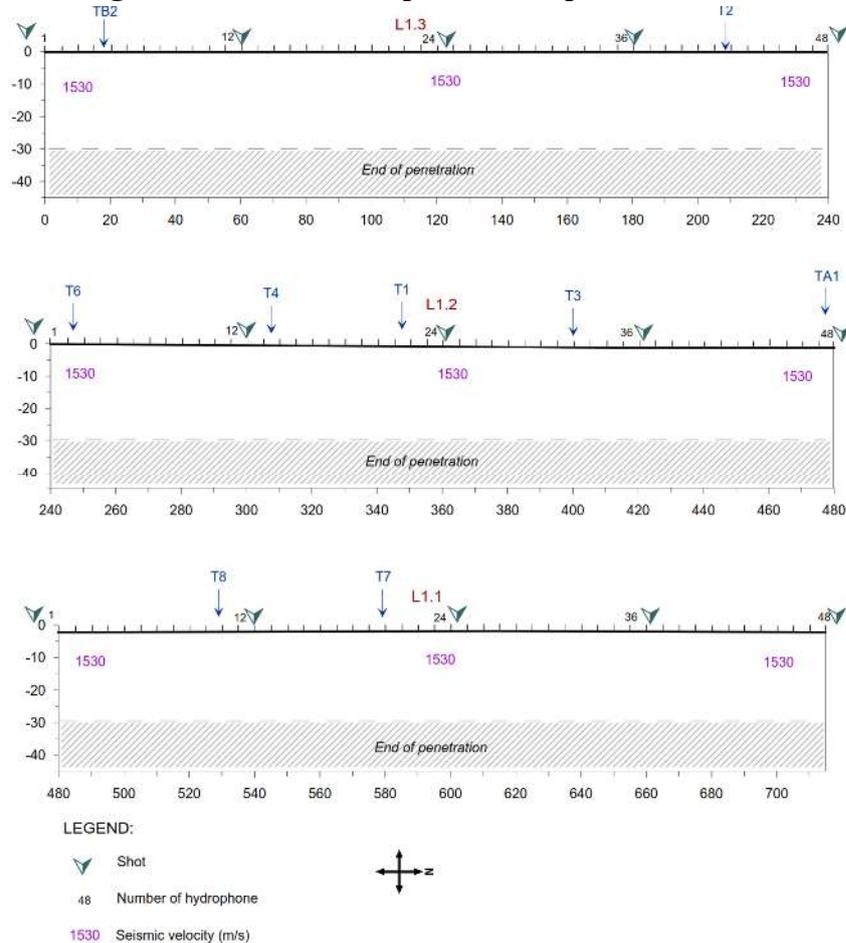


Figure 60 : Sections sismiques L 1.1, L1.2 et L1.3

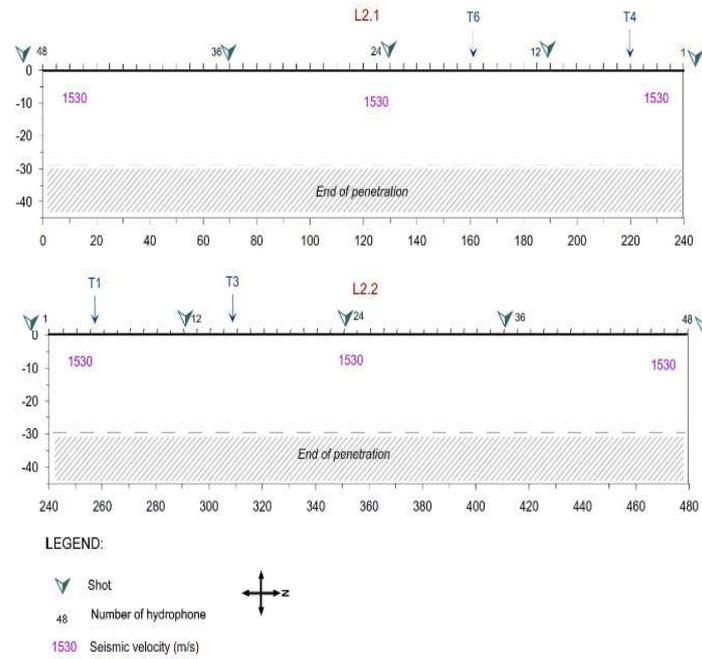


Figure 61 : Sections sismiques L 2.1, L2.2

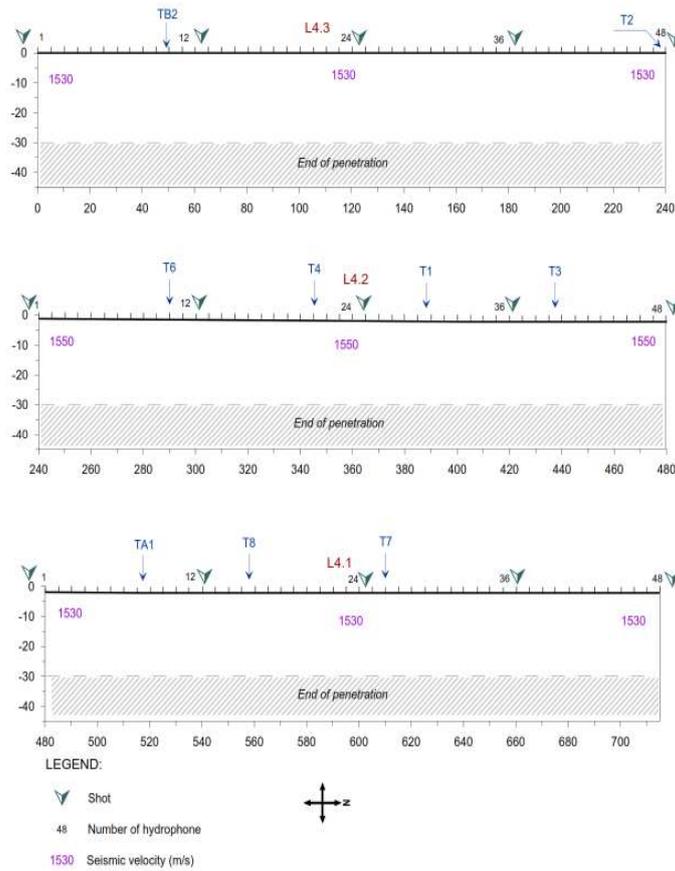


Figure 62 : Sections sismiques L4.3, L4.2 et L4.1

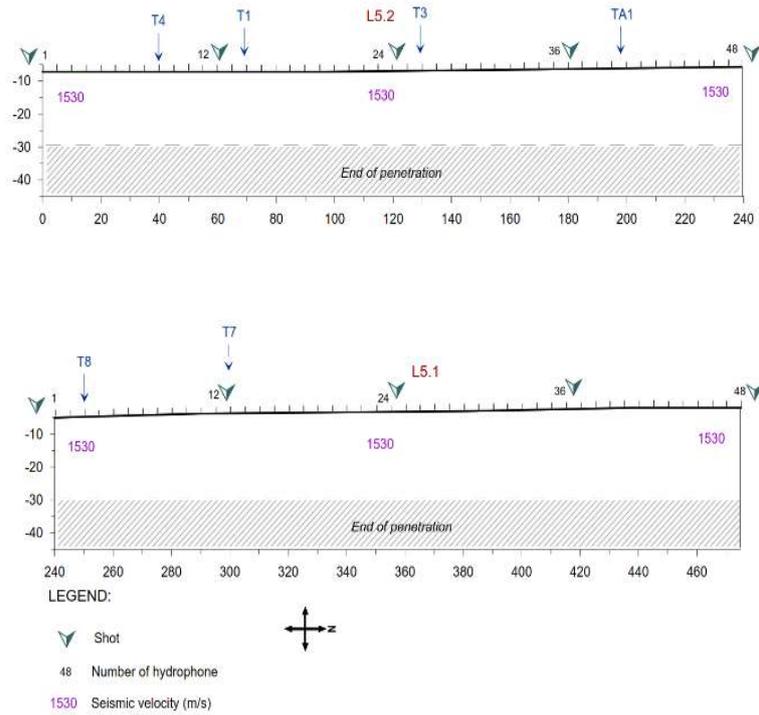


Figure 63 : Sections sismiques L5.2, L5.1

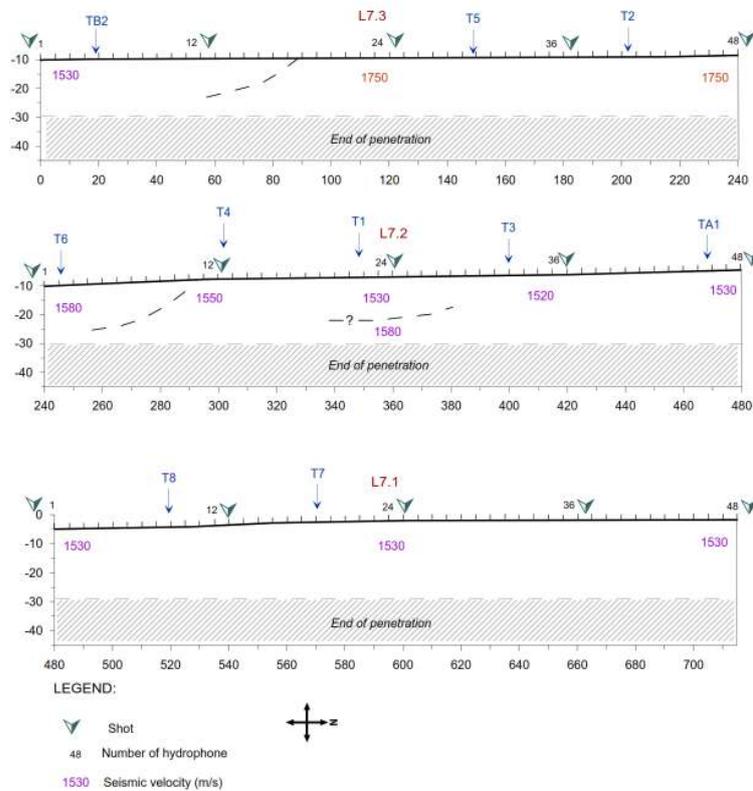


Figure 64 : Sections sismiques L7.3, L7.2 et L7.1

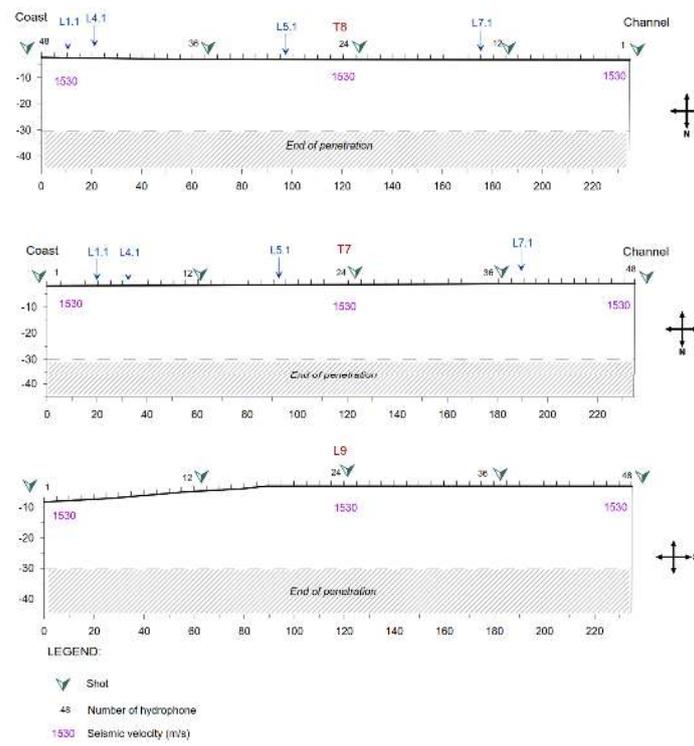


Figure 65 : Sections sismiques T8, T7 et L9

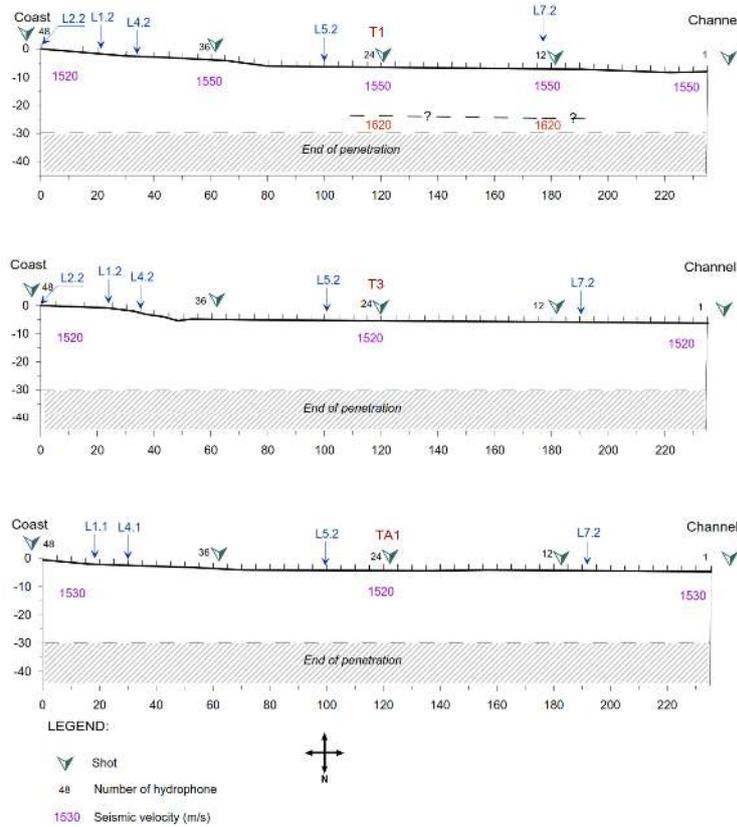


Figure 66 : Sections sismiques T1, T3 et TA1

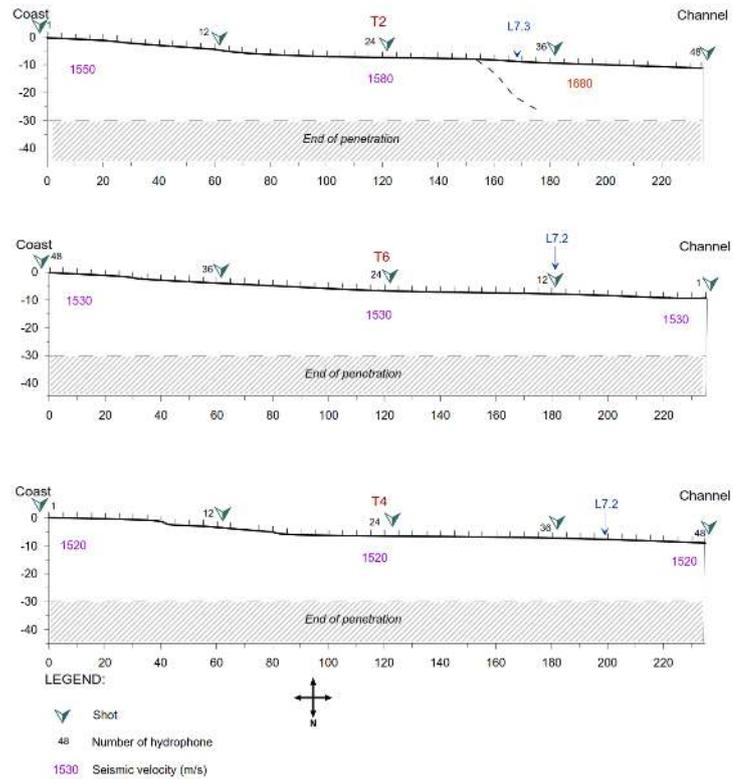


Figure 67 : Sections sismiques T2, T6 et T4

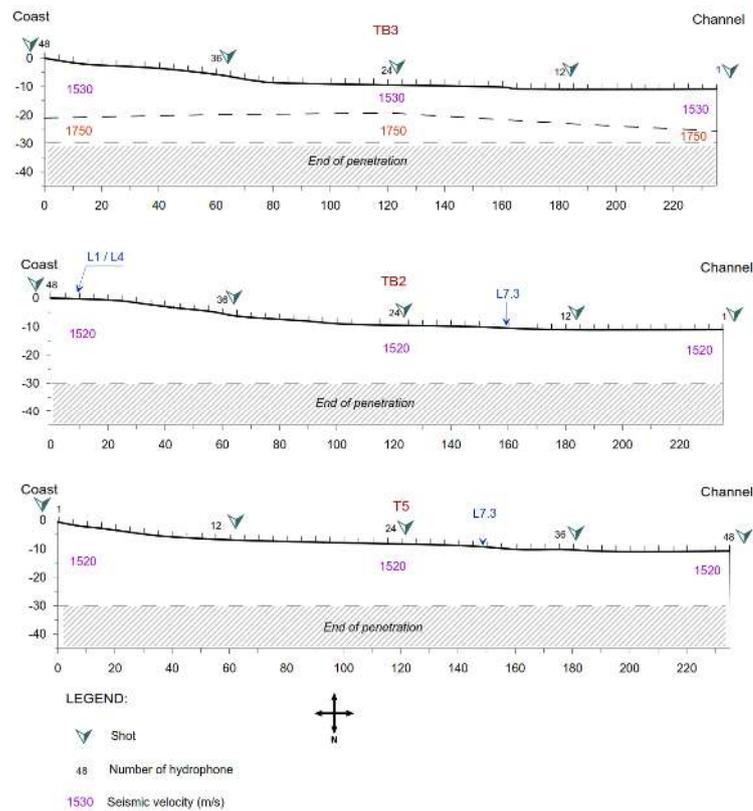


Figure 68 : Sections sismiques TB3, TB2 et T5

III.2.4. Identification des matériaux

Pour les profils où seul la première vague des vitesses ont été collectées, les calculs des profondeurs d'investigation, ont été faits sur la base de l'hypothèse d'un modèle de sol à deux couches. En théorie, lorsque seule une vitesse apparaît, il n'est pas possible de déterminer la profondeur de pénétration. Cependant, les profondeurs pourraient être calculées sur la base d'une analyse géométrique. Nous considérons un modèle à deux couches, avec une vitesse moyenne de 1530 m / s pour le premier et la vitesse la plus élevée mesurée sur site (1750 m / s comme hypothèse). Nous considérons que cette deuxième couche a été atteinte sur le dernier hydrophone. Le résultat du calcul donne une profondeur d'investigation d'au moins 25 m. la figure 70 ci-dessous montre ce principe[40, 41, 42]. Cette profondeur théorique d'investigation est représentée sur les sections sismiques par une aire grisée

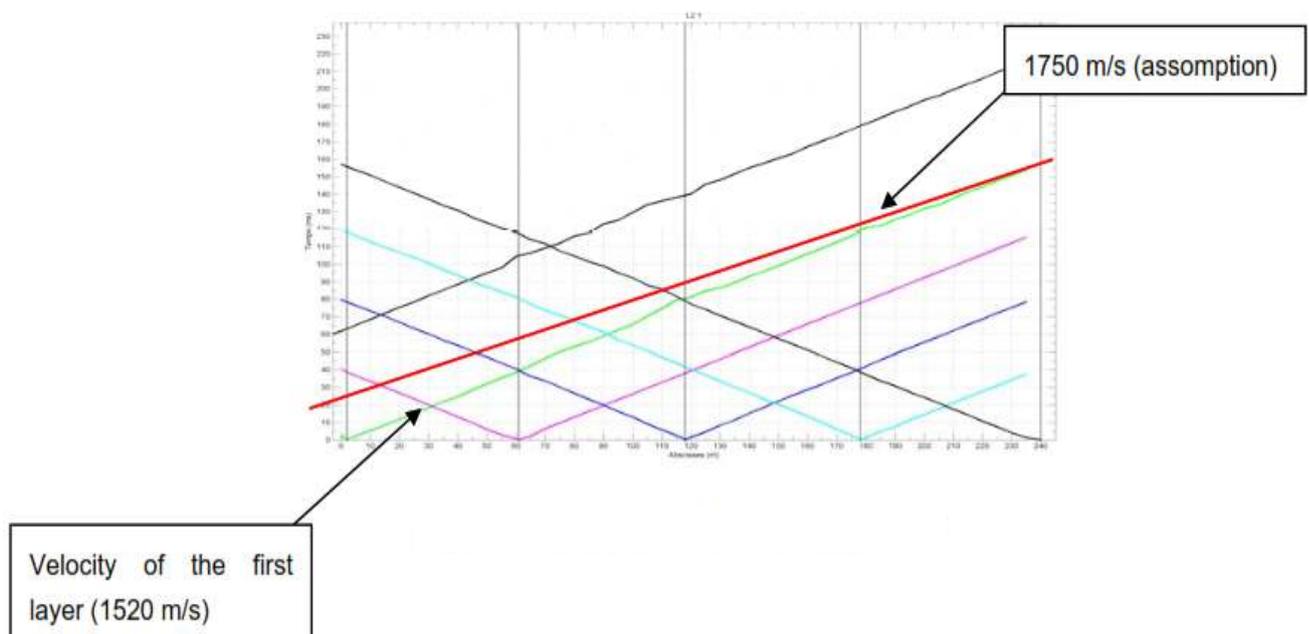


Figure 69 : Principe de calcul théorique des vitesses

III.2.5. Identification des matériaux

Une interprétation des vitesses de compression sismiques (V_p) peut être fournie, sur la base du tableau 6 ci-dessous [43].

- $V_p < 1580$ m / s: boues, sédiments lâches ;
- $V_p = 1580$ à 1750 m / s: sable et limon très lâches, argile compacte.

Tableau 7 : Vitesses des ondes P dans les matériaux courants

Material	Vp (m/s)
Air	330
Water	1450-1530
loess	300-600
Soil	100-500
Sand(Loose)	200-2000
Sand (dry, loose)	200-1000
Sand (water saturated, loose)	1500-2000
Glacial Moraine	1500-2700
Sand & Gravel	400-2300
Clay	1000-2500
Estuarine mods/clay	300-1800
Floodplain alluvium	1800-2200
Sandstone	1400-4500
Mudstone	1600-5000
Limestone	1700-7000
Dolomite	2500-6500
Anhydrite	3500-5500
Shales	2000-4100
Granite	4600-6200
Basalt	5500-6500
Gneiss	3500-7600

III.3. SONDAGES PRESSIOMETRIQUES ET PENETROMETRIQUES

Le plan d'implantation des sondages mécaniques est présenté par la figure 71.

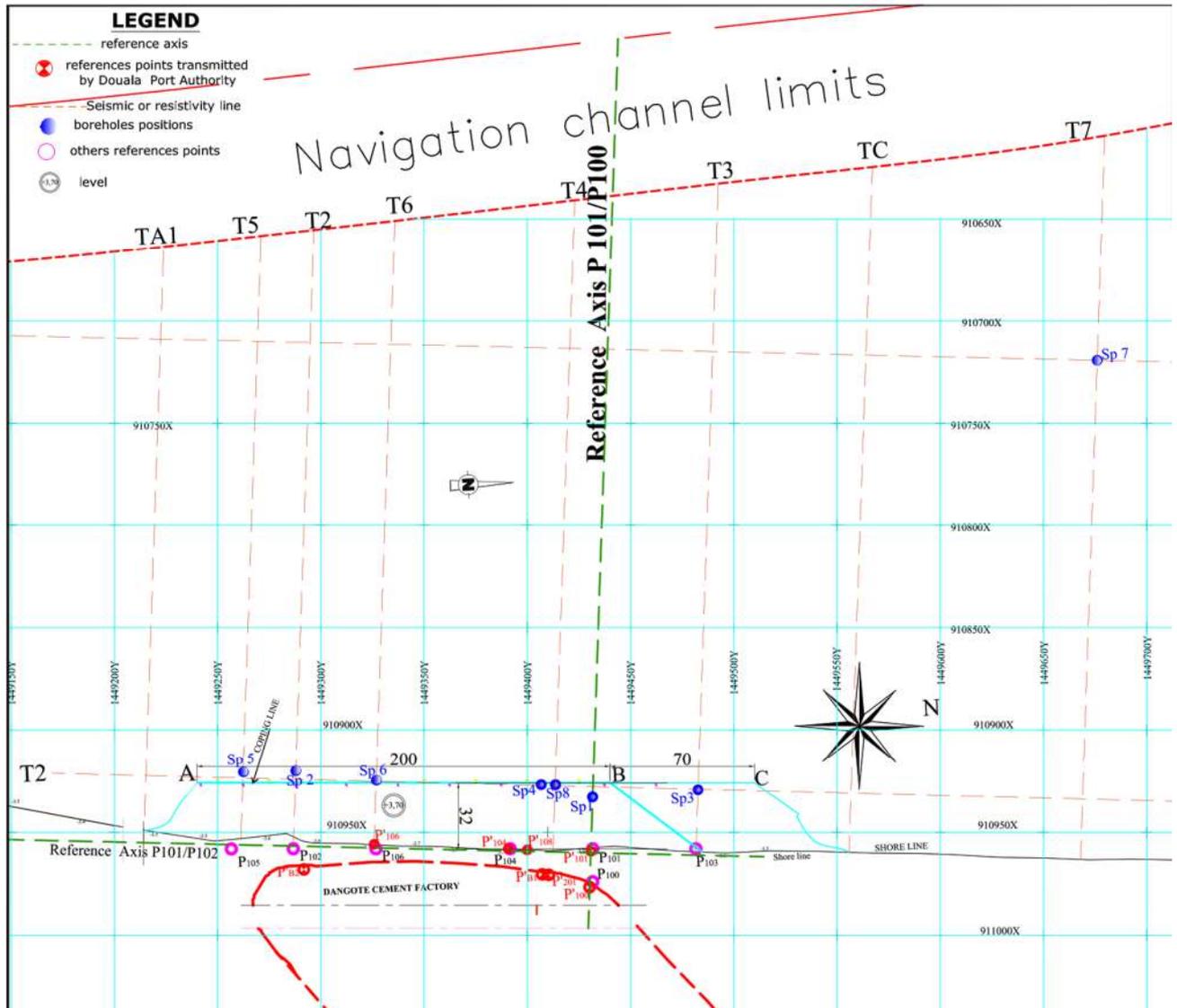


Figure 70 : Implantation des sondages mécaniques

III.3.1. Sondages au pressiomètre Ménard

Les résultats obtenus à partir de ces sondages sont résumés dans les figures 72 à 77 et dans le tableau 8. Les forages pressiométriques montrent que, jusqu'à 42 m de profondeur, les sols de l'estuaire du Wouri sont essentiellement sédimentaires et constitués d'une alternance de couches sablo-argileuses et argilo-sableuses [45]. Cette hétérogénéité est caractérisée par une forte dispersion des paramètres pressiométriques de Ménard, avec notamment des pressions

limites variant de 0,12 MPa à 2,93 MPa et des modules de pression variant de 0,6 MPa à 46,21 MPa.

Tableau 8 : Récapitulatif des résultats des sondages au pressiomètre Ménard

N°	Borehole N°	Depth (m)	Soil description	Borehole pressuremeter testing		
				PL* (Mpa)	EM (MPa)	EM/PL
1	SP1	2.30 to 9.00	Fine to fair sand with plant debris	0.29-0.33	2.77-3.57	8.39-12.13
2		9.00 to 18.00	Fine sand	0.22-0.76	2.76-16.93	8.12-41.36
3		18.00 to 26.00	Alternating fine mica sand with clay	0.32-0.49	4.69-10.75	9.57-33.59
4		26.00 to 30.00	Coarse to fine sand with little clay	0.89-0.91	6.26-9.01	6.88-10.12
5		30.00 to 36.00	Coarse sand with little gravels	1.04-1.08	7.00-18.69	6.73-17.31
6		36.00 to 42.00	Fine mica sand with thin clay layers	0.83-1.17	5.51-10.64	6.43-9.09
1	SP2	1.65 to 4.00	Sandy clay with mica fine sand	0.39	1.19	4.90
2		4.00 to 7.00	Mica fine sand with thin layers of mica silt and plant debris	0.33-0.40	1.41-1.90	4.27-4.75
3		7.00 to 12.00	Clay alternating with fine sand	0.39	1.90	4.87
4		12.00 to 16.50	Greyish fine sand	0.40-0.90	6.08-1.36	3.40-6.14
5		16.50 to 19.00	Fair to fine sand	0.70	6.02	6.48
6		19.00 to 38.00	Alternating fine mica sand with clay	0.70-1.28	6.02-17.88	5.70-22.07
1	SP3	3.7 to 10.00	Fine sand with plant debris	0.4-0.56	3.22 and 6.22	8.05-11.14
2		10.00 to 13.00	Clay	0.3-0.36	1.35 and 1.69	4.50-4.60
3		13.00 to 28.00	Fine mica sand alternating with clay	0.3-0.36	1.35-1.69	4.50-4.60
4		12.00 to 16.50	Greyish fine sand	0.27-1.13	1.25-14.99	5.49-20.30
5		28.00 to 32.00	Coarse, gravelly sand	2.33	12.12	5.20
6		32.00 to 34.00	Fine sand	0.8	4.09	5.11
7		34.00 to 41.00	Stiff clay to claystone	1.82-2.93	29.57-39.58	10.09-21.75
1	SP4	2.08 to 7.00	Fine mica sand alternating with clay	0.29-0.33	3.49-3.99	10.58-13.76
2		7.00 to 14.00	Fine sand with plant debris	0.16-1.07	1.26-9	7.88-8.50
3		14.00 to 23.00	Fine sand alternating with thin clay layers	0.28-0.89	1.24-46.21	4.43-61.61
4		23.00 to 29.00	Fine sand	0.77-0.81	23.21-32.44	28.65-42.13
1	SP5	1.91 to 6.00	Marine mud with little sand	0.12	0.60	5.00
2		6.00 to 11.00	Mica fine sand with plant debris	0.15-0.33	2.80-9.10	8.84-60.67
3		11.00 to 32.00	Fine sand alternating with thin clay layers	0.55-1.06	2.12-32.67	5.33-59.40
4		32.00 to 35.00	Mixture of fine fair, gravelly sand with little clay	0.80	5.23	6.54
5		35.00 to 42.00	Coarse sand with gravel and cobbles	1.16-1.33	5.66-11.70	4.88-8.80
1	SP6	3.00 to 18.00	Mica fine sand alternating with thin clay layers	0.15-0.91	1.64-9.10	6.07-24.59
2		18.00 to 23.00	fine sand	0.99	27.56	27.84
3		23.00 to 28.00	clay	0.54-0.90	7.54-14.05	12.38-20.07
4		28.00 to 34.00	Alternating fine sand with clay and trace gravels	0.65	4.93	7.58
5		34.00 to 40.00	Mixture of fair, coarse, gravelly sand with cobbles	0.61-1.41	6.83-14.92	5.25-17.36

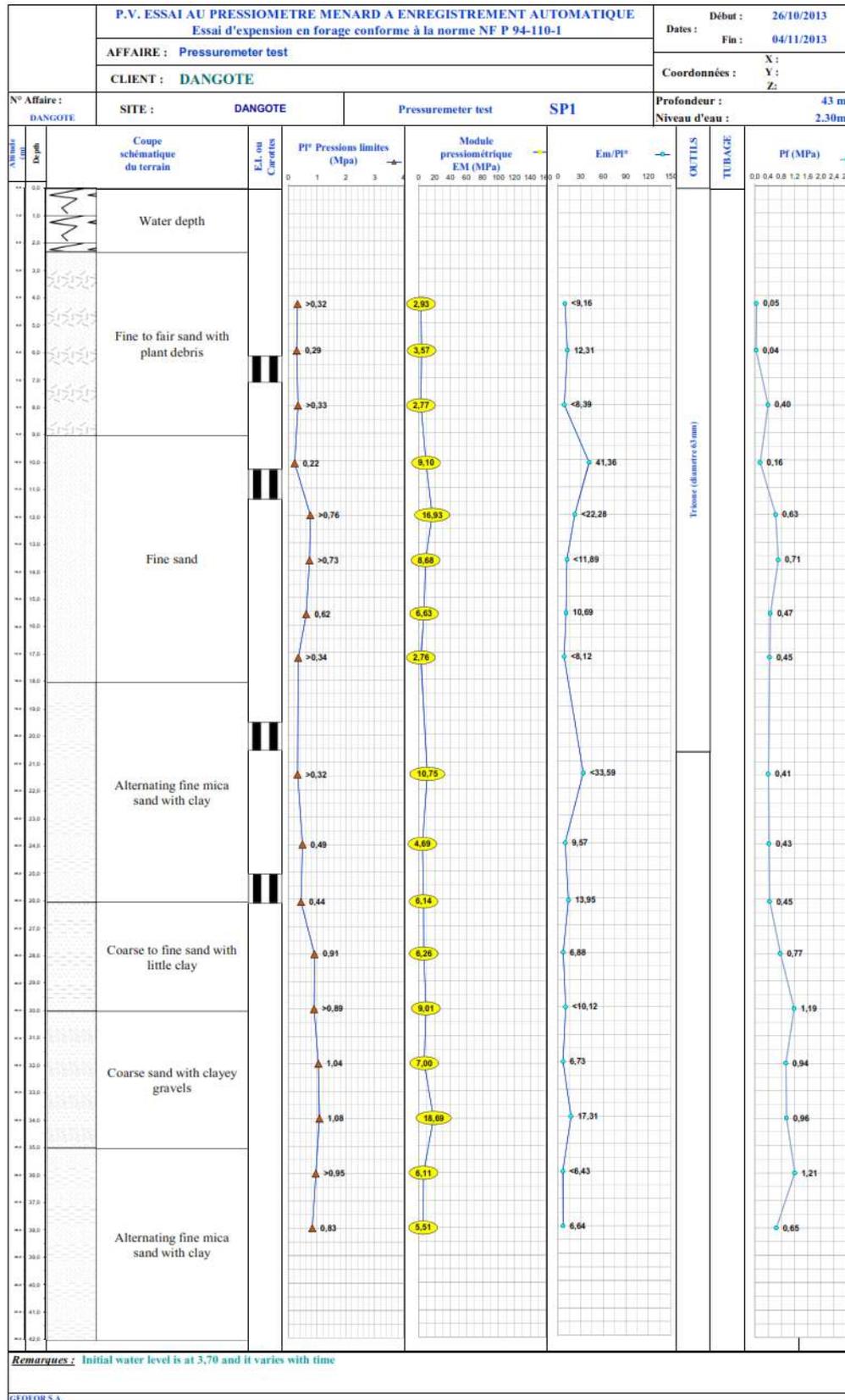


Figure 71 : Sondage pressiométrique SP1

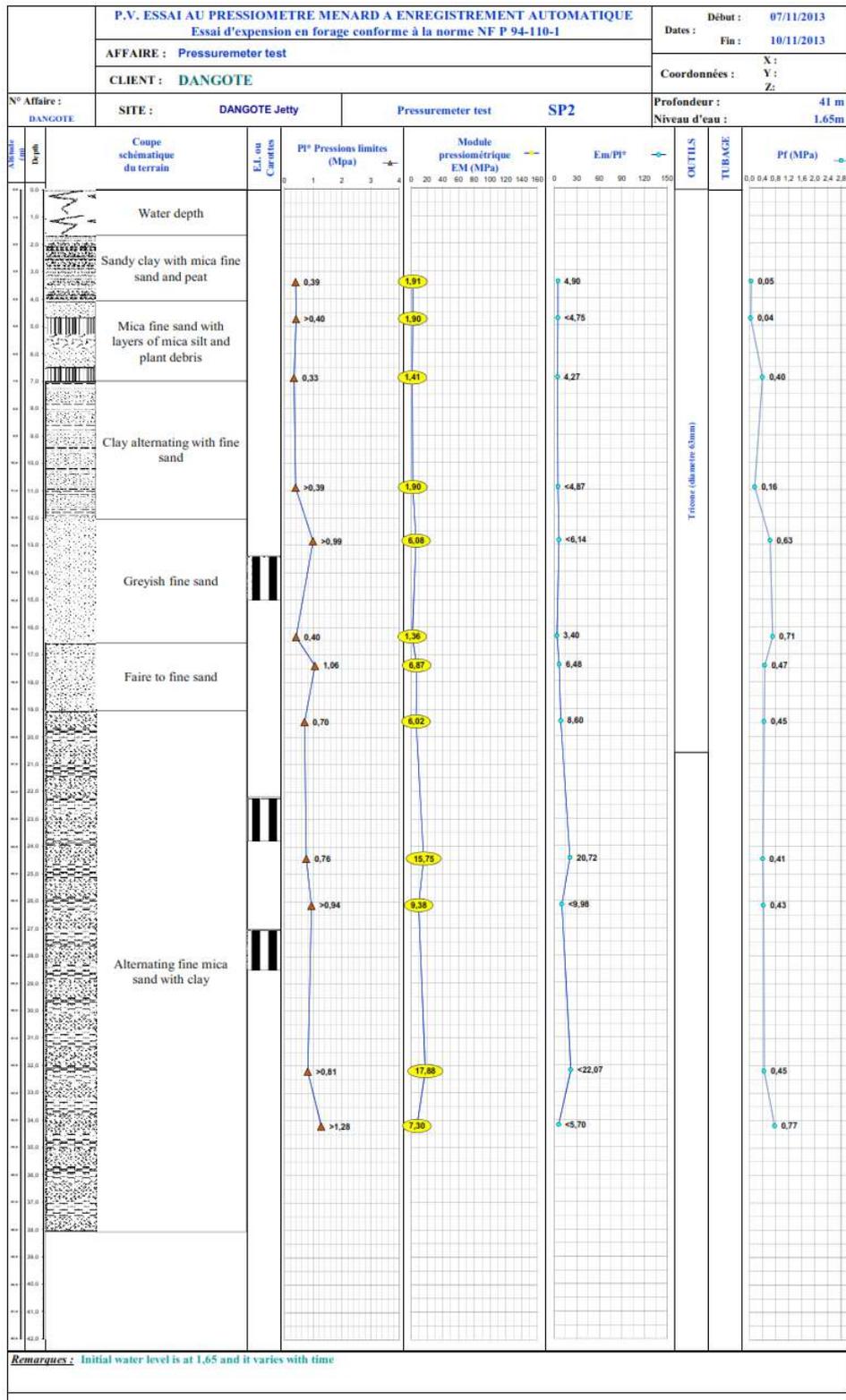


Figure72 : Sondage pressiométrique SP2

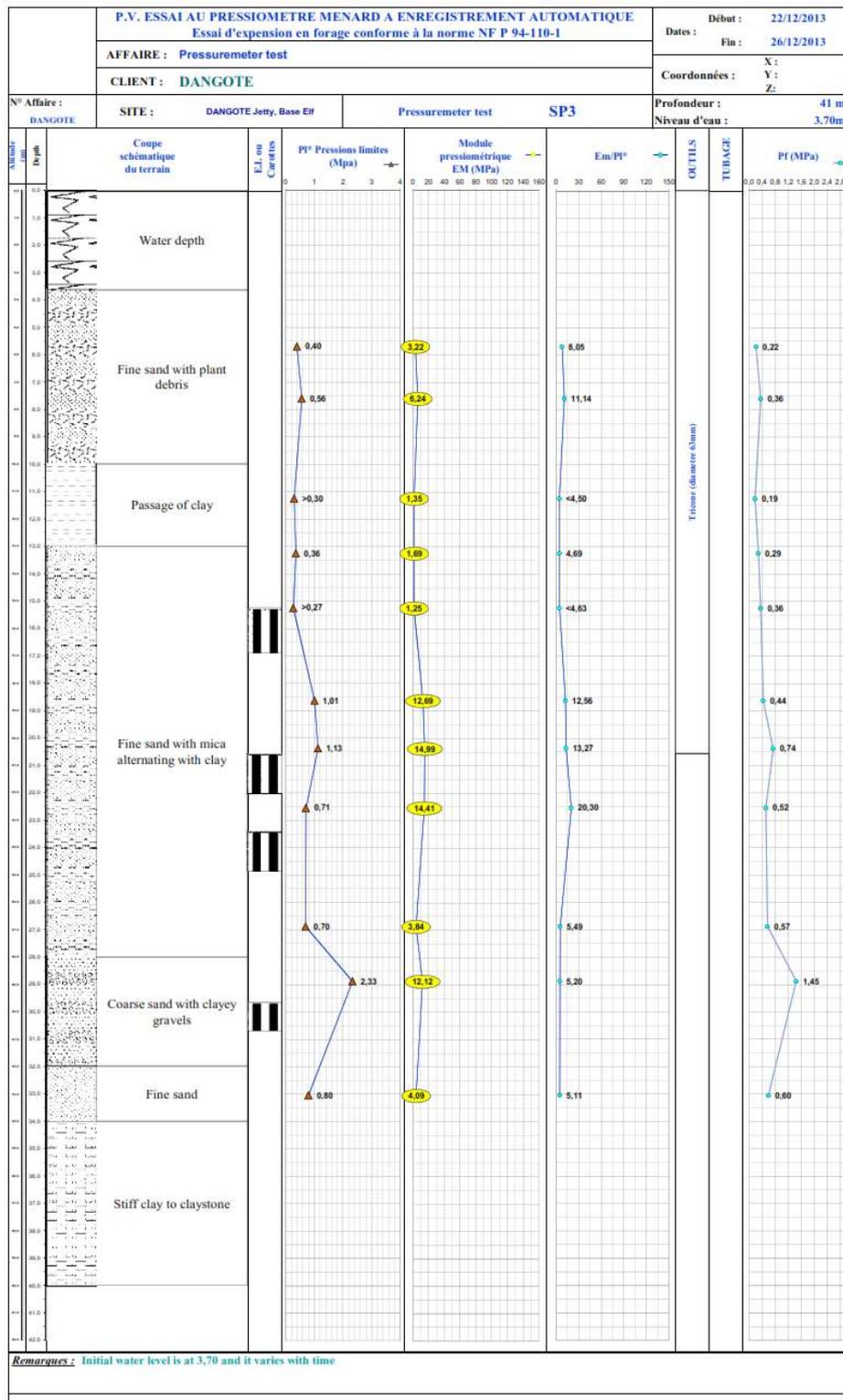


Figure 73 : Sondage pressiométrique SP3

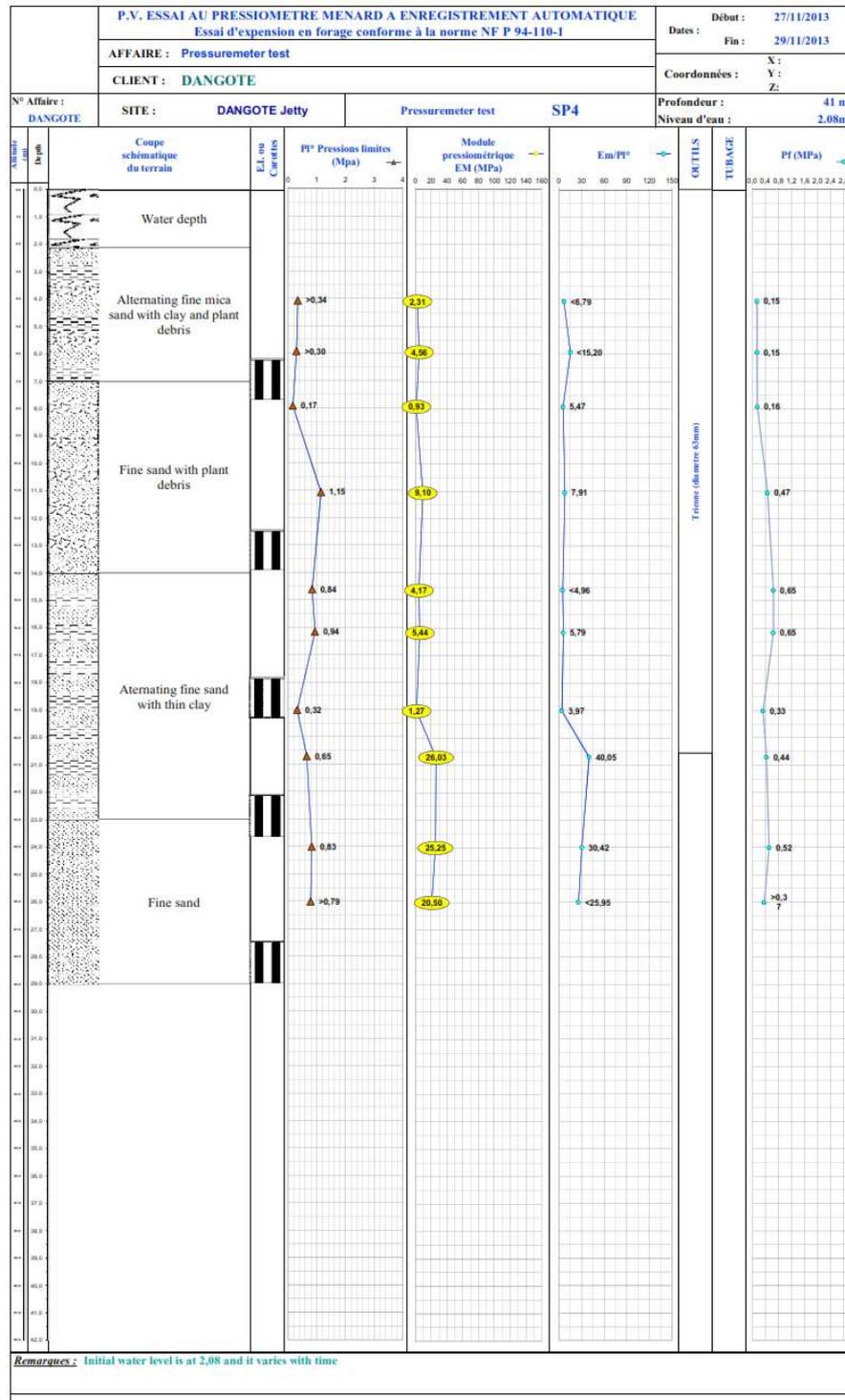


Figure 74 : Sondage pressiométrique SP4

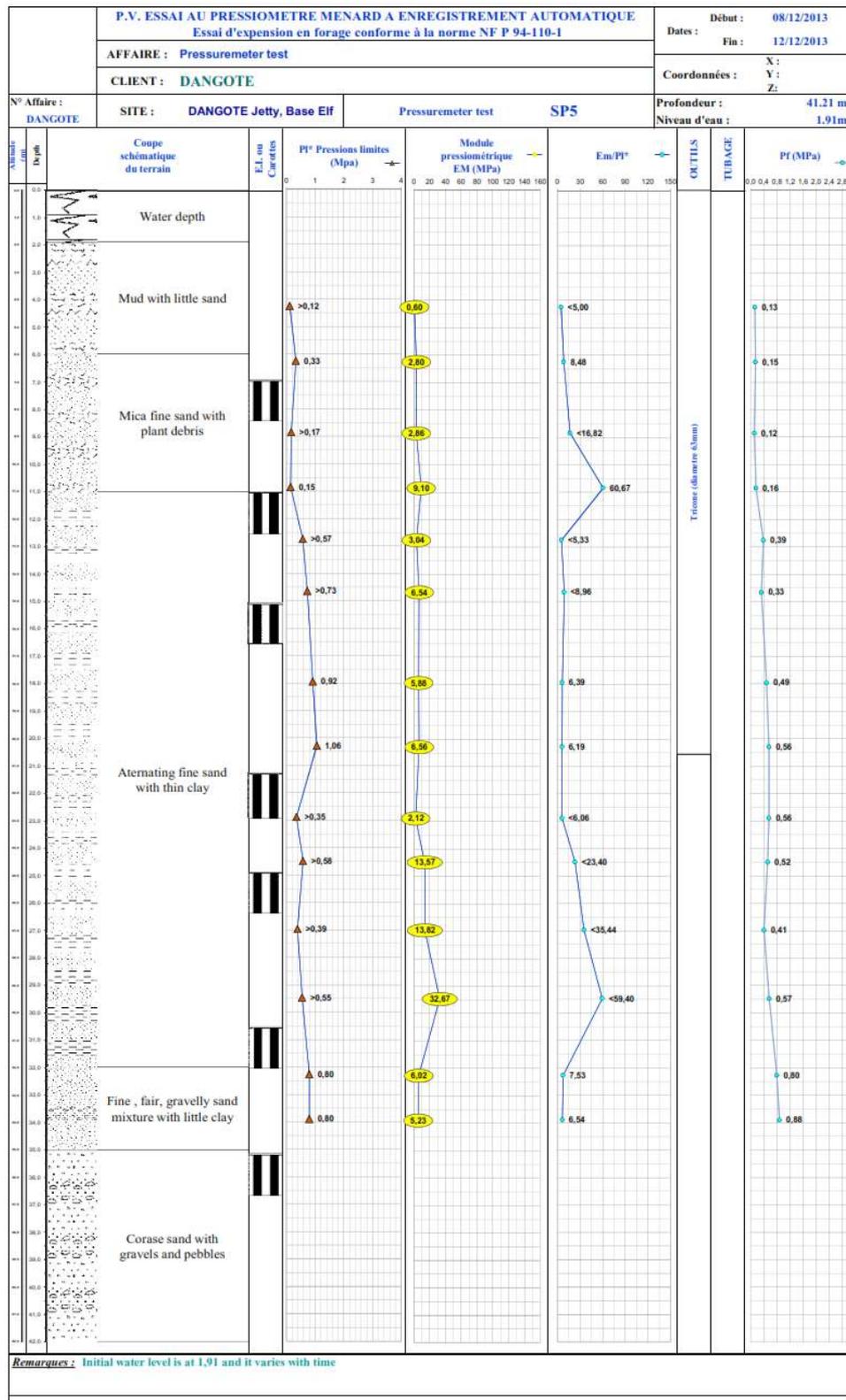


Figure 75 : Sondage pressiométrique SP5

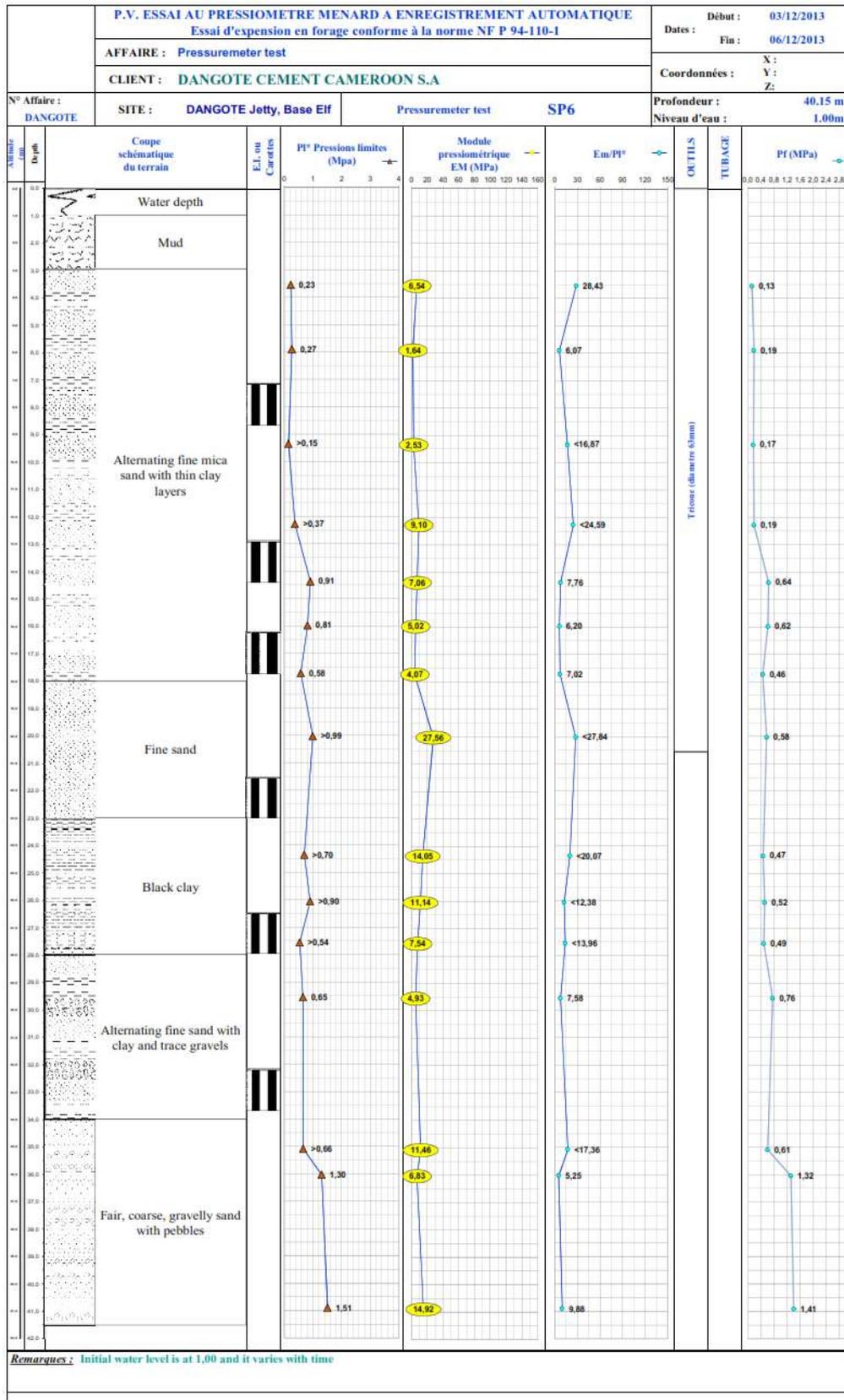


Figure 76 : Sondage pressiométrique SP 6

III.3.2. Sondage SPT

Les résultats obtenus par les sondages mécaniques SPT sont résumés dans la figure 9 et dans le tableau 8. Comme les essais pressiométriques, les sondages SPT confirment la nature sédimentaire du sol, ainsi que l'alternance de sols sablo-argileux et argilo-sableux ; de plus, une forte hétérogénéité mécanique est observée, caractérisée par la forte variation du nombre de coupes N, qui varie de 0 à 89.

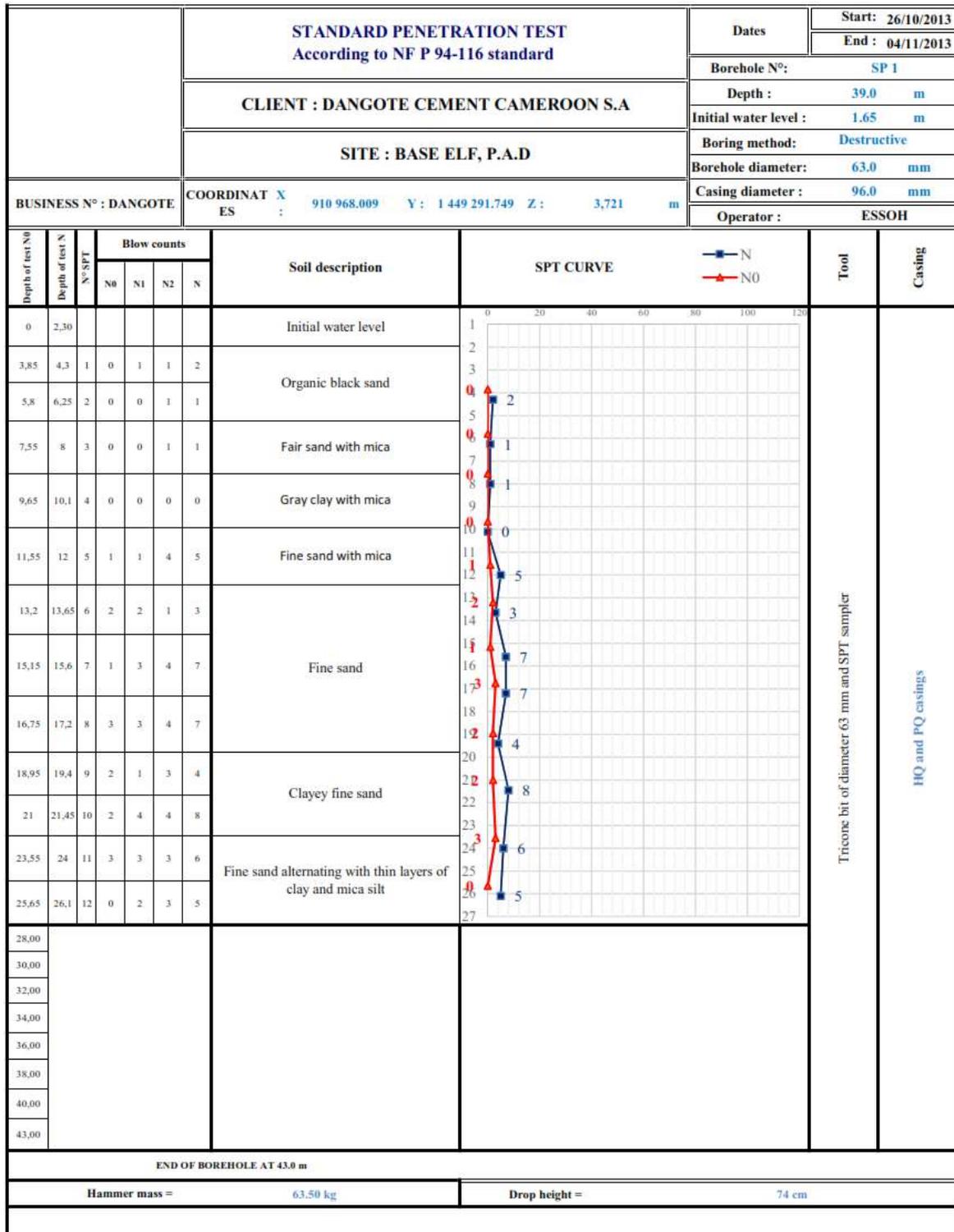


Figure 77 : Sondage pénétrométrique SP1

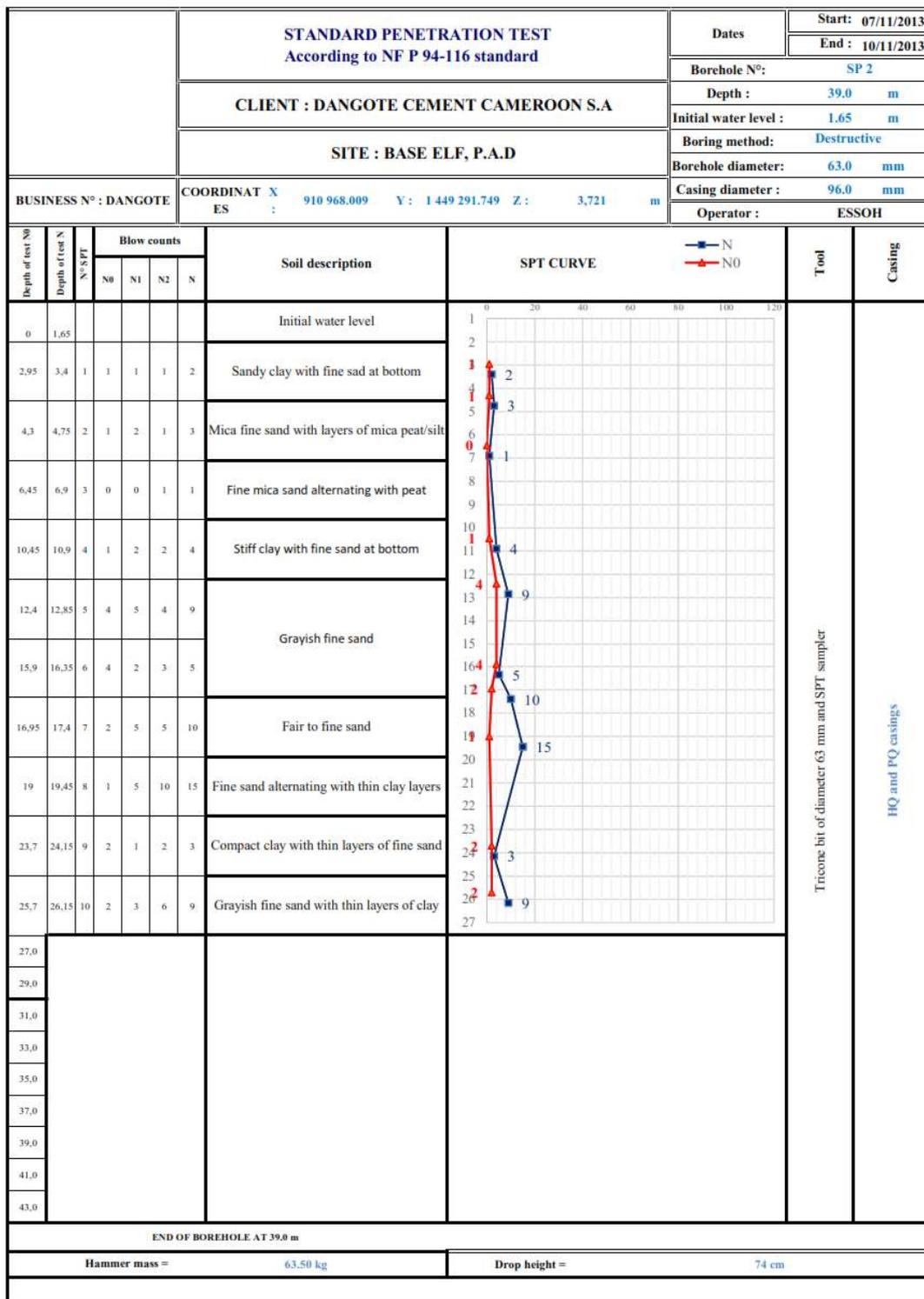


Figure 78 : Sondage pénétrométrique SP2

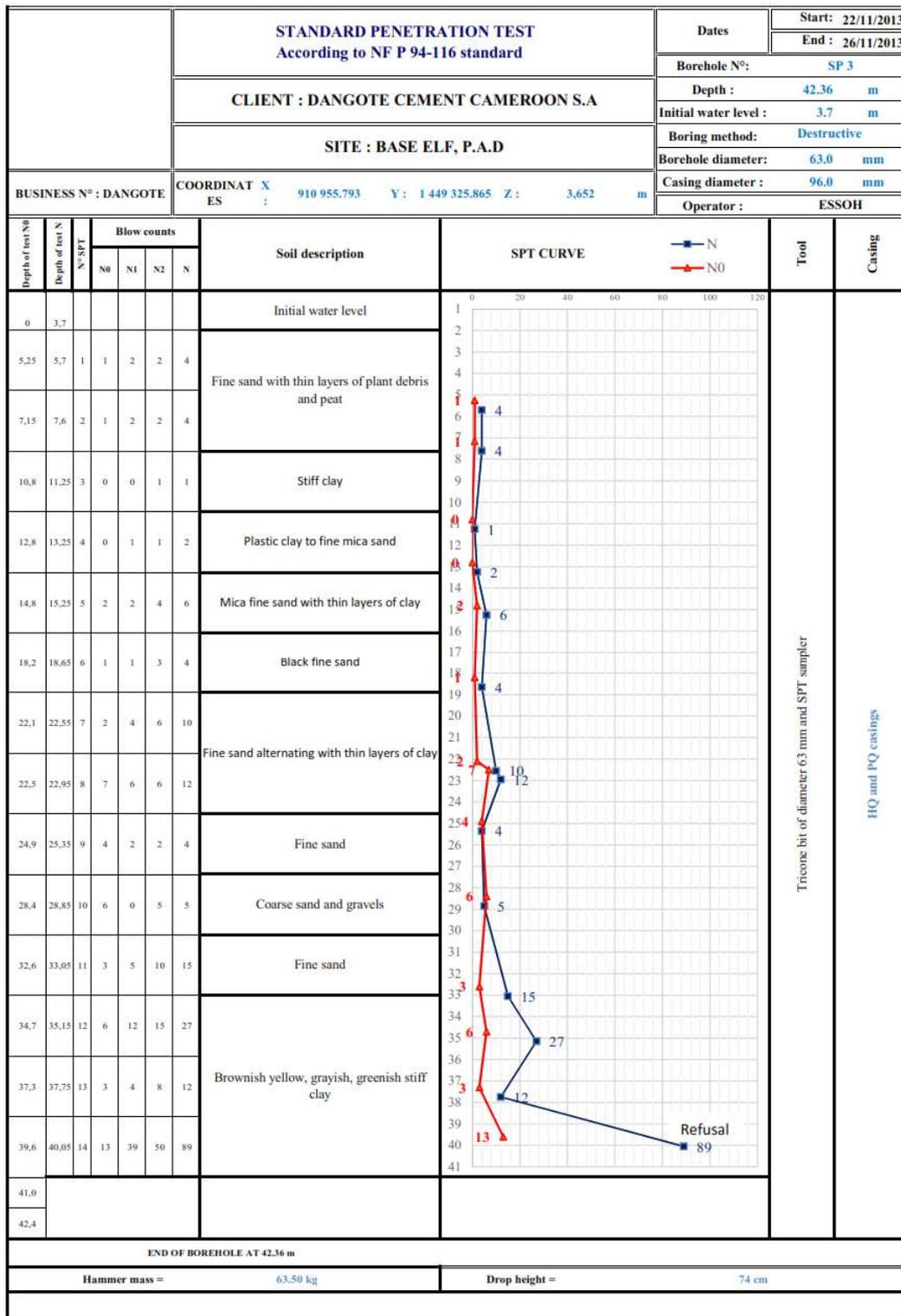


Figure 79 : Sondage pénétrométrique SP3

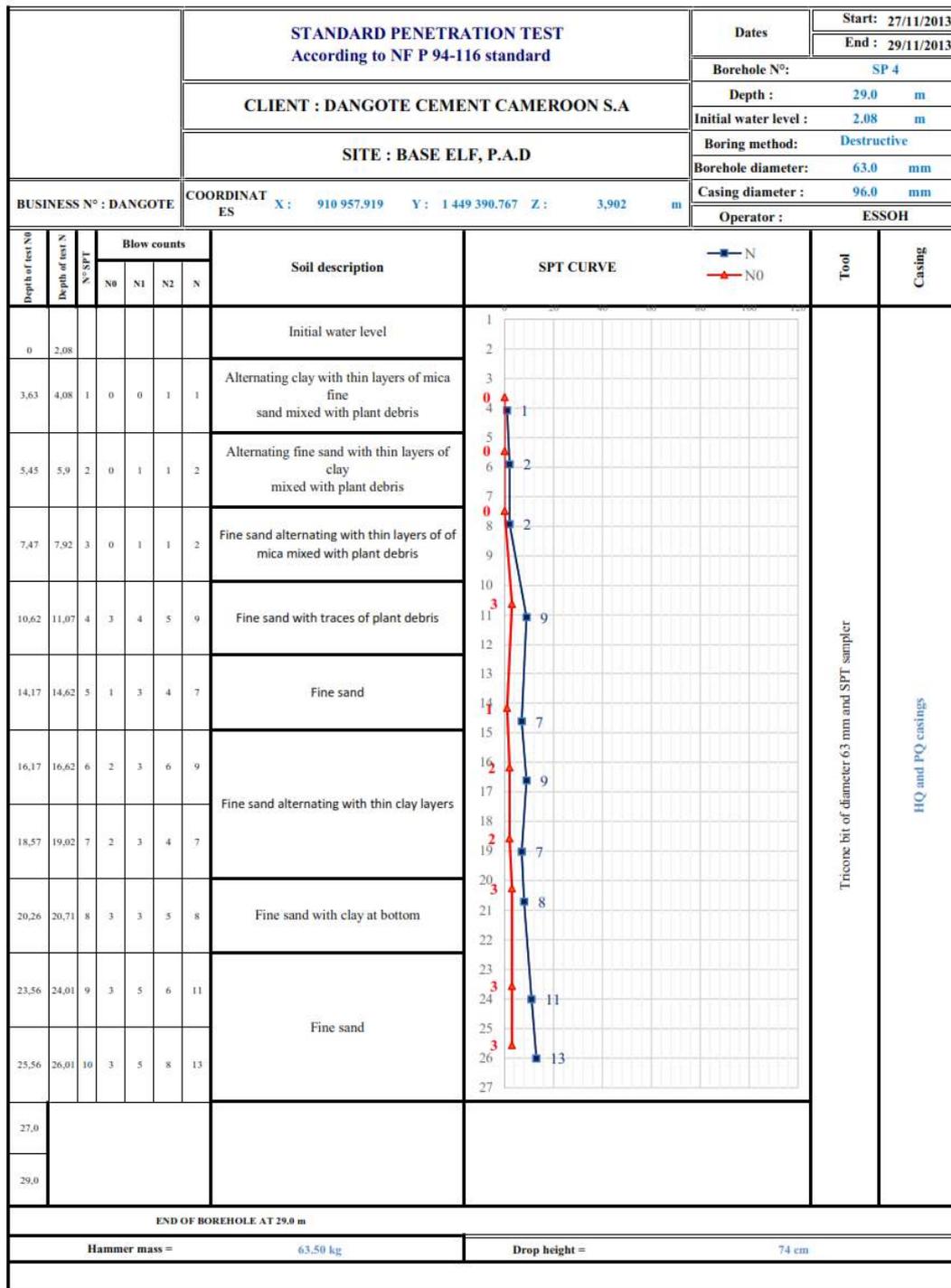


Figure 80 : Sondage pénétrométrique SP 4

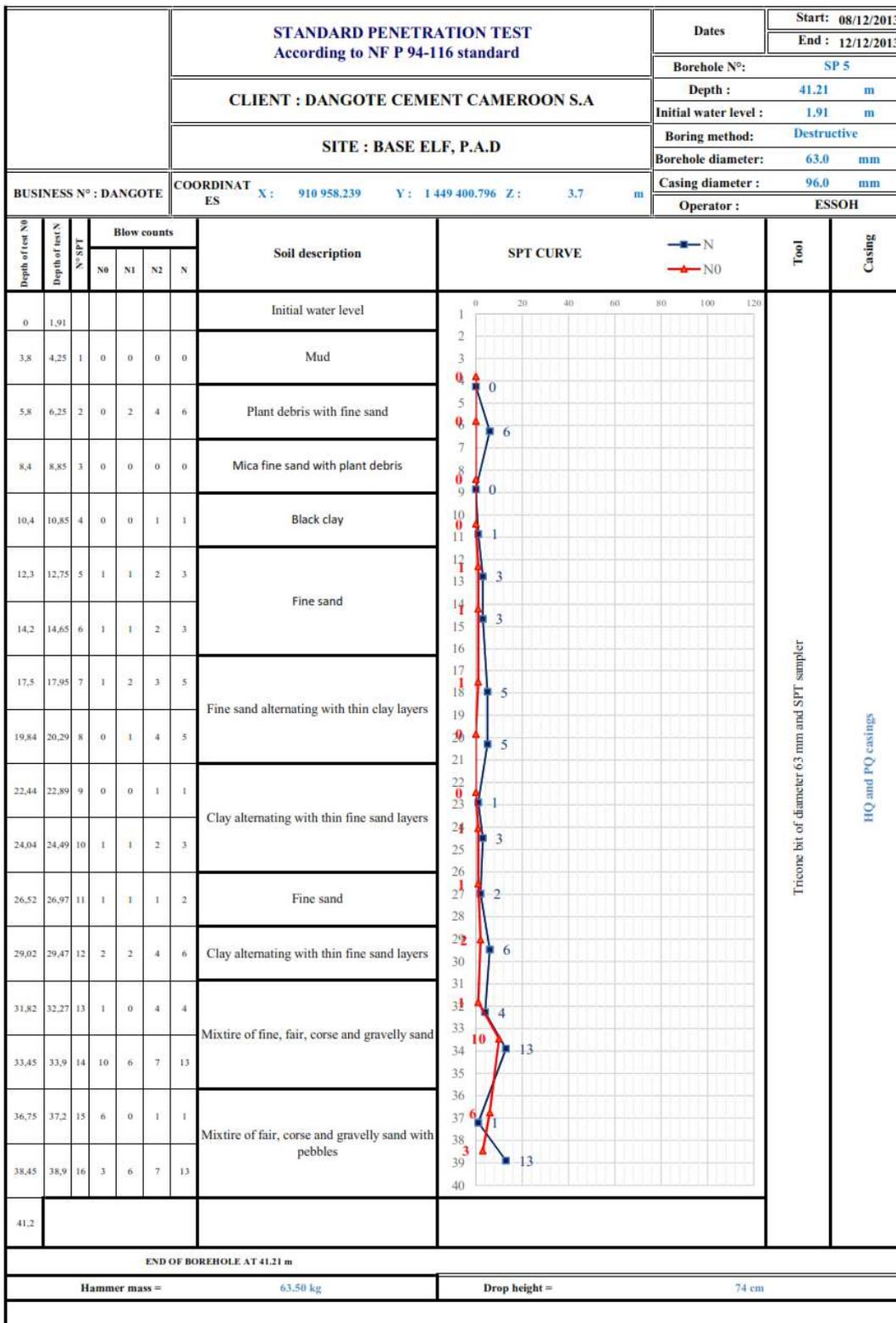


Figure 81 : Sondage pénétrométrique SP5

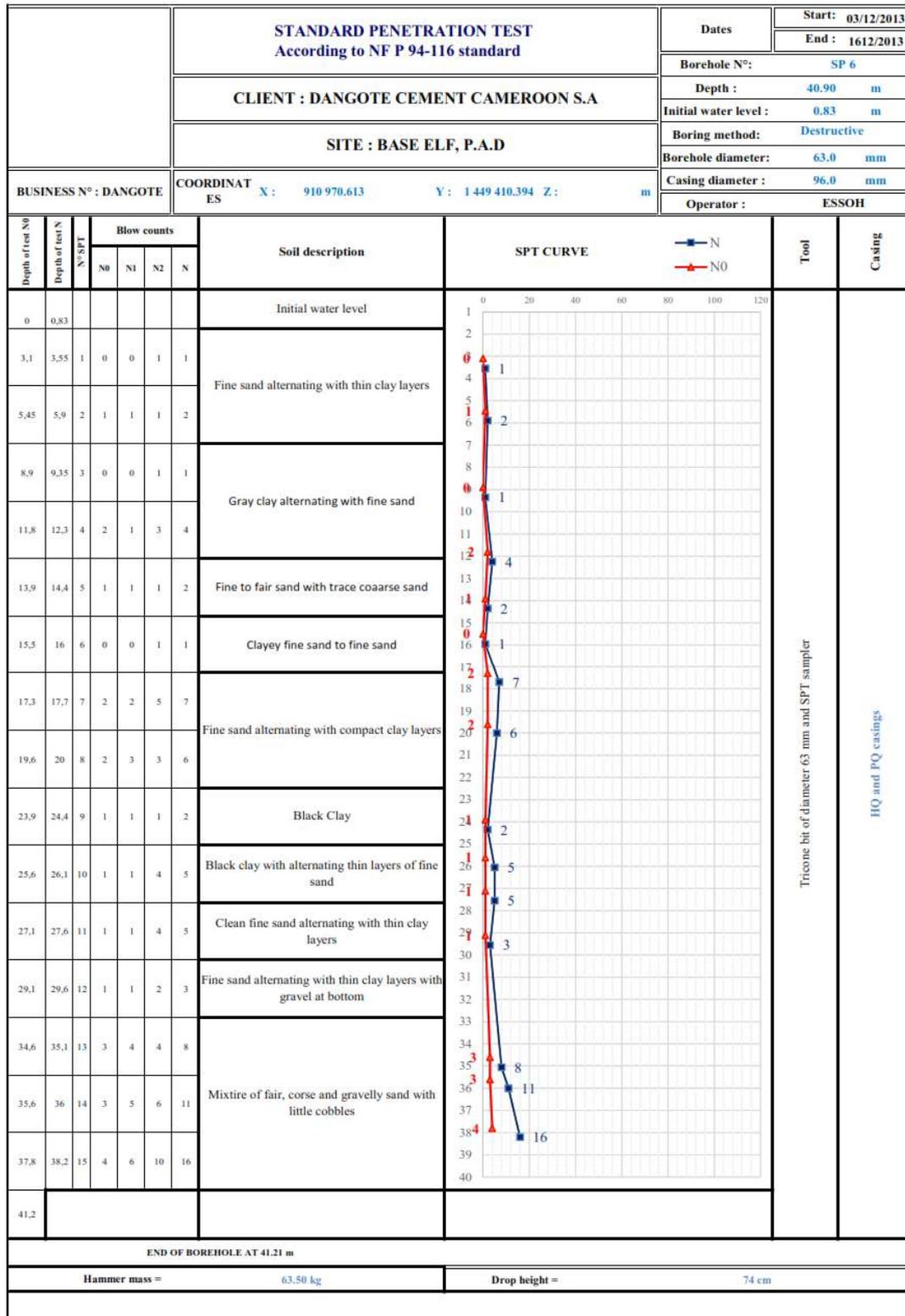


Figure 82 : Sondage pénétrométrique SP6

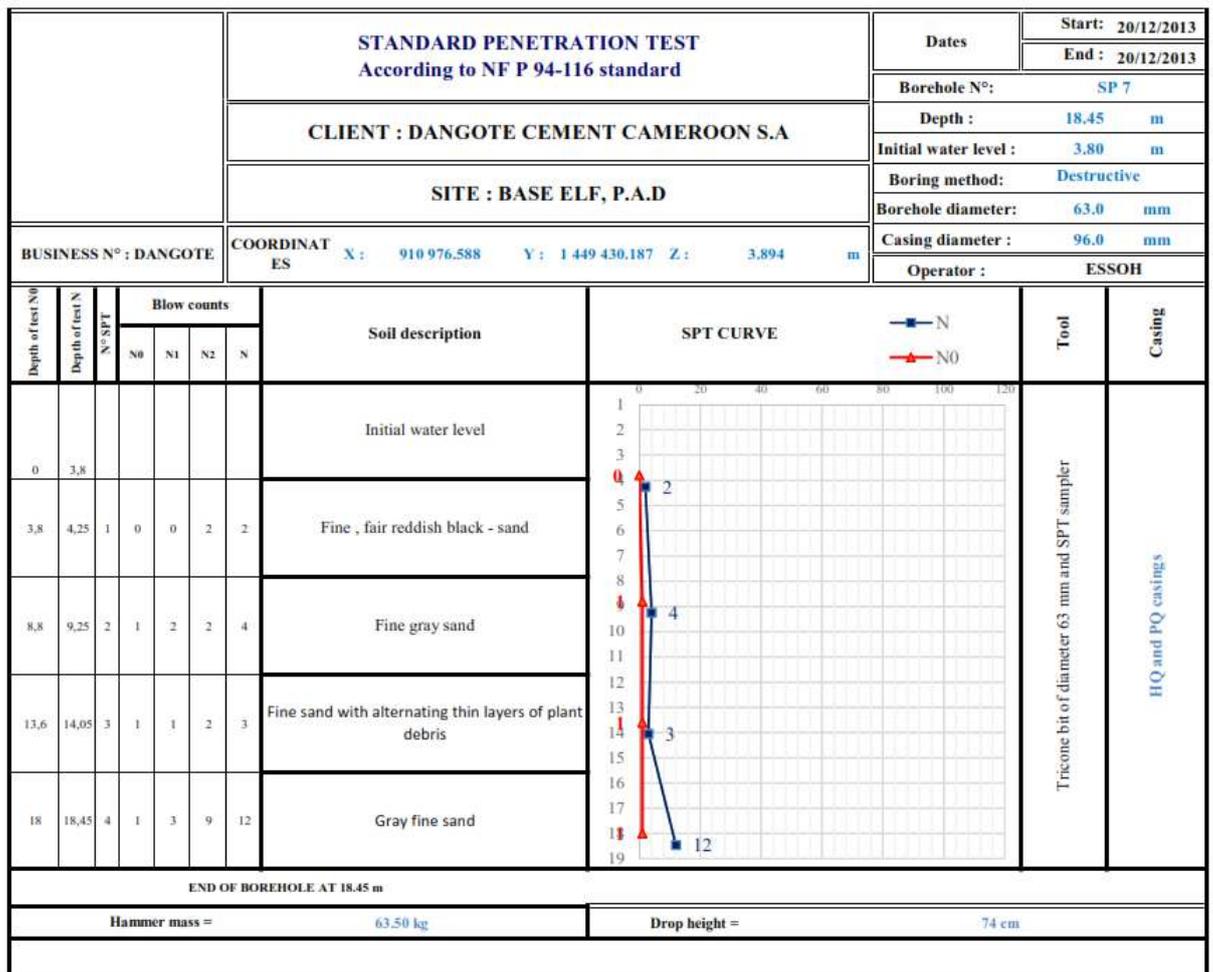


Figure 83 : Sondage pénétrométrique SP7

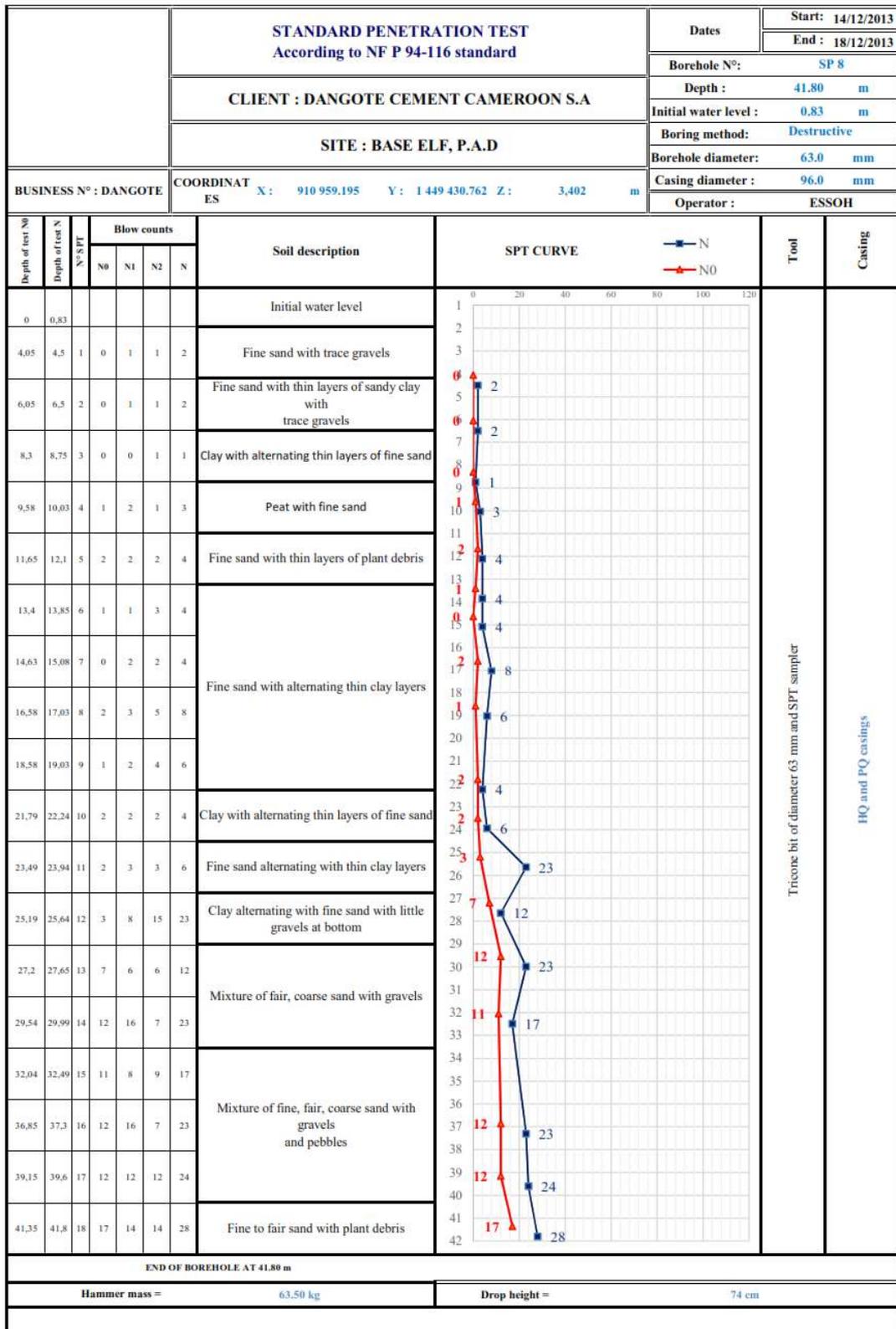


Figure 84 : Sondage pénétrométrique SP 8

Tableau 9 : Récapitulatif des sondages pénétrométriques

N°	Borehole N°	Test dept (m)	SPT Resistance, N°	Nature of soil	Classification	
					Granular soil (1-5)	Cohesive soil (A-F)
1	SP1	3.85-1.20	$1 \leq N \leq 2$	Fair sand with mica	1	
2		12.0-17.0	$3 \leq N \leq 7$	Fine sand with little mica	1-2	
3		17.0-26.0	$4 \leq N \leq 8$	Clayey fine sand to fine sand with thin clay layers	2	
1	SP2	2.985-6.90	$1 \leq N \leq 3$	Sandy clay to fine mica sand with peat		A-B
2		6.90-16.35	$4 \leq N \leq 9$	Stiff clay to fine sand		B-C
3		16.35-19.45	$10 \leq N \leq 15$	Fair to fine sand with thin clay layers	3	
4		19.45-24.15	$N=3$	Compact clay with thin layers of fine sand		B
5		24.15-26.15	$N=9$	Fine sand with thin layers of clay	2	
1	SP3	5.25-7.15	$N=4$	fine sand thin layers of plant debris	2	
2		7.15-13.25	$2 \leq N \leq 6$	Clay to mica fine sand		B-C
3		13.25-25.29	$4 \leq N \leq 12$	Fine sand alternating with thin clay layers	2-3	
4		25.29-33.05	$5 \leq N \leq 15$	Coarse gravelly sand to fine sand	2,3	
5		33.05-4.06	$12 \leq N \leq 89$	Yellowish greenish stiff clay		D-F
1	SP4	3.63-4.08	$N=1$	Clay with thin layers of fine sand	2	A
2		4.08-7.92	$N=2$	Fine sand alternating with thin layers of clay and plant debris	4	
3		7.92-14.62	$7 \leq N \leq 9$	Fine sand	2	
4		14.62-20.71	$7 \leq N \leq 9$	Fine sand with thin clay layers	2	
5		20.71-26.01	$11 \leq N \leq 13$	Fine sand	3	
1	SP5		$N=0$	Marine mud	1	
2			$0 \leq N \leq 6$	Fine sand with mica and plant debris	1-2	
3			$N \leq 1$	clay		A
4			$N \leq 3$	Fine sand	1	
5			$N \leq 5$	Fine sand alternating with thin layers of clay	2	
6			$1 \leq N \leq 3$	Clay alternating with thin layers of fine sand		A-B
7			$N \leq 2$	Fine sand	1	
8			$N \leq 6$	Clay alternating with thin layers of fine sand		B
9			$1 \leq N \leq 13$	Mixture of fair gravelly sand with little cobbles	1-3	
1	SP6	3.1-5.9	$1 \leq N \leq 2$	Fine sand alternating with thin layers of clay	1	
2		5.9-12.28	$1 \leq N \leq 4$	Clay alternating with thin layers of fine sand		A-B
3		12.28-15.98	$1 \leq N \leq 2$	Clayey fine sand to fair sand with trace coarse sand		A
4		15.98-20.03	$6 \leq N \leq 7$	Fine sand alternating with thin compact clay layers	2	
5		20.03-26.06	$2 \leq N \leq 5$	Clay with thin layer of fine sand		B
6		26.06-29.56	$3 \leq N \leq 5$	Fine sand alternating with thin clay layers with gravels at bottom	2	
7		29.56-38.24	$8 \leq N \leq 16$	Mixture of fair, coarse and gravelly sand with little cobble	2-3	
1	SP7	3.8-4.25	$N=2$	Fine, fair reddish black sand	1	
2		4.25-14.05	$3 \leq N \leq 4$	Fine sand with thin layers of plant debris	2	
3		14.05-18.45	$N=2$	Gray fine sand	3	
1		4.05-6.50	$N=2$	Fine sand with thin layers of clay with trace gravels	1	

2		6.50-8.75	N=1	Clay with alternating thin layers of fine sand		A
3		8.75-10.03	N=3	Peat with fine sand	2	
4		10.03-19.03	$4 \leq N \leq 8$	Fine sand with thin layers of clay with plant debris	2	
5		19.03-22.24	N=4	Clay with thin layers of fine sand		B
6		22.24-23.94	N=6	Fine sand alternating with thin clay layers	2	
7		23.94-25.64	N=23	Clay with thin layers of fine sand		D
8		25.64-39.60	$12 \leq N \leq 24$	Mixture of fine, fair coarse and gravelly sand with little cobbles	3	
9		39.60-41.80	N=28	Fine to fair sand with plant debris	3	

III.4. ESSAIS EN LABORATOIRE

Des échantillons de sol ont été prélevés lors des sondages pressiométriques et testés pour identification en laboratoire. Le tableau 10 résume le nombre d'échantillons prélevés pour chaque forage et les profondeurs sondées.

Tableau 10 : Récapitulatif des échantillons de sols prélevés

Borehole N°	N° of samples	Depth (m)
Borehole SP1	4	UD1 (6.25 to 8.00)
		UD2 (10.10 to 11.10)
		UD3 (19.40 to 20.40)
		UD4 (6.25 to 8.00)
Borehole SP2	5	UD1 (7.65 to 9.20)
		UD2 (13.45 to 14.95)
		UD3 (20.20 to 23.70)
		UD4 (27.0 to 28.50)
		UD5 (35.50 to 37.00)
Borehole SP3	7	UD1 (7.65 to 9.20)
		UD2 (13.45 to 14.95)
		UD3 (20.20 to 23.70)
		UD4 (27.0 to 28.50)
		UD5 (34.75 to 36.25)
		UD6 (40.06 to 41.56)
		UD7 (40.86 to 42.36)
Borehole SP4	5	UD1 (6.23 to 7.73)
		UD2 (12.42 to 13.92)
		UD3 (17.17 to 18.67)
		UD4 (22.06 to 23.56)
		UD5 (27.41 to 28.91)
Borehole SP5	8	UD1 (6.9 to 8.40)
		UD2 (11.0 to 12.50)
		UD3 (15.05 to 16.55)
		UD4 (21.24 to 22.74)
		UD5 (24.84 to 26.34)
		UD6 (30.52 to 32.02)
		UD7 (39.71 to 41.21)
		UD8 (39.71 to 41.21)
Borehole SP6	6	UD1 (7.10 to 8.60)
		UD2 (12.83 to 14.33)
		UD3 (16.18 to 17.68)
		UD4 (21.48 to 22.98)
		UD5 (26.41 to 27.91)
		UD6 (32.13 to 33.63)
Borehole SP7	0	
Borehole SP8	4	UD1 (2.55 to 8.60)
		UD2 (15.08 to 16.58)
		UD3 (25.04 to 27.14)
		UD4 (32.09 to 34.39)

Les résultats des essais de laboratoire sont présentés dans le tableau 10, confirmant la nature argileuse et sableuse du sol révélée par les sondages pressiométriques et pénétrométriques ; ils montrent en outre, ils montrent que la pression des terres sur le futur quai sera assez élevée, compte tenu de la densité humide qui varie de $1,28 \text{ t/m}^3$ à $2,5 \text{ t/m}^3$. Les limites d'Atterberg des sols argileux rencontrés montrent qu'ils sont plastiques, ce qui se traduit par une très forte déformabilité et constitue un mauvais terrain d'ancrage pour les fondations de l'ouvrage.

Ce chapitre avait pour objectif de présenter les différents résultats obtenus au terme de cette étude. Il en ressort que pour caractériser les terrains d'ancrage de l'estuaire du Wouri à Douala, la zone d'étude, nous y avons effectué une étude bathymétrique avec sonar à balayage latéral, vingt-cinq profils de sismique réfraction, six sondages pressiométriques, huit sondages SPT et des essais d'identification en laboratoire. Ces données montrent une gamme de profondeur comprise entre 0 et 19 mètres sous le niveau de l'eau ; jusqu'à 42 m de profondeur, les sols de l'estuaire du Wouri sont essentiellement sédimentaires et constitués d'une alternance de couches sablo-argileuses et argilo-sableuses ; la pression des terres sur le futur quai sera assez élevée, compte tenu de la densité humide élevées, les limites d'Atterberg des sols argileux rencontrés montrent qu'ils sont plastiques, ce qui se traduit par une très forte déformabilité caractéristique de mauvais terrain d'ancrage pour les fondations de l'ouvrage.



CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

L'objectif de cette étude est de déterminer et de présenter les couches de terrain rencontrées ainsi que leurs caractéristiques, afin de définir les meilleures conditions d'ancrage des fondations des quais à construire dans un milieu sédimentaire tel que celui du Wouri, à l'aide de la sismique réfraction, des sondages mécaniques et d'essais en laboratoire. Les résultats des études de sismique réfraction sont présentés sous forme de lentille et permettent de définir deux groupes de vitesses : 1520 à 1580 m/s ; 1580 à 1750 m/s. Les faibles vitesses caractérisent les sols meubles pour le premier groupe d'arrivée sans distinction entre les couches de sable et d'argile. Le second groupe caractérise les formations compactes, probablement constituées de sable sur les 30 m prospectés. Les sondages mécaniques montrent une alternance d'argiles sableuses et d'argiles meubles sur les 42 m de profondeur investigués. La sismique ne permet pas d'identifier cette alternance de couches, mais nous avons mesuré une valeur moyenne caractérisant les formations meubles. Selon les objectifs de l'étude géophysique et la profondeur théorique d'investigation calculée, il n'y a pas de formation compacte dans les 25 premiers mètres dans la zone des berges et dans les 15 premiers mètres dans la zone du canal. Enfin, l'étude montre que l'ancrage du quai ne peut être envisagé qu'à partir de 30 m.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. **Savard M., and Laflamme J.F.,** “ Concepts généraux de la surveillance électronique des ponts routiers au ministère des Transports du Québec [archive]” ; Exposé fait au Congrès annuel de 2004 de l’Association des Transports du Canada à Québec (Québec)|PDF, **2004** 23 pages.
2. **Hartmann, J.; Ocel, J.M.; Wright, W.; Fuchs, P.; Adams, M.** *I-90 Seaport Portal Tunnel Partial Ceiling Collapse Investigation: Adhesive Anchor Sustained Load Testing Results*; Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation: Washington, DC, USA, **2007**; p. 82.
3. **Hsai-Yang Fang,** *Foundation Engineering Handbook* Library of Congress Catalog Card Number 89-70490 ISBN 978-1-4757-5273-1 ISBN 978-1-4757-5271-7 **1991** (eBook) <https://doi.org/10.1007/978-1-4757-7>
4. **Huiming Tang Janusz Wasowski C. Hsein Juang** Geohazards in the three Gorges Reservoir Area, China – Lessons learned from decades of research. *Engineering Geology* Volume 261 **2019**. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105267>
5. **El-Naggar, M.** Enhancement of steel sheet-piling quay walls using grouted anchors. *J. Soil Sci. Environ. Manag.* **2010**, 1, 69–76. <https://doi.org/10.5897/JSSEM.9000037>.
6. **Ribeiro, L.; Santos-Ferreira, A.** Vertical Harbour Quay Rehabilitation Using Ground Anchors. *Eng. Geol. Soc. Territ.* **2014**, 6, 279–283. https://doi.org/10.1007/978-3-319-09060-3_46.
7. **The Queensland Government.** Anchorage Area Design and Management Guideline Maritime Safety Queensland. **2019**. Available online: <http://creativecommons.org/licences/by/4.0> (accessed on).
8. **Ralph, A.A.; Derrick, J.** *Middlemen of the Cameroons Rivers: The Douala and Their Hinterland*; Cambridge University Press: Cambridge, UK, **1999**.

9. **Mbouombouo Ngapouth, I.; Meli'i, J.L.; Gweth Mbond, M.A.; Gounou Pokam, B.P.; Poufoune Koffi, Y.; Njock, M.C.; Pouth Nkoma, M.A.; Njandjock Nouck, P.** Analysis of safety factors for roads slopes in central Africa. *Eng. Fail. Anal.* **2022**, *138*, 106359. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2022.106359>.
10. **Njoh, A.J.** *Planning in Contemporary Africa: The State, Town Planning, and Society in Cameroon*; Ashgate Publishing Ltd.: Farnham, UK, 2003. ISBN 0-7546-3346-2.
11. **Yerima Kfuban, B.P.; Van Ranst, E.** *Major Soil Classification Systems Used in the Tropics: Soils of Cameroon*; Trafford Publishing: Bloomington, IN, USA, **2005**. ISBN 1-4120-5789-2.
12. **Fossi, F.Y.; Pouvreau, N.; Brenon, I.; Onguene, R.; Etame, J.** Temporal (1948–2012) and Dynamic Evolution of the Wouri Estuary Coastline within the Gulf of Guinea. *J. Mar. Sci. Eng.* **2019**, *7*, 343. <https://doi.org/10.3390/jmse7100343>.
13. **Healey, P.** Building Institutional Capacity through Collaborative Approaches to Urban Planning. *Environ. Plan. A Econ. Space* **1998**, *30*, 1531–1546. <https://doi.org/10.1068/a301531>.
14. **Goss, R.O.** Economic policies and seaports: Are port authorities necessary? *Marit. Policy Manag.* **1990**, *17*, 257–271. <https://doi.org/10.1080/030888390000000032>.
15. **Block, T.; Paredis, E.** Urban development projects catalyst for sustainable transformations: The need for entrepreneurial political leadership. *J. Clean. Prod.* **2013**, *50*, 181–188. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2012.11.021>.
16. **Fang, H.-Y.** *Foundation Engineering Handbook Library of Congress Catalog*; Springer Science & Business Media: Berlin/Heidelberg, Germany, **1991**; 89-70490. <https://doi.org/10.1007/978-1-4757-7>.

17. **Schmidt, J.W.; Bennitz, A.; Täljsten, B.; Goltermann, P.; Pedersen, H.** Mechanical anchorage of FRP tendons—A literature review. *Constr. Build. Mater.* **2012**, *32*, 110–121. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.11.049>.
18. **O’Loughlin, C.; Richardson, M.D.; Randolph, M.F.; Gaudin, C.** Penetration of dynamically installed anchors in clay. *Géotechnique* **2013**, *63*, 909–919. <http://doi.org/10.1680/geot.11.P.137>.
19. **Brandl, H.** Energy foundations and other thermo-active ground structures. *Géotechnique* **2006**, *56*, 81–122 <https://doi.org/10.1680/geot.2006.56.2.81>.
20. **Tang, H.; Wasowski, J.; Juang, C.H.** Geohazards in the three Gorges Reservoir Area, China—Lessons learned from decades of research. *Eng. Geol.* **2019**, *261*, 105267. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105267>.
21. Spalding, M.; Kainuma, M.; Lorna, C. *World Atlas of Mangroves*; Earthscan: London, UK, 2010. ISBN 1-84407-657-1.
22. **Esri.** Topographic Basemap World Topographic Map. **2022**. Available online: <https://www.arcgis.com/home/item.html?id=18d32a699af64bfba4e78eba5a4dd705> (accessed on).
23. **Fonteh, M.L.; Fonkou, T.; Fru, F.M.; Buleng, T.N.E.; Mbifung, L.C.** Spatial Variability and Contamination Levels of Fresh Water Resources by Saline Intrusion in the Coastal Low Lying Areas of the Douala Metropolis-Cameroon. *J. Water Resour. Prot.* **2017**, *9*, 74107.
24. **Meyers, J.B.; Rosendahl, B.R.; Groschel-Becker, H.; James, A.; Austin, J.; Rona, P.A.** Deep penetrating MCS imaging of the rift-to-drift transition, offshore Douala and North Gabon basins, West Africa. *Mar. Pet. Geol.* **1996**, *13*, 791–835. [https://doi.org/10.1016/0264-8172\(96\)00030-X](https://doi.org/10.1016/0264-8172(96)00030-X).

25. Ntamak-Nida, M.J.; Bourquin, S.; Makong, J.C.; Baudin, F.; Mpesse, J.E.; Ngouem, C.I.; Komguem, P.B.; Abolo, G.M. Sedimentology and sequence stratigraphy from outcrops of the Kribi-Campo sub-basin: Lower Mundeck Formation (Lower Cretaceous, southern Cameroon). *J. Afr. Earth Sci.* **2010**, *58*, 1–18. <https://doi.org/10.1016/j.afrearsci.2010.01.004>.
26. Njandjock Nouck, P.; Miyem, D.; Binyam-bi-Mpeck, A.; Atangana, Q.Y.; Ngos, S. Electrical and Geological Investigations to Conduct Petrophysical Study in Douala-Cameroon Sedimentary Basin. *Open J. Geol.* **2013**, *3*, 35136. <https://doi.org/10.4236/ojg.2013.34031>.
27. Ndikum, E.N.; Tabod, C.T.; Koumetio, F.; Tatchum, N.; Victor, K. Evidence of Some Major Structures Underlying the Douala Sedimentary Sub-Basin: West African Coastal Basin. *J. Geosci. Environ. Prot.* **2017**, *5*, 77809. <https://doi.org/10.4236/gep.2017.57013>.
28. Wilmsen, M.; Fürsich, F.; Majidifard, M. An overview of the Cretaceous stratigraphy and facies development of the Yazd Block, western Central Iran. *J. Asian Earth Sci.* **2015**, *102*, 73–91. <https://doi.org/10.1016/j.jseaes.2014.07.015>.
29. Randle, T.; Morris, G.; Whelan, M.; Baker, B.; Annandale, G.; Hotchkiss, R.; Boyd, P.; Minear, J.T.; Ekren, S.; Collins, K.; et al. Reservoir Sediment Management: Building a Legacy of Sustainable Water Storage Reservoirs. National Reservoir Sedimentation and Sustainability. 2019. Available online: <https://www.sedhyd.org/reservoir-sedimentation> (accessed on).
30. WEDA's Technical Report. Reservoir Dredging: A Practical Overview. WEDA. P.6. Available online: www.westerndredging.org (accessed on).
31. Stateczny, A.; Błaszczak-Bąk, W.; Sobieraj-Żłobińska, A.; Motyl, W.; Wisniewska, M. Methodology for Processing of 3D Multibeam Sonar Big Data for Comparative Navigation. *Remote Sens.* **2019**, *11*, 2245. <https://doi.org/10.3390/rs11192245>.
32. Telford, W.M.; Geldart, L.P.; Sherif, L.E. *Applied Geophysics*; Cambridge University Press: Cambridge, UK, 1990.

33. **Ménard, T.L.** The Ménard pressuremeter: Interpretation and application of the pressuremeter test results to foundation design. In *Techniques Louis Menard*; Menard Inc.: Wisconsin, WI, USA, 1975.
34. **Bergado, D.T.; Khaledque, M.A.; Neeyapan, R.; Chang, C.C.** Correlations of in situ tests in Bangkok subsoils. *Geotech. Eng.* **1986**, *17*, 1–37.
35. **Hurbert, B.; Philipponnat, G.; Payant, O.; Zerhouni, M.** *Fondations et Ouvrages en Terre*; EYROLLES: Paris, France, 2000.
36. **Shuttle, D.A.; Jefferies, M.G.** A practical geometry correction for interpreting pressuremeter tests in clay. *Géotechnique* **1995**, *45*, 549–553.
37. **Schnaid, F.** *In Situ Testing in Geomechanics: The Main Tests*; Taylor and Francis: Oxford, UK, 2009.
38. **Dangote.** *Dangote Cement Cameroon Technical Report*; Dangote Douala-Cameroon Offices: Douala, Cameroon, 2014.
39. **Soler, T.; Larry, D.** Important Parameters Used in Geodetic Transformations. *J. Surv. Eng.* **1989**, *115*, 414–417. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9453\(1989\)115:4\(414\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9453(1989)115:4(414)).
40. **Ruffhead, A.; Brian, M.W.** Introduction to geodetic datum transformations and their reversibility. school of architecture, computing and engineering. 2020. Available online: <http://www.researchgate.net/publication/339887497> (accessed on).
41. **Dix, C.H.** Seismic velocities from surface measurements. *Geophysics* **1955**, *20*, 68–86.
42. **Bevc, D.** Imaging complex structures with semirecursive Kirchhoff migration. *Geophysics* **1997**, *62*, 577–588.
43. **Fomel, S.** Time-migration velocity analysis by velocity continuation. *Geophysics* **2003**, *68*, 1662–1672.
44. **Diament, M.; Dubois, J.; Cogne, J.P.** *Géophysique Cours et Exercice Corrigés*, 4th ed.; DUNOD: Malakoff, France, 2011.

45. Aaron, S.T.; Bindeh, C.G.; Azinwie, A.G.; Fonge, B.A.; Likowo, L.L.; Mvondo-Ze, A.D.; Bih, C.V.; Cheo, E.S. Contribution of some water bodies and the role of soils in the physicochemical enrichment of the Douala-Edea mangrove ecosystem. *Afr. J. Environ. Sci. Technol.* **2013**, *7*, 336–349. <https://doi.org/10.5897/AJEST12.081>.

Article

An Attempt to Study Foundation Anchoring Conditions in Sedimentary Estuaries Using Integrated Methods

Blaise Pascal Gounou Pokam ¹, Janvier Domra Kana ², Jorelle Larissa Meli'i ¹, Marthe Mbond Ariane Gweth ¹,
Serges Hugues Pokam Kegni ², Michel Constant Njock ¹, Ibrahim Mbouombouo Ngapouth ¹,
Michel André Pouth Nkoma ¹, Yves Christian Mbono Samba ¹ and Philippe Njandjock Nouck ^{1,*}

- ¹ Department of Physics, University of Yaoundé I, Yaoundé 237, Cameroon; gounoupokamblaise@yahoo.fr (B.P.G.P.); julangephil@gmail.com (J.L.M.); ariane.gweth@yahoo.com (M.M.A.G.); njockmichel@yahoo.fr (M.C.N.); mbongapi@yahoo.fr (I.M.N.); pestalazypouth12@gmail.com (M.A.P.N.); yvesmbono@yahoo.fr (Y.C.M.S.)
- ² Department of Physics, University of Maroua, Yaoundé 237, Cameroon; jkdomra@yahoo.com (J.D.K.); spokam@yahoo.fr (S.H.P.K.)
- * Correspondence: pnnouck@gmail.com



Citation: Gounou Pokam, B.P.; Domra Kana, J.; Meli'i, J.L.; Ariane Gweth, M.M.; Pokam Kegni, S.H.; Njock, M.C.; Mbouombouo Ngapouth, I.; Pouth Nkoma, M.A.; Mbono Samba, Y.C.; Njandjock Nouck, P. An Attempt to Study Foundation Anchoring Conditions in Sedimentary Estuaries Using Integrated Methods. *Appl. Sci.* **2022**, *12*, 7175. <https://doi.org/10.3390/app12147175>

Academic Editors: Dario De Domenico and Marco Troncosi

Received: 8 May 2022

Accepted: 11 July 2022

Published: 16 July 2022

Publisher's Note: MDPI stays neutral with regard to jurisdictional claims in published maps and institutional affiliations.



Copyright: © 2022 by the authors. Licensee MDPI, Basel, Switzerland. This article is an open access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC BY) license (<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

Abstract: The search for and knowledge of the best conditions for anchoring the foundations of certain structures such as bridges, tunnels and quays in sedimentary estuaries is a challenge, for both scientists in general and engineers in particular. Indeed, wharves are structures that receive a lot of stresses and therefore require anchoring to avoid tilting and to guarantee their stability during service. This work, based on the analysis of data from seismic refraction methods, mechanical soundings and laboratory tests, characterises the terrain of the Wouri estuary in Central Africa. The objective is to determine and present the subsurface layers encountered as well as their characteristics, in order to define the best conditions for anchoring the foundations to ensure the stability of the quays to be built there. The seismic refraction campaign shows that the study area is relatively heterogeneous over the first 25 m, with velocities measured in the range 1520–1750 m/s; modulated in two distinct ranges, between 1520–1580 m/s characteristic of mud and loose sediments (alternating layers of clay, sand, loose silt) and the range 1580–1750 m/s corresponding to the signature of sandy-silty or compact clays. The mechanical tests show sedimentary soils, with alternating layers of sandy clay and clayey sand over the 42 m drilled, loose over the first 30 m in the bank area and over the first 15 m in the canal or dredge area, with a limit pressure of less than 1 MPa. Similarly, the soil samples taken and tested in the laboratory show that the soils are clayey over the first 30 metres, plastic and liquid with respect to their water content, respectively, below and above the liquidity limits, confirming their loose character. The results of seismic refraction, mechanical soundings and laboratory tests show that, in estuarine areas characterised by alternating sandy clay and clayey sand, there are not always hard formations in the first 25 metres of depth but, from a depth of 30 m, the soils become moderately compact and begin to form an anchoring layer sufficient to guarantee the stability of the quays against earth pressure forces.

Keywords: quay; seismic-refraction; mechanical tests; laboratory tests; Central Africa; stability; Wouri estuary

1. Introduction

The development of various types of trade in estuaries is accompanied by the need to provide these estuaries with large engineering structures such as bridges, quays and ports [1,2]. However, the sedimentary deposits generally encountered there, which are sometimes loose in consistency, pose the thorny problem of their recognition in order to guarantee the stability and durability of the foundations of the future structures that will be built there, which are essential conditions for their operation, durability and economic profitability [3–5]. The study of foundation anchorage conditions for structures in sedimentary

estuaries is therefore a challenge for scientists in general and engineers in particular [1–4,6]. The Wouri estuary (Figure 1) is a large estuary in Central Africa, where several rivers join and flow into the Gulf of Biafra [5,7,8]. Given its connection to the Gulf of Guinea, it is the crossroads of many national, sub-regional and international economic exchanges [9]. The development of these numerous activities requires the construction of special civil engineering works, including wharves [10–12]. Indeed, wharves are land-supporting structures used for mooring ships and for the landing of cargo and people. The function of wharves therefore exposes them to numerous stresses which generally result in thrust forces that make their construction very complex, particularly their stability, which depends on the control of their embedding point or their anchoring in the ground [13,14]. The embedding or anchoring in the ground is dependent on the physical-mechanical characteristics of the supporting soil, which poses the problem of foundation depths influencing the stability of future quays [15–17]. This work, based on seismic refraction, mechanical soundings and laboratory tests, characterises the terrain in the Wouri estuary in Central Africa. The aim is to determine and to present the subsurface layers encountered and their mechanical characteristics to ensure the stability of the docks to be built there. The development of various types of trade in estuaries is accompanied by the need to provide these areas with major engineering structures such as bridges, quays and ports [1,2].

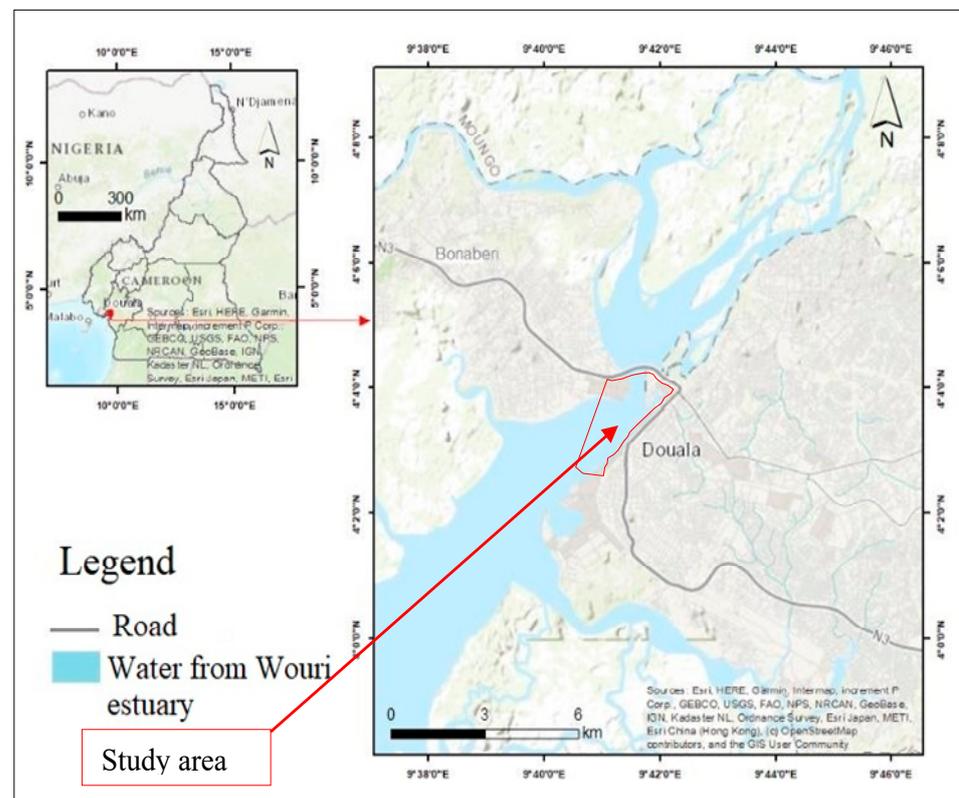


Figure 1. Site location [18].

2. Materials

2.1. Study Area Description

The Wouri estuary, or Cameroon estuary (Figure 1), is located in Central Africa in Cameroon, where several rivers join and flow into the Gulf of Biafra [8,18,19]. This area consists of recent sandy-clay alluvium [20] and is located in the Douala sedimentary basin [21–24], whose Cretaceous transgression led to the deposition of the first ammonite sediment [25]. A second transgression in the Miocene led to the deposition of these detrital deposits, which consist mainly of sands and clays. The large depths are due to the reduction of the wetted section after the infilling of the western side in the absence of dredging [26,27].

In the hydrogeological point of view, the Wouri is a coastal river of Cameroon that rises in the western heights of the country, about 200 km north of Douala, at the foot of the volcanic massif that forms the western border of the territory. Thirty kilometres from its mouth, it widens into an estuary flowing from North-East to South-West and is about 1.2 km wide. The area explored in this estuary is about 0.3 km square, where the crossing structures are concentrated and where people and goods are unloaded daily and then transported to the factories located on the quays built on the banks of the estuary. Figure 1 shows the geographical location of the site.

2.2. *In Situ Measurements*

The present site has been subject to various data collection methods (Figures 1–5). Bathymetry and side scan sonar were used to map the reverbed relief and to identify possible obstacles. The surveys were deployed over an area of 850 m × 450 m. In order to meet the objectives of the geophysical campaign, i.e., to determine the thickness of the surface layers, the flute refraction method was used. The study area is divided into two parts: the area of the quay, on the eastern side, for which the depth of investigation is 30 m below the river bottom, and the area of the western channel, concerned by the dredging, for which the depth of investigation is 15 m below the river bottom. Twenty-five seismic refraction profiles, each 235 m long, with 48 hydrophones spaced 5 m apart, were carried out, 11 of which were perpendicular to the coast and 14 parallel to the coast and along 6 main lines. For each of them, 6 shooting positions were carried out. As regards the mechanical test pits, six pressure test pits (PMT) and eight standard penetration test pits (SPT) were drilled. Intact soil samples were also taken from the same boreholes for laboratory identification.

3. Methods

3.1. *Bathymetry and Sides-Can Sonar*

The GPR multi-beam bathymetry system is based on the latest technological advances in seabed mapping [28]. Positioning data is recorded by ultra-accurate RTK GPS and motion reference unit (MRU), bathymetry and sides are recorded simultaneously, allowing for accurate target location and the production of detailed maps and 3D models. The system provides excellent bottom coverage (up to 12 times the water height) with full nadir coverage (no slack). It is lightweight, easily transported and can be installed on boats of different sizes. Sides can sonar surveys provide acoustic imagery of the riverbed or the submerged part of structures such as dykes and dams, based on acoustic waves. To measure the topography of the submerged riverbed, bathymetry uses the emission of acoustic waves (from 30 to 200 kHz) to determine the height of the water column.

3.2. *Seismic Refraction by Streamer*

The seismic refraction method, due to its versatility, is one of the most commonly used geophysical methods in engineering, mining, groundwater exploration and environmental investigations. Based on favourable density contrasts that generally exist between geological materials, the refraction method is used to provide detailed information on the distribution and thicknesses of subsurface layers with characteristic seismic velocities. Overburden and basement rocks may be classified to some degree to discriminate for example, surficial sediments from consolidated soils or highly fractured rock from competent rock. This technique is widely used for the assessment of pipeline cable burial and for the assessment of river dredging. Operations involve laying out a seismic streamer with several pressure-sensitive hydrophone receivers (usually 24 or 48), at the takeout points on the streamer. Hydrophone spacing is strongly dependent on the depth of search and the desired resolution for a given survey (Figure 2). A pattern of shot points is then executed within and off the ends of the cable and the seismic wave arrivals for each hydrophone are recorded in the seismograph. The key piece of recorded information is the time of the first arrival. This arrival is the direct wave, or more commonly, the refracted wave which occurs

when seismic energy propagates along a geological interface having a sufficiently great velocity contrast. This contrast must consist of a higher velocity zone underlying a lower velocity zone, fortunately the most common geological condition.

Interpretation of the seismic data involves resolving the number of velocity layers present, the velocity of each layer, and the travel time taken to travel from a given refractor up to the ground surface. This time is then multiplied by the velocity of each overburden layer to obtain the thickness of each layer at that point.

According to Equation (1) [29], the method consists of laying a receiver array (generally a streamer made of 2×24 hydrophones spaced 5 m) on the riverbed and performs shots with an air gun seismic source at specific locations: central shot, in the centre of the streamer, near shots, at both extremities of the streamer, in close position to hydrophones 1 and 48.

$$\frac{\sin\theta_1}{V_1} = \frac{\sin\theta_2}{V_2} = p \tag{1}$$

θ_1 is the incident angle, θ_2 the angle of refraction, V_1 and V_2 are, respectively, the velocity of the first and second layer, p is called the ray-path parameter.

The acquisition boat carries positioning and navigation systems, the recording system and a radio link for the source triggering. The acquisition boat is moored close to the end of the array to ease connections with the seismic recorder. The operation boat carries air-gun, compressed-air bottle and streamer. The streamer is deployed and recovered by hand and its position is recorded at three to five locations marked with surface buoys. The contact of the streamer with the riverbed is ensured through small dead weights. Air gun is deployed close to riverbed. Shots are performed successively at each of the specific locations. Both ends of streamer (i.e., position of hydrophones 1 and 48) and each shot are positioned using DGPS positioning at each mooring line (Figure 2).

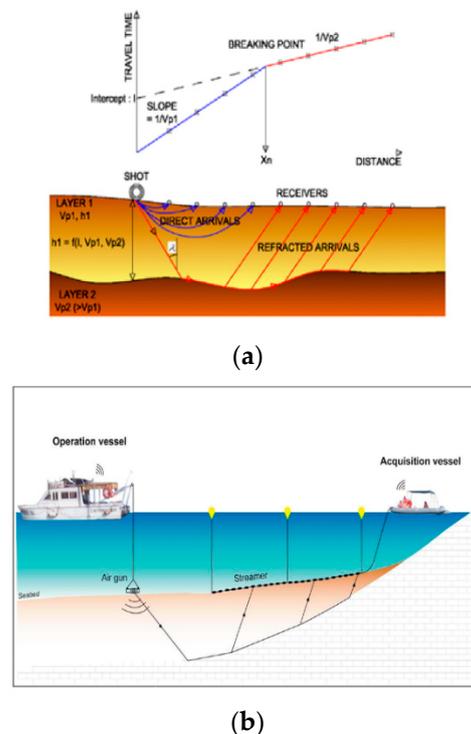


Figure 2. Cont.

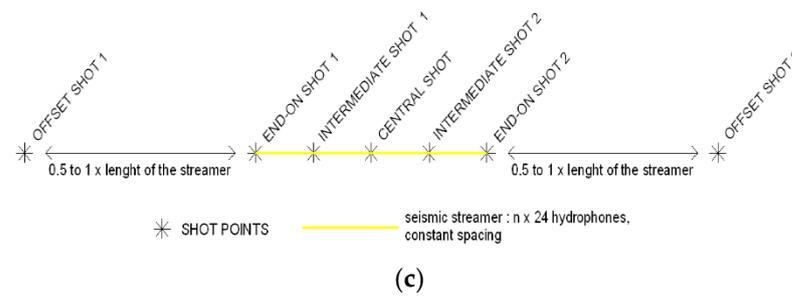


Figure 2. Seismic refraction principle. (a) Propagation of refracted; (b) Deployment of refracted; (c) Array and shot distribution.

3.3. SPT Type Mechanical Borehole

The standard penetration test (SPT) is the oldest and most practiced mechanical test in the world. This test consists of beating a core barrel of defined characteristics and dimensions into the ground at the bottom of a borehole. After the borehole has been drilled and held in place by a mud or tube, the core barrel is lowered into the borehole and beaten in three stages. The number of strokes N_i required for each 15 cm drive is recorded, i.e.,: N_0 (0 to 15 cm test drive); N_1 (first test drive from 15 to 30 cm); and N_2 (second test drive from 30 to 45 cm). The number of significant impacts N , also known as the penetration resistance [30–32], is defined by Equation (2):

$$N = N_1 + N_2 \tag{2}$$

If, after more than 50 blows, the penetration does not exceed 15 cm, the test shall be stopped and the corresponding penetration noted. At the end of the test, the core is recovered in order to assess the lithological nature of the soil tested. From thousands of tests, carried out in particular in the United States, correlations have been established between N and the following characteristics: the compactness of the sands and their angle of internal friction; the simple compressive strength of the soils; the bearing capacity of the foundations; and the risk of liquefaction of the sands.

3.4. Pressuremeter Test

The pressuremeter test consists of the stepwise expansion of a cylindrical probe in the soil [30–34]. The tests are generally carried out every metre in a preliminary drilling. A stress-strain curve of the soil in place is thus obtained, which makes it possible to determine three parameters characterising the soil: the creep pressure p_f ; the limit pressure p_l and the pressure modulus E_M . Generally, only these three parameters are provided. If there is any doubt about the correct conduct of a test, the expansion curve should be requested. In practice, the net creep pressure (p_f^*) and the net limit pressure (p_l^*), are defined by Equations (3) and (4):

$$p_f^* = p_f - p_o \tag{3}$$

$$p_l^* = p_l - p_o \tag{4}$$

where p_o represents the total horizontal stress in the soil at the time of the pressure test. When its value is not specified in the geotechnical report, it is calculated by the relationship (5):

$$p_o = u + \sigma'_{vo} * K_o \tag{5}$$

where σ'_{vo} is the effective vertical stress in the soil at the level considered; u is the pore pressure at the same level; K_o is the coefficient of buoyancy of the soil at rest of the formation concerned, the value of which, in the absence of any other indication, may be taken as 0.5.

In addition to the classification of soils, this test is used to design the foundations of a structure. Table 1 summarises the classification of soils by means of the PMT.

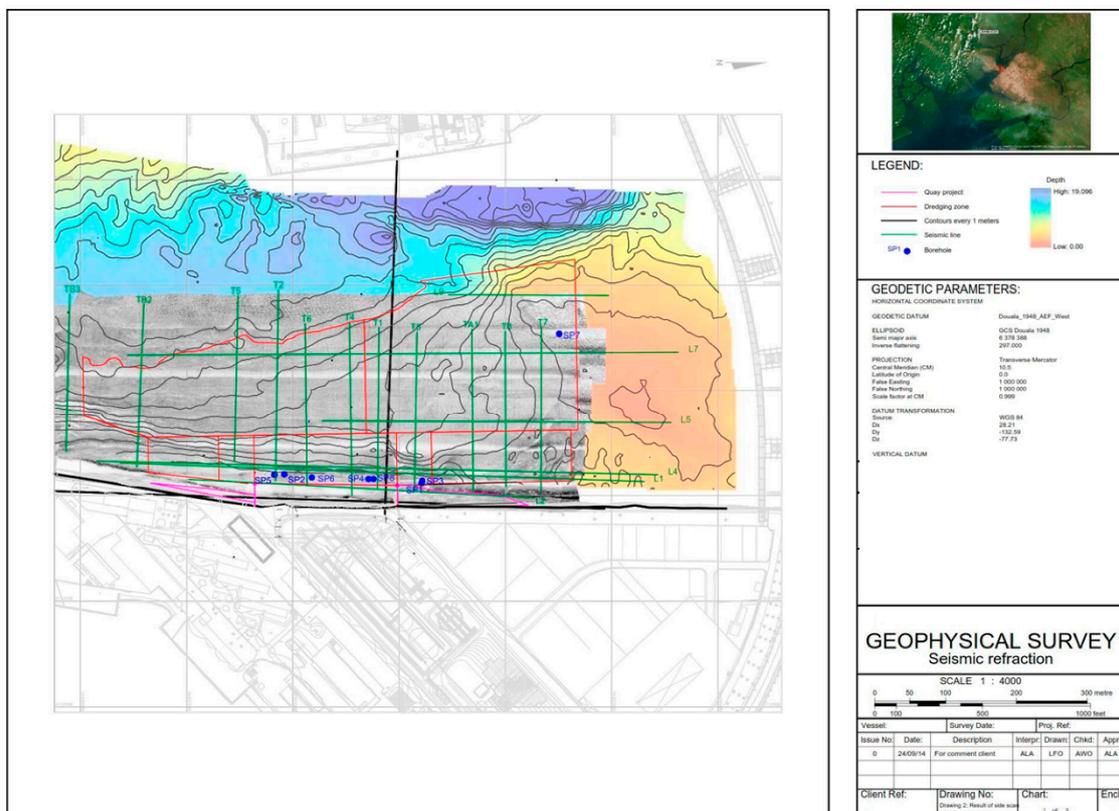
Table 1. Conventional soil categories from the PMT [8,13–15,30].

SOIL CLASS		NATURE of SOIL	LIMIT PRESSURE P1 (MPa)
CLAYS SILTS	A	Loose clay and silt	<0.7
	B	Solid clay and silt	1.2–2.0
	C	Solid to stony clay and silt	>2.5
SANDS AND GRAVELS	A	Loose	<0.5
	B	Moderately compact	1.0–2.0
	C	Compact	>2.5
CHALKS	A	Loose	<0.7
	B	Altered	1.0–2.5
	C	Compact	>3.0
MARLS, MARLY-LIMESTONES	A	Soft	1.5–4.0
	B	Compact	>4.5
STONES	A	Altered	2.5–2.40
	B	Fragmented	>4.5

4. Results and Discussion

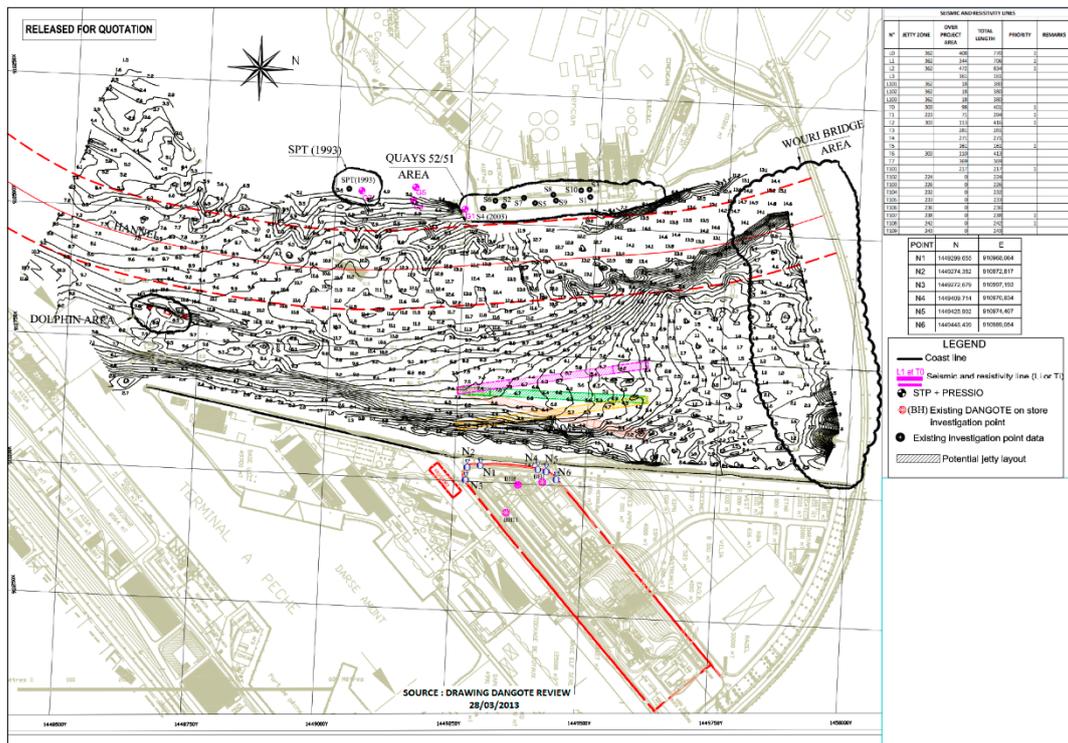
4.1. Riverbed Topography

Prior to seismic operations, side scan sonar and update bathymetry surveys were carried out (Figure 3). The results of bathymetry survey are presented in Figure 3a and side scan survey in Figure 3b.



(a)

Figure 3. Cont.



(b)

Figure 3. Bathymetric map. (a) Side Scan Sonar Survey of the Douala’s Estuary area from [35], modified; (b) Bathymetric map of the Douala’s Estuary area from [35].

The bathymetry survey shows a range of depth comprise between 0 and 19 m below the water level. We notice a maximum deepening in the North-West corner. The near shore refraction survey followed previous bathymetric and side scan sonar surveys, carried out in August 2014, evidencing two mains areas in the North East: the first one, with plant fragments at sea estuary, and the second one showing a punctual obstacle.

4.2. Seismic Sounding and Profiles

The Figure 4 shows the overlay of the bathymetric surveys and the layout of the 25 profiles listed in Tables 2 and 3 showing that, the study was carried out according to 25 seismic refraction profiles, 11 of which were transverse and 14 longitudinal.

The geodetic parameters and transformations used for the implementation of the profiles are summarised in Table 4.

Table 2. Coordinates of the transverse seismic profiles.

GEOPHYSICAL SURVEYS				
Coordinates of the Realised Profiles				
Transversal Lines				
Lines/Profiles	Start of Profile		End of Profile	
T1	910,940.95	1,449,419.4	910,710.53	1,449,421.7
T2	910,656.41	1,449,279.5	910,929.63	1,449,275.59
T3	910,944.06	1,449,471.7	910,717.15	1,449,474.93
T4	910,949.94	1,449,383.2	910,702.68	1,449,379.69
T5	910,901.23	1,449,217.3	910,665.33	1,449,222.55

Table 2. Cont.

GEOPHYSICAL SURVEYS					
Coordinates of the Realised Profiles					
Transversal Lines					
Lines/Profiles	Start of Profile		End of Profile		
T6	910,935.68	1,449,319.9	910,704.72	1,449,317.14	
T7	910,942.96	1,449,650.5	910,709.98	1,449,651	
T8	910,938.23	1,449,600.8	910,716.13	1,449,599.7	
TA1	910,944.6	1,449,554.8	910,713.04	1,449,552.84	
TB2	910,910.11	1,449,079.7	910,677.55	1,449,089.42	
TB3	910,887.71	1,448,979.9	910,662.64	1,448,984.86	
Number of profiles realized			11		

Table 3. Coordinates of the longitudinal seismic profiles.

Longitudinal Lines					
Lines	Profile	Start of Profile		End of Profile	
L1	1st profile	910,930.55	1,449,795.66	910,926.8	1,449,555.46
	2nd profile	910,934.16	1,449,544.78	910,932.89	1,449,311.97
	3rd profile	910,931.3	1,449,298.61	910,904.2	1,449,056.47
L2	1st profile	910,953.03	144,449,639	910,949.97	1,449,406.84
	2nd profile	910,949.84	1,449,381.27	910,927.41	1,449,152.69
L4	1st profile	910,920.59	1,449,815.5	910,924.06	1,449,558.62
	2nd profile	910,911.86	1,449,544.46	910,921.15	1,449,312.39
	3rd profile	910,916.56	1,449,252.8	910,901.6	1,449,022.78
L5	1st profile	910,846.66	1,449,833.82	910,849.63	1,448,602.29
	2nd profile	910,847.75	1,449,576.22	910,844.48	1,449,341.64
L7	1st profile	910,745.75	1,449,844.45	910,747.71	1,449,612.96
	2nd profile	910,747.57	1,449,596.55	910,746.33	1,449,363.16
	3rd profile	910,748.12	1,449,253.09	910,749.59	1,449,066.67
L9	1st profile	910,663.18	1,449,519.53	910,664.54	1,449,746.14
Number of profiles realized			14		

Table 4. Geodetic parameters and transformations [36–38].

Local Datum Geodetic Parameters	
Ellipsoid	International 1924
Semi-major axis:	a = 6,378,388.000 m
Inverse Flattening:	1/f = 297.00
Datum Transformation Parameters from international 1924 to Local Datum	
Shift dX: −28.209999 m	Rotation rX: 0 arcsec
Shift dX: 132.589996 m	Rotation rY: 0 arcsec
Dy:	
Shift dZ: 77.730003 m	Rotation Rz: 0 arcsec

Table 4. Cont.

Local Datum Geodetic Parameters	
Project Projection Parameters	
Map Projection:	Universal Transverse Mercator
Grid System:	UTM Zone 31
Org Scale:	0.999
1 parallel:	33°00'00"
2 parallel:	45°00'00"
Longitude:	10°30'00"
Latitude:	00°00'00"
False Easting:	1,000,000 m
False Northing:	1,000,000 m
Units:	Meter

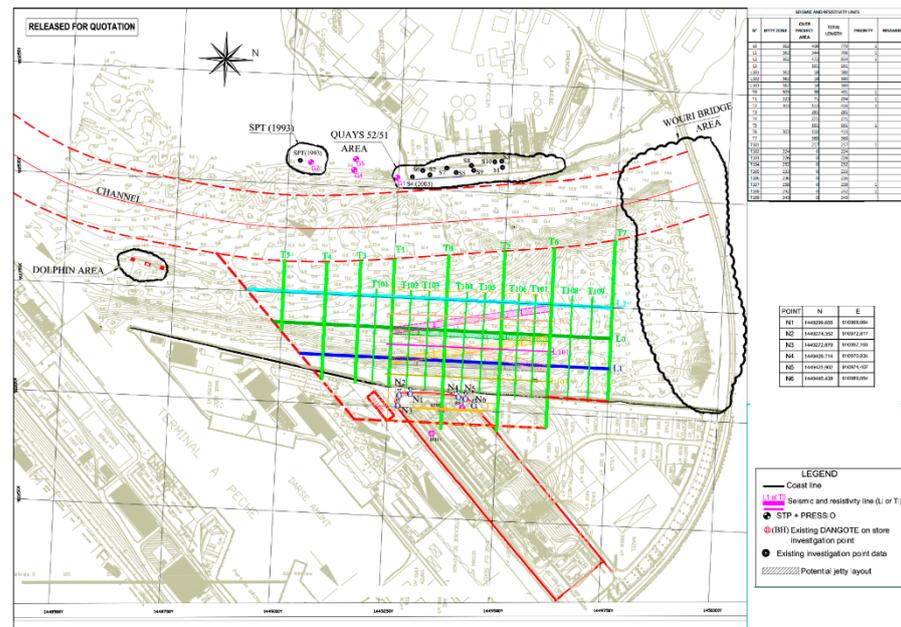


Figure 4. Layout of the seismic profiles.

4.3. Velocity Calculations

The seismic compressional velocities, according to Table 5, are between 1520 and 1750 m/s for the entire network.

Table 5. Range of Vp.

Name arrays	L1.1	L1.2	L1.3	L2.1	L2.2	L4.1	L4.2
Velocity (m/s)	1520	1530	1530 to 1580	1530 to 1580	1530	1530 to 1540	1550
Name arrays	L4.3	L5.1	L5.2	L7.1	L7.2	L7.3	L9
Velocity (m/s)	1530	1530	1530	1530	1530 to 1570	1530 to 1750	1630
Name arrays	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
Velocity (m/s)	1520 to 1620	1520 to 1580	1520	1520	1520	1530	1530
Name arrays	T8	TA1	TB2	TB3			
Velocity (m/s)	1630	1530	1520	1530 to 1750			

4.4. Time-Distance Curves and Seismic Sections

The time-distance curves and the seismic sections obtained are presented in Figure 5. This figure shows that, the seismic compressional wave velocities can be divided into two ranges: the 1520 to 1580 m/s range is predominantly for the first arrivals (profiles L1, L2, L4, L5 and L7, L9, T2, T3, T4, T5, T6, T7, T8, TA1 and TB2) and the 1580 to 1750 m/s range is predominantly for the second arrivals (profiles L7, T1 and TB3).

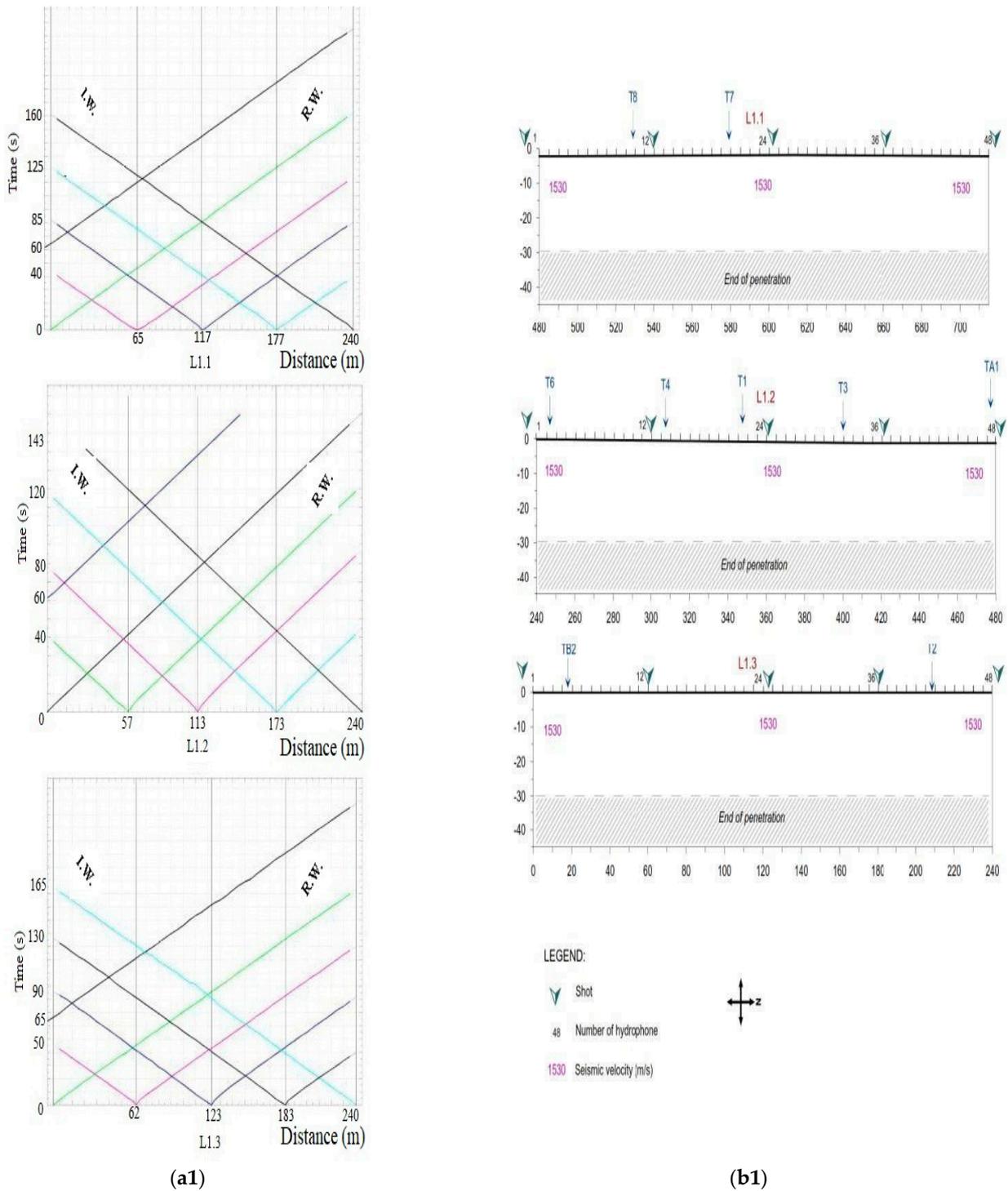
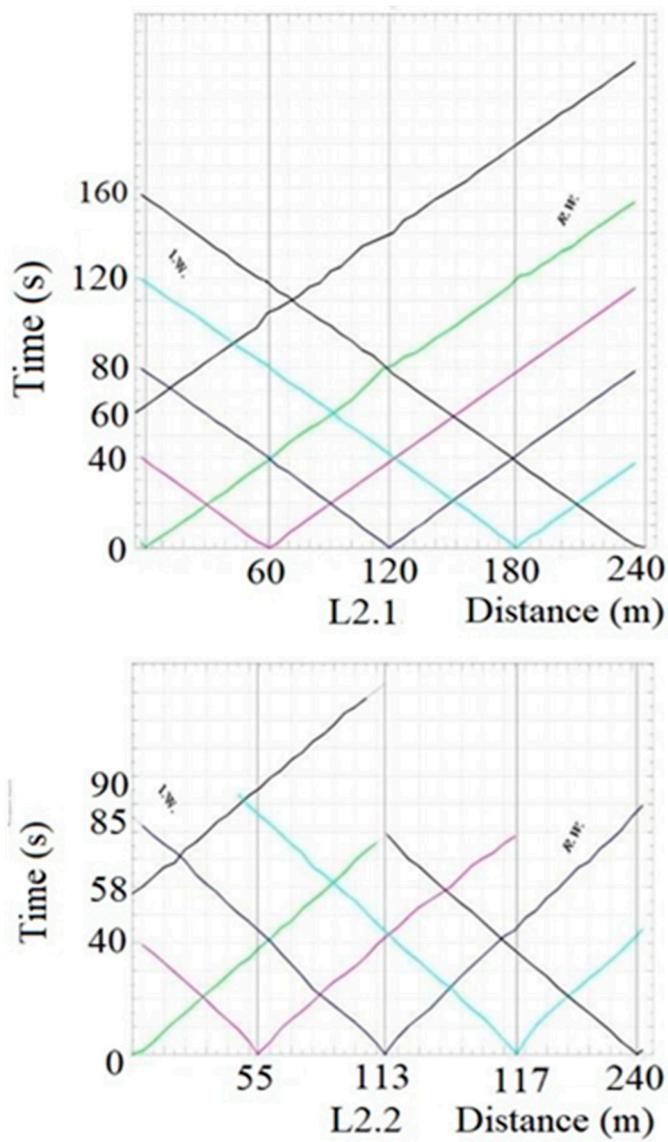
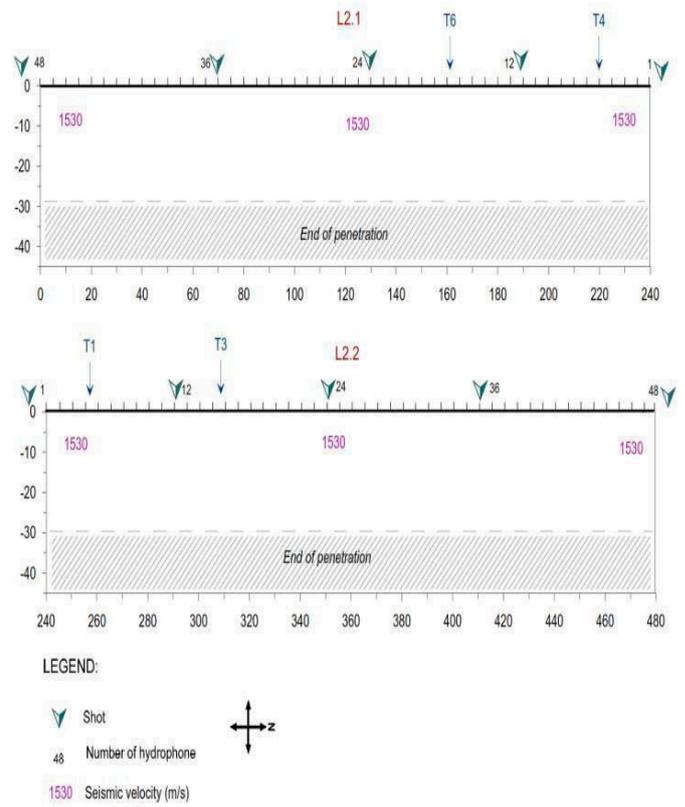


Figure 5. Cont.

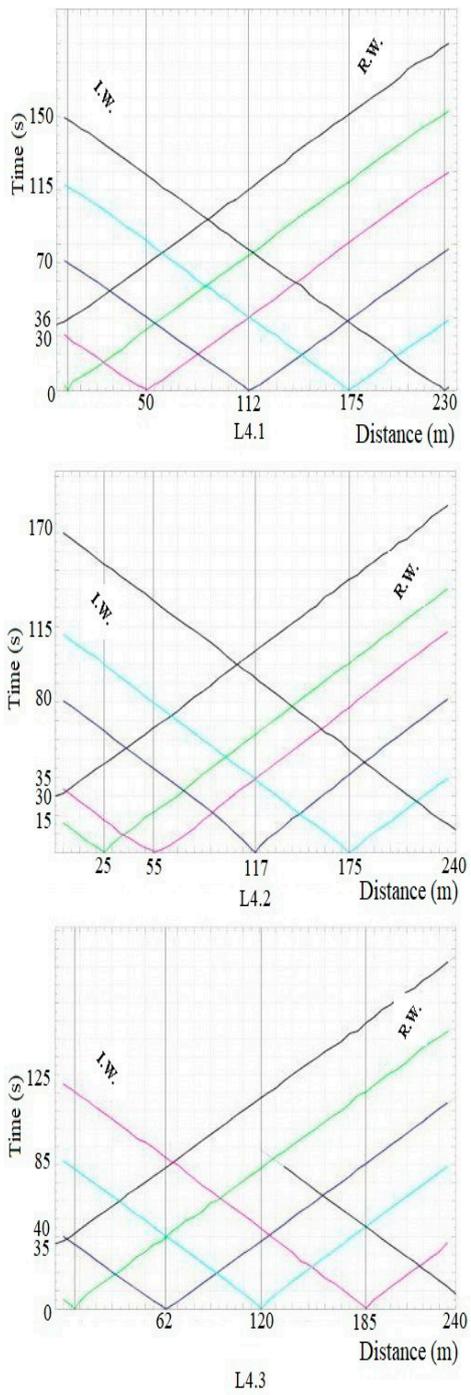


(a2)

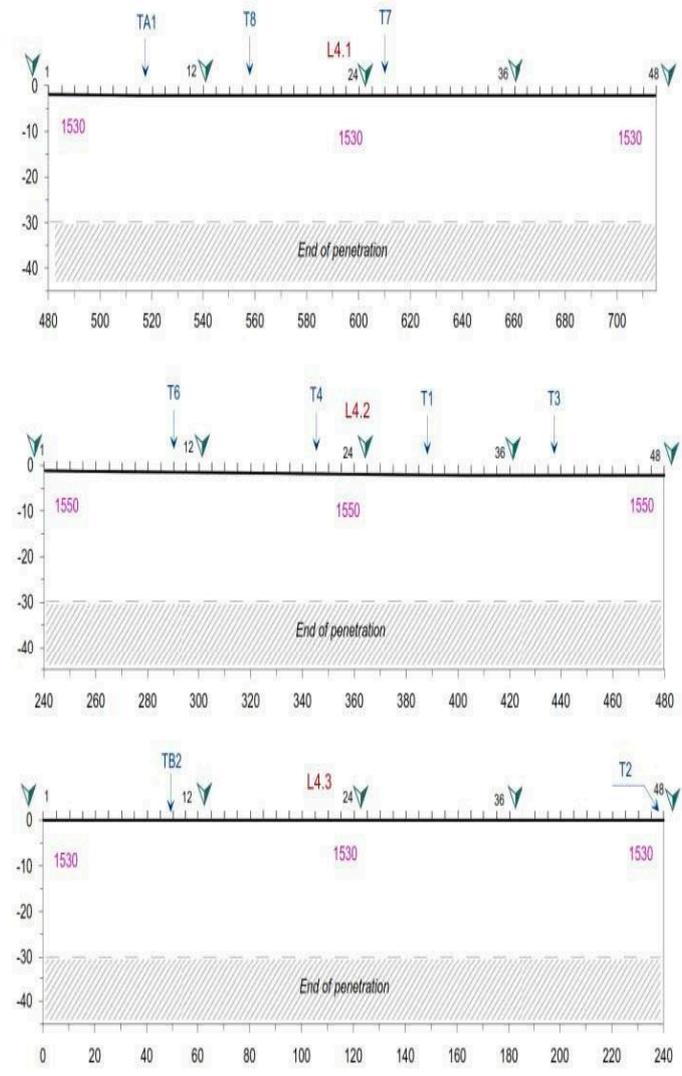


(b2)

Figure 5. Cont.



(a3)



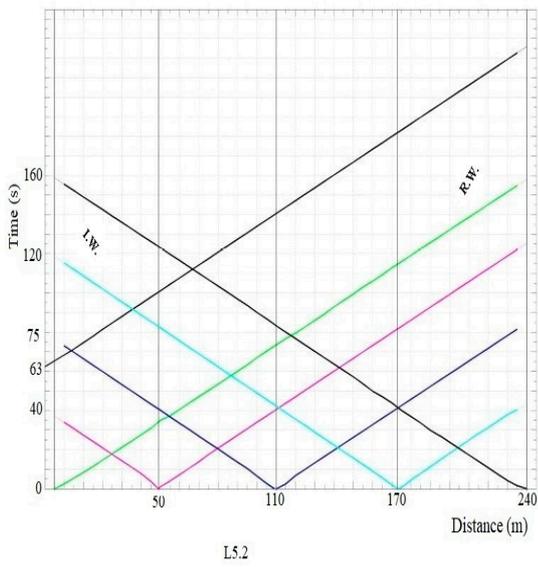
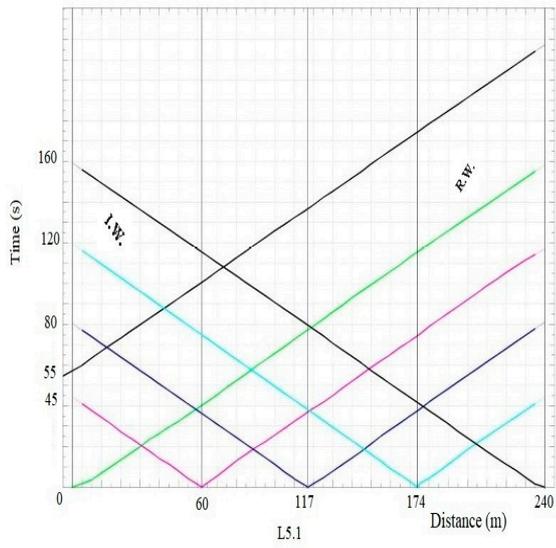
(b3)

LEGEND:

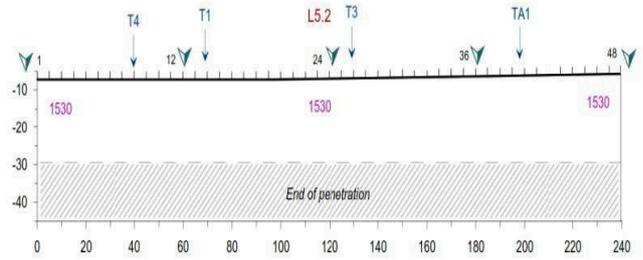
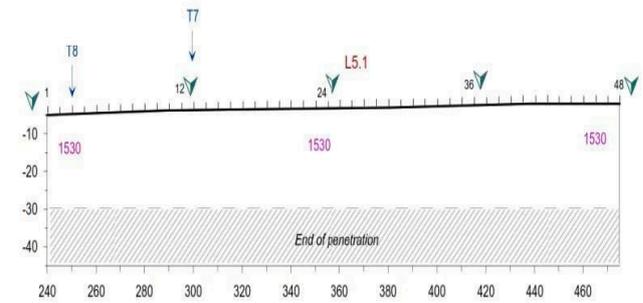
-  Shot
- 48 Number of hydrophone
- 1530 Seismic velocity (m/s)



Figure 5. Cont.



(a4)



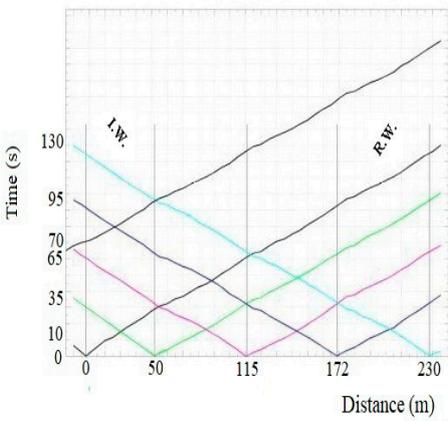
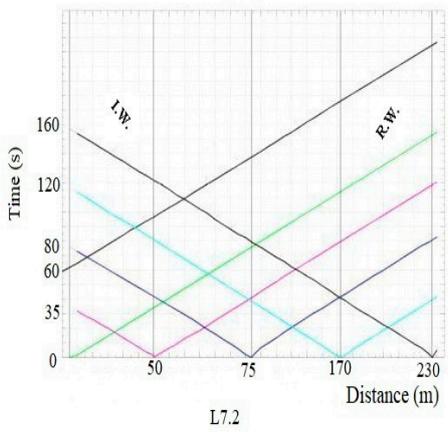
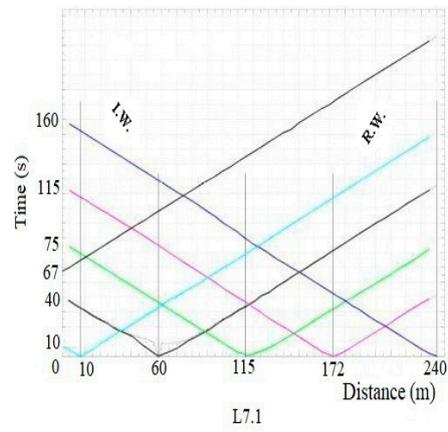
LEGEND:

- Shot
- 48 Number of hydrophone
- 1530 Seismic velocity (m/s)

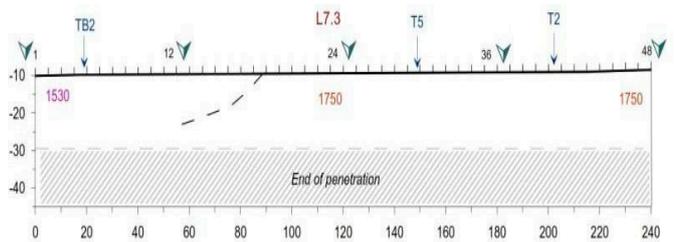
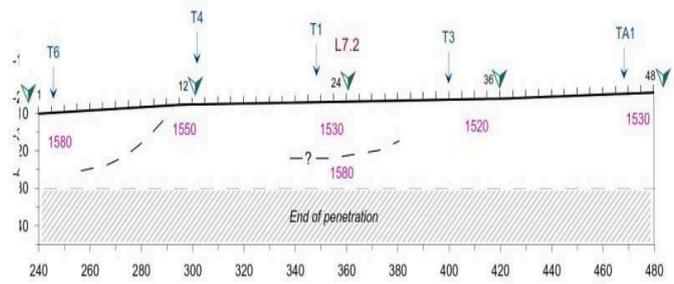
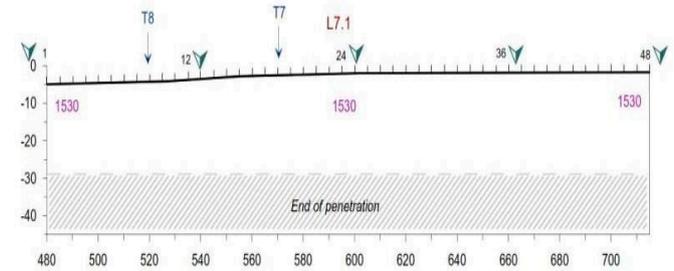


(b4)

Figure 5. Cont.



(a5)



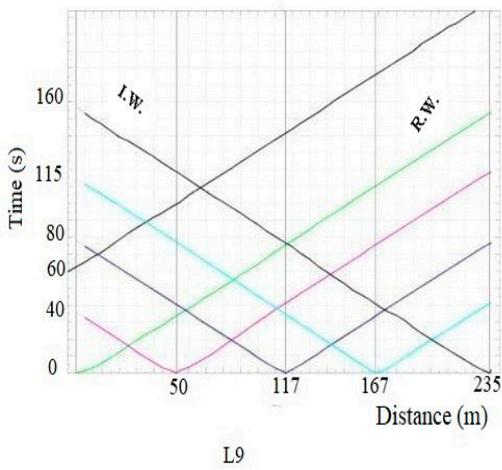
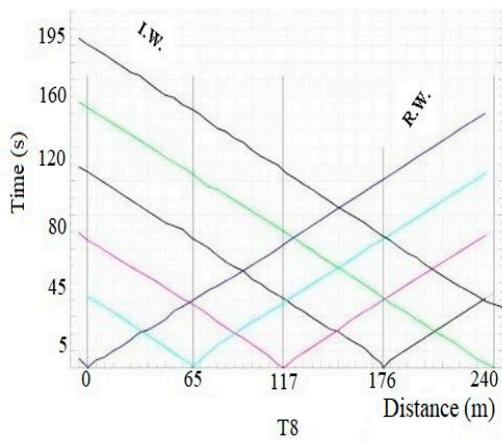
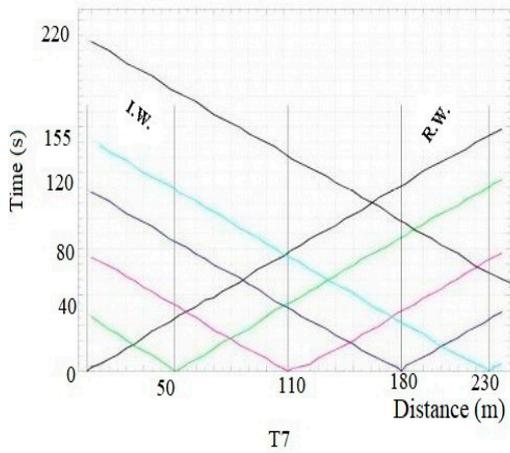
LEGEND:

- Shot
- 48 Number of hydrophone
- 1530 Seismic velocity (m/s)

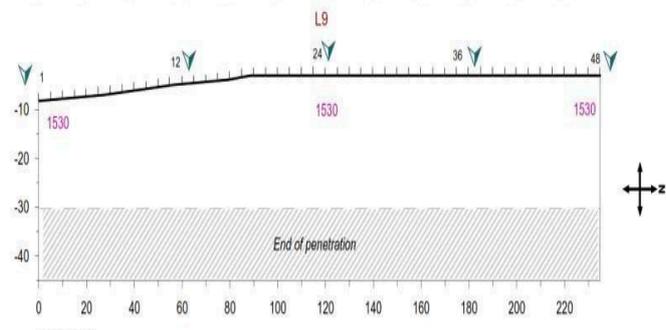
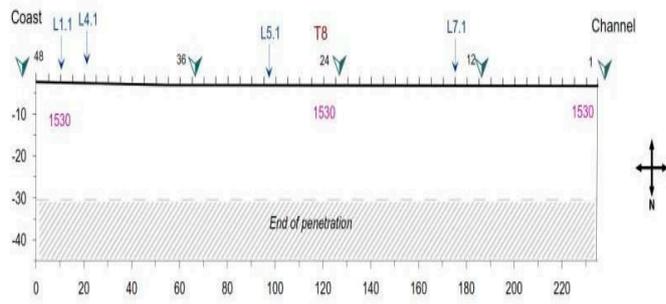
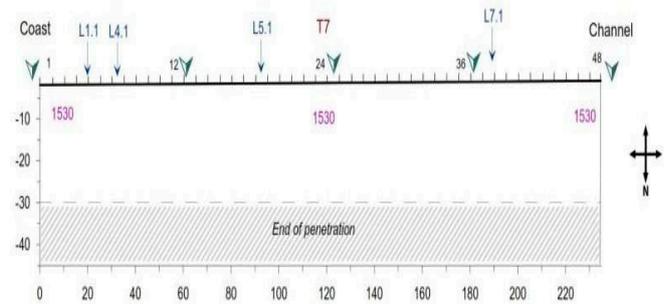


(b5)

Figure 5. Cont.



(a6)

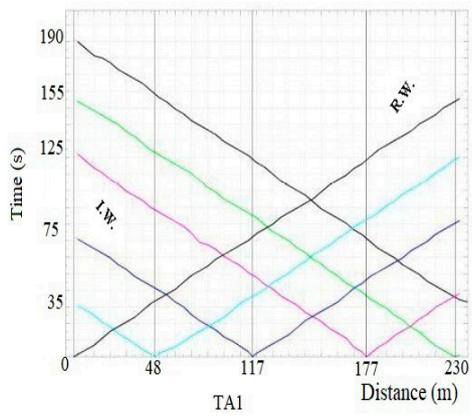
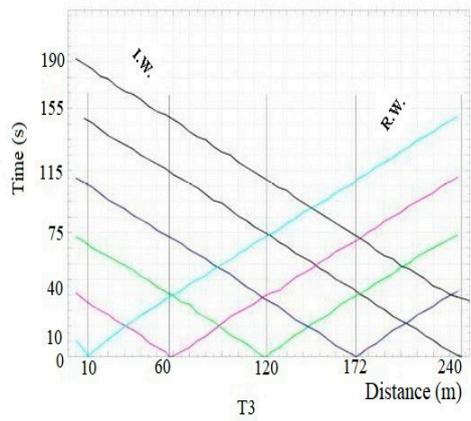
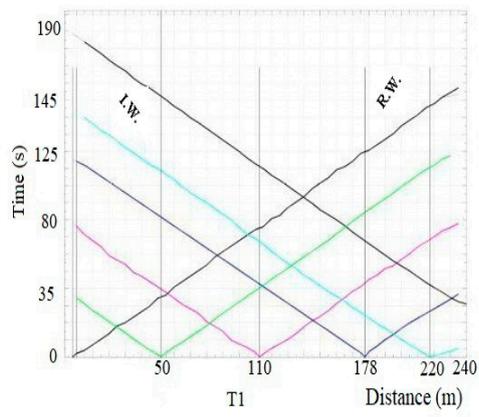


LEGEND:

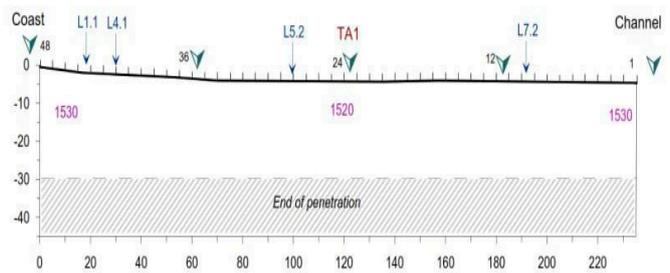
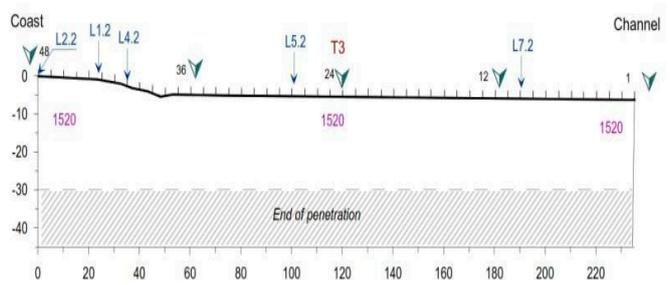
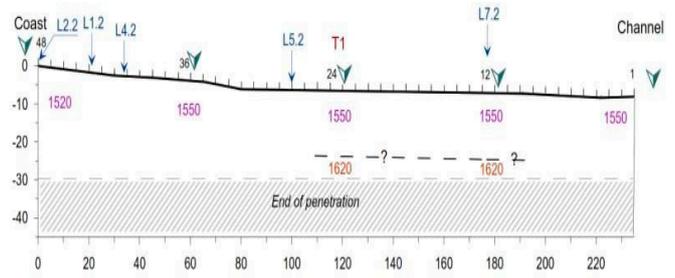
- Shot
- 48 Number of hydrophone
- 1530 Seismic velocity (m/s)

(b6)

Figure 5. Cont.



(a7)



LEGEND:

Shot

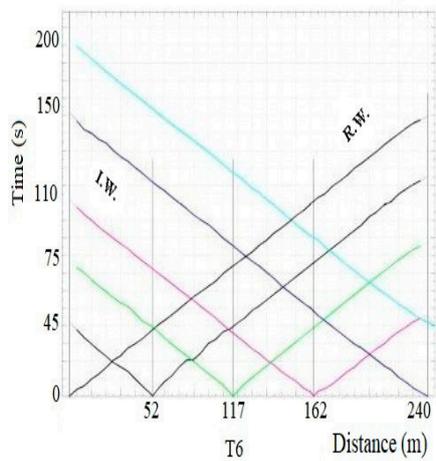
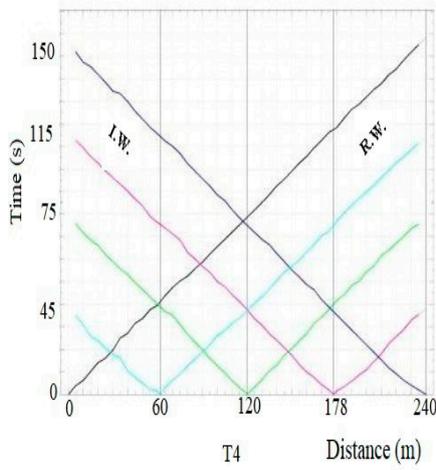
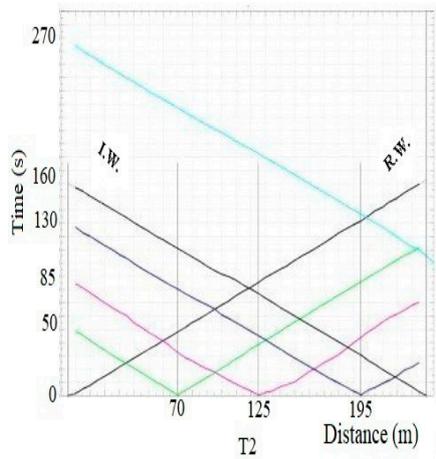
48 Number of hydrophone

1530 Seismic velocity (m/s)

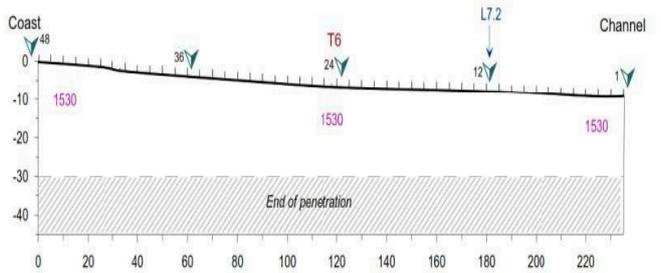
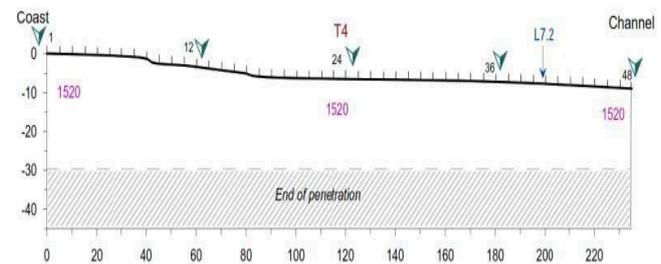
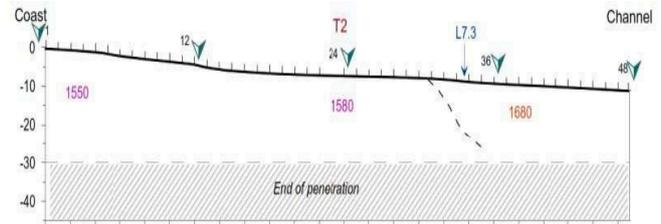


(b7)

Figure 5. Cont.



(a8)



LEGEND:

- Shot
- 48 Number of hydrophone
- 1530 Seismic velocity (m/s)



(b8)

Figure 5. Cont.

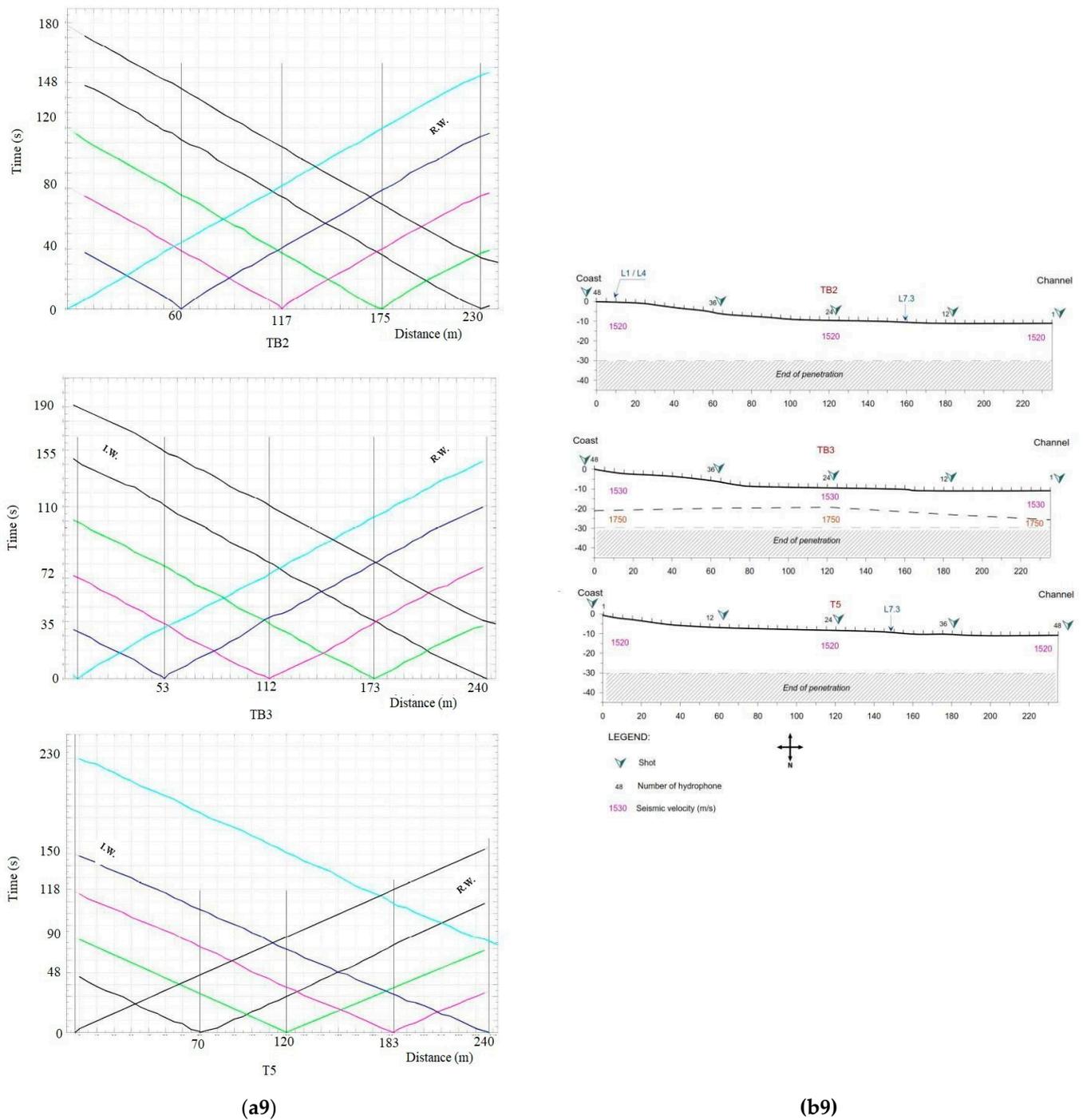


Figure 5. Time-distance curves of the seismic profiles and seismic section. (a) seismic profiles, (b) Seismic sections.

4.5. Determination of Investigation Depths and Seismic Velocities

For the profiles where only the first wave of velocities was collected, the calculations of the investigation depths were made on the basis of the assumption of a two-layer soil model with an average velocity of 1530 m/s for the first terrain and a maximum velocity of 1750 m/s for the second terrain, showing terrains from 0 to 25 m and more than 25 m, respectively [39–41] (Figure 6).

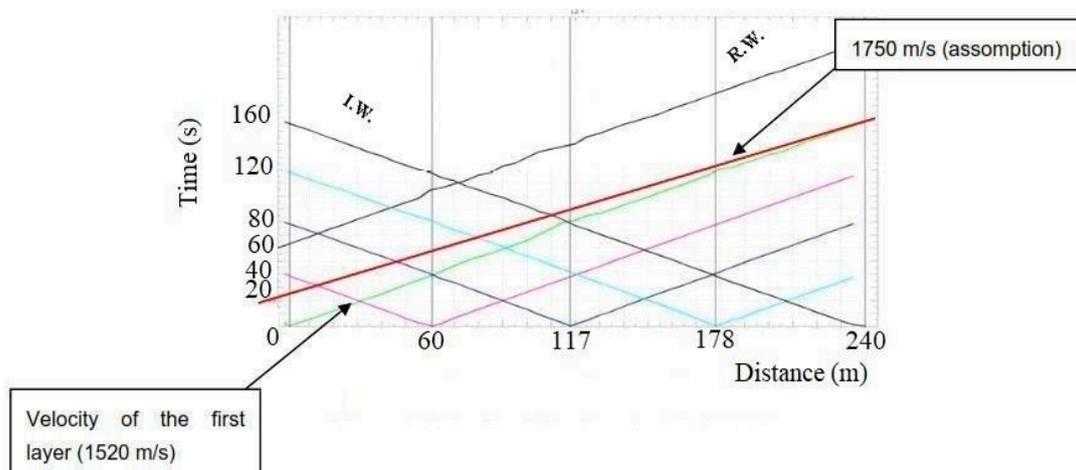


Figure 6. Principle of the theoretical calculation.

4.6. Material Identification

The combination of the seismic refraction results (Table 6) shows that the are similar to mud and loose sediments while the are similar to very loose sands and silts or compact clays [42].

Table 6. Typical P wave velocities for common materials.

Material	Vp (m/s)
Air	330
Water	1450–1530
loess	300–600
Soil	100–500
Sand(Loose)	200–2000
Sand (dry, loose)	200–1000
Sand (water saturated, loose)	1500–2000
Glacial Moraine	1500–2700
Sand & Gravel	400–2300
Clay	1000–2500
Estuarine mods/clay	300–1800
Floodplain alluvium	1800–2200
Sandstone	1400–4500
Mudstone	1600–5000
Limestone	1700–7000
Dolomite	2500–6500
Anhydrite	3500–5500
Shales	2000–4100
Granite	4600–6200
Basalt	5500–6500
Gneiss	3500–7600

4.7. Mechanical Borings

The layout of the boreholes is shown in Figure 7.

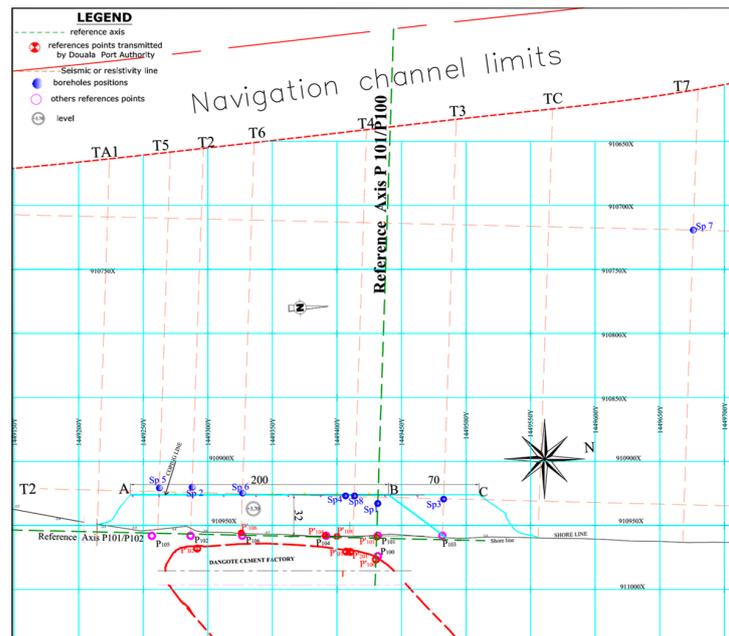


Figure 7. Layout of mechanical boreholes.

4.8. PMT Results

The PMT results obtained from the boreholes (Figure 8 and Table 7) show that, up to a depth of 42 m, the soils in the Wouri estuary are essentially sedimentary and consist of alternating sandy-clay and clayey-sand layers [42]. This heterogeneity is characterised by a strong dispersion of the pressure parameters. In fact, the limit pressure varies from 0.12 MPa to 2.93 MPa and the pressuremeter modulus from 0.6 MPa to 46.21 MPa.

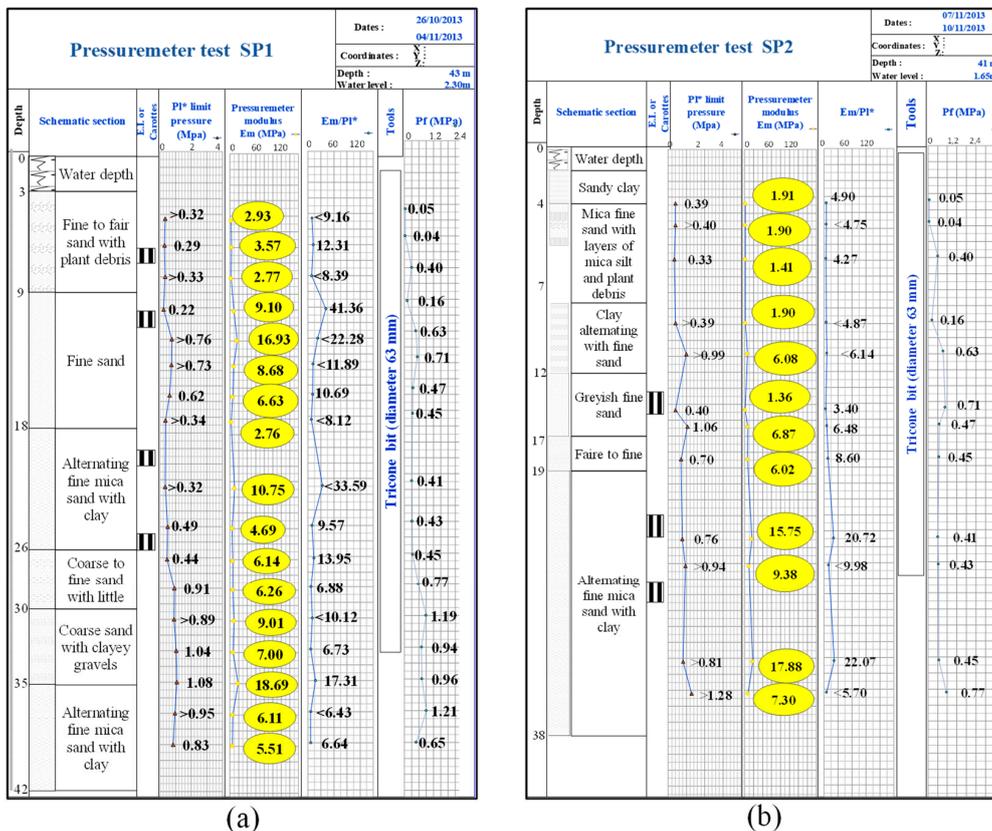
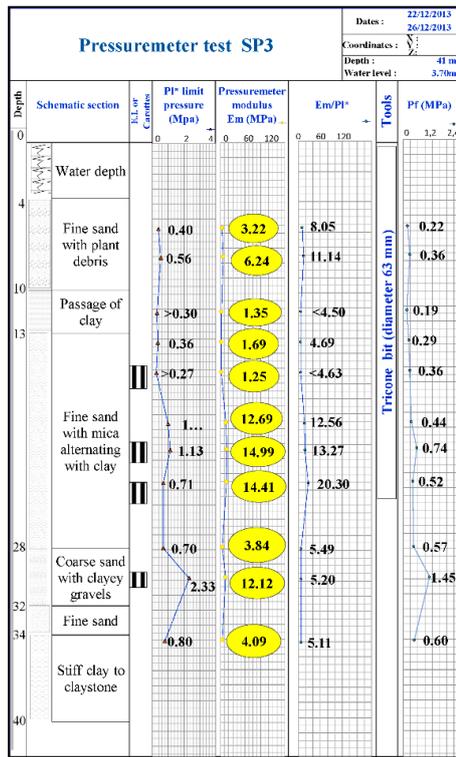
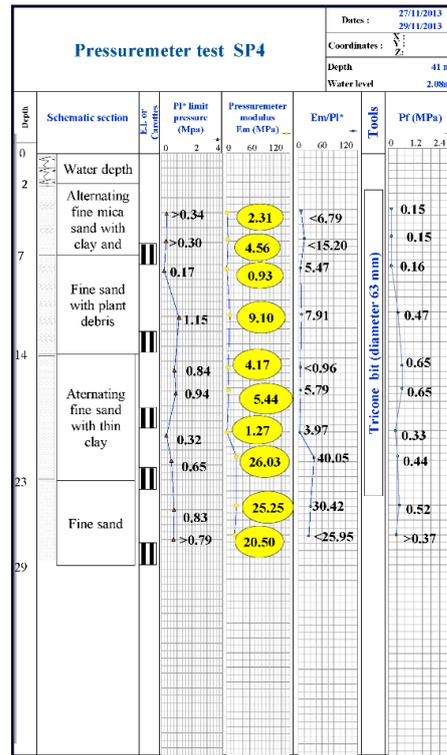


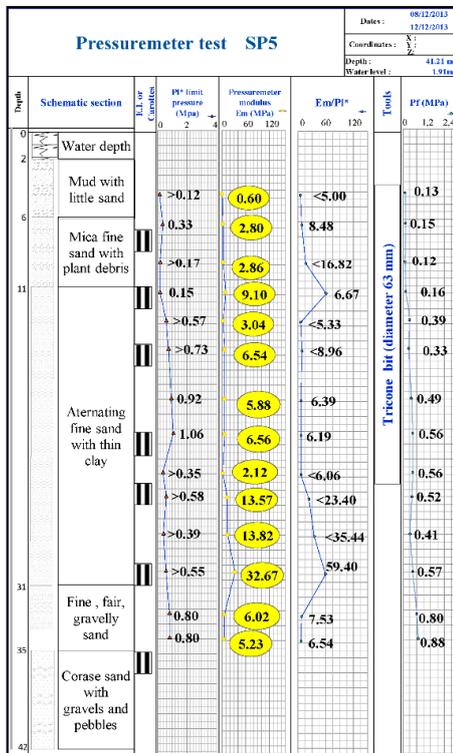
Figure 8. Cont.



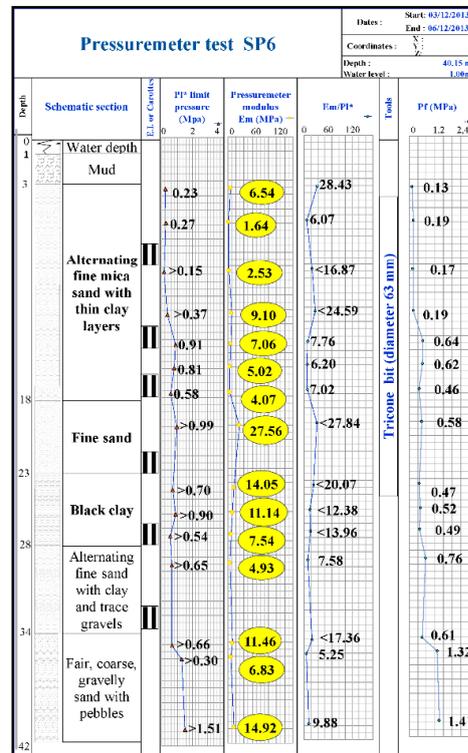
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure 8. Results of pressuremeter tests for all boreholes. (a–f) pressuremeter test to SP 1 to SP 5.

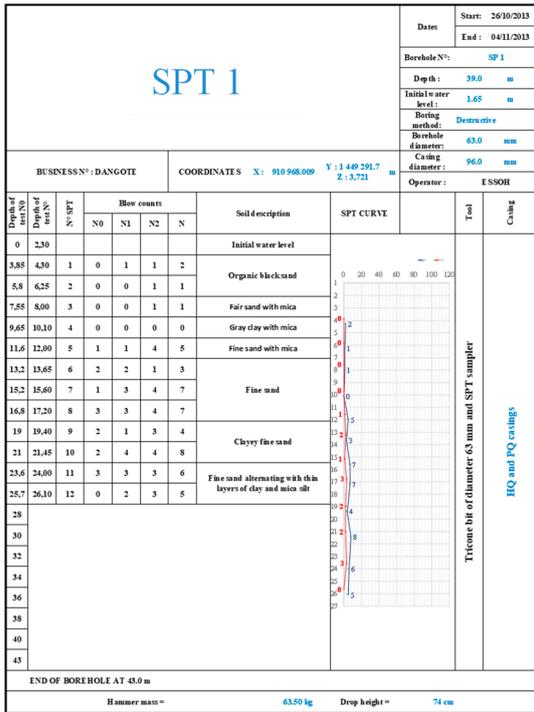
Table 7. Results of pressuremeter tests.

N°	Borehole N°	Depth (m)	Soil Description	Borehole Pressuremeter Testing		
				p_1^* (MPa)	EM (MPa)	EM/ p_1
1	SP1	2.30 to 9.00	Fine to fair sand with plant debris	0.29–0.33	2.77–3.57	8.39–12.13
2		9.00 to 18.00	Fine sand	0.22–0.76	2.76–16.93	8.12–41.36
3		18.00 to 26.00	Alternating fine mica sand with clay	0.32–0.49	4.69–10.75	9.57–33.59
4		26.00 to 30.00	Coarse to fine sand with little clay	0.89–0.91	6.26–9.01	6.88–10.12
5		30.00 to 36.00	Coarse sand with little gravels	1.04–1.08	7.00–18.69	6.73–17.31
6		36.00 to 42.00	Fine mica sand with thin clay layers	0.83–1.17	5.51–10.64	6.43–9.09
1	SP2	1.65 to 4.00	Sandy clay with mica fine sand	0.39	1.19	4.90
2		4.00 to 7.00	Mica fine sand with thin layers of mica silt and plant debris	0.33–0.40	1.41–1.90	4.27–4.75
3		7.00 to 12.00	Clay alternating with fine sand	0.39	1.90	4.87
4		12.00 to 16.50	Greyish fine sand	0.40–0.90	6.08–1.36	3.40–6.14
5		16.50 to 19.00	Fair to fine sand	0.70	6.02	6.48
6		19.00 to 38.00	Alternating fine mica sand with clay	0.70–1.28	6.02–17.88	5.70–22.07
1	SP3	3.7 to 10.00	Fine sand with plant debris	0.4–0.56	3.22 and 6.22	8.05–11.14
2		10.00 to 13.00	Clay	0.3–0.36	1.35 and 1.69	4.50–4.60
3		13.00 to 28.00	Fine mica sand alternating with clay	0.3–0.36	1.35–1.69	4.50–4.60
4		12.00 to 16.50	Greyish fine sand	0.27–1.13	1.25–14.99	5.49–20.30
5		28.00 to 32.00	Coarse, gravelly sand	2.33	12.12	5.20
6		32.00 to 34.00	Fine sand	0.8	4.09	5.11
7		34.00 to 41.00	Stiff clay to claystone	1.82–2.93	29.57–39.58	10.09–21.75
1	SP4	2.08 to 7.00	Fine mica sand alternating with clay	0.29–0.33	3.49–3.99	10.58–13.76
2		7.00 to 14.00	Fine sand with plant debris	0.16–1.07	1.26–9	7.88–8.50
3		14.00 to 23.00	Fine sand alternating with thin clay layers	0.28–0.89	1.24–46.21	4.43–61.61
4		23.00 to 29.00	Fine sand	0.77–0.81	23.21–32.44	28.65–42.13
1	SP5	1.91 to 6.00	Marine mud with little sand	0.12	0.60	5.00
2		6.00 to 11.00	Mica fine sand with plant debris	0.15–0.33	2.80–9.10	8.84–60.67
3		11.00 to 32.00	Fine sand alternating with thin clay layers	0.55–1.06	2.12–32.67	5.33–59.40
4		32.00 to 35.00	Mixture of fine fair, gravelly sand with little clay	0.80	5.23	6.54
5		35.00 to 42.00	Coarse sand with gravel and cobbles	1.16–1.33	5.66–11.70	4.88–8.80
1	SP6	3.00 to 18.00	Mica fine sand alternating with thin clay layers	0.15–0.91	1.64–9.10	6.07–24.59
2		18.00 to 23.00	fine sand	0.99	27.56	27.84
3		23.00 to 28.00	clay	0.54–0.90	7.54–14.05	12.38–20.07
4		28.00 to 34.00	Alternating fine sand with clay and trace gravels	0.65	4.93	7.58
5		34.00 to 40.00	Mixture of fair, coarse, gravelly sand with cobbles	0.61–1.41	6.83–14.92	5.25–17.36

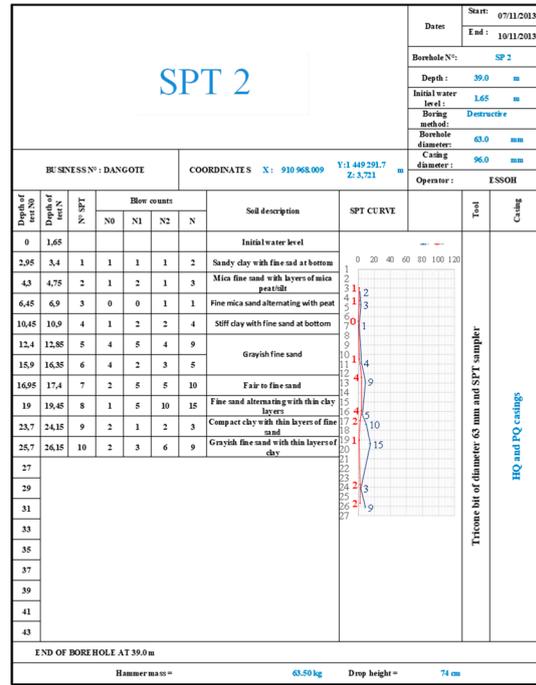
4.9. SPT Results

The results obtained from SPT are summarised in Figure 9 and in Table 8. Similar to the pressuremeter tests results, the SPT confirm the sedimentary nature of the soil, as well as the alternation of sandy-clayey and sandy-clayey soils; in addition, a strong mechanical

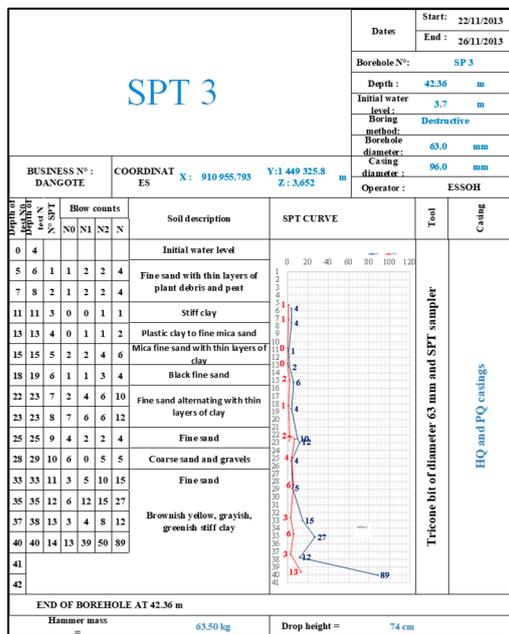
heterogeneity is observed, characterised by the strong variation of the number of cuts N, which ranges from 0 to 89.



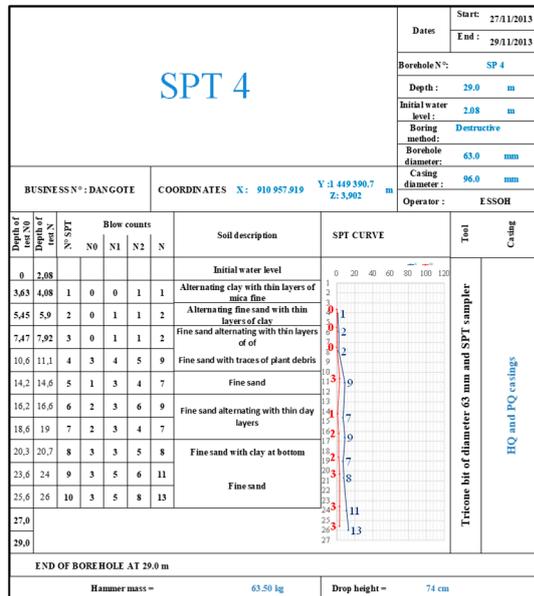
(a)



(b)

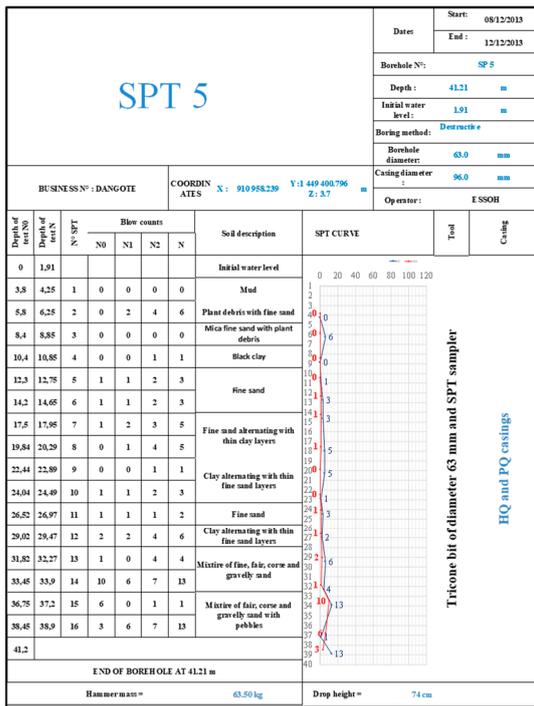


(c)

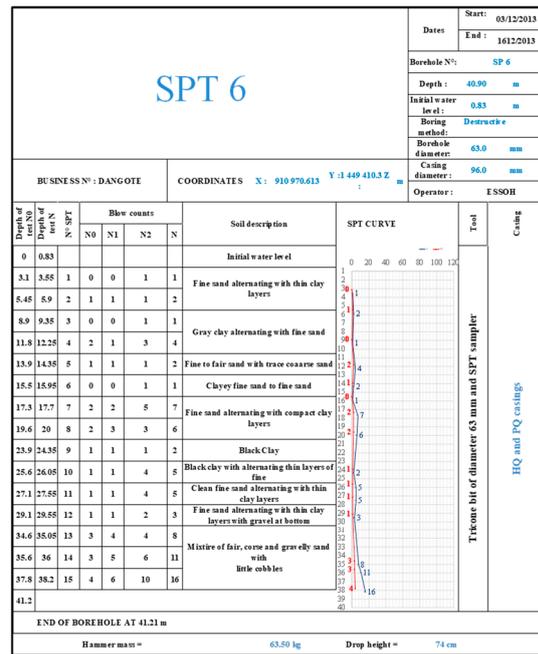


(d)

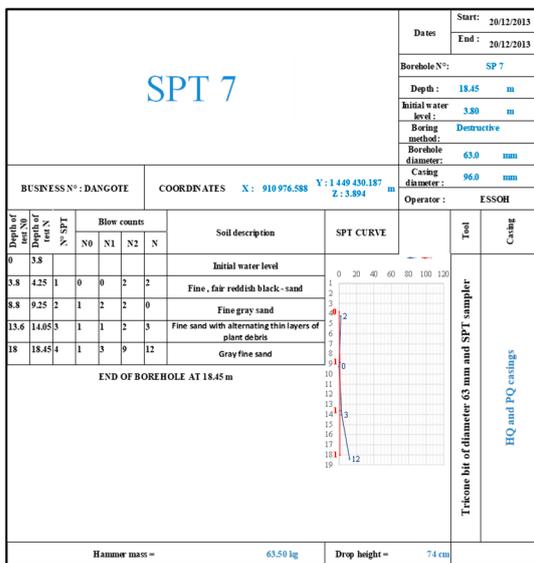
Figure 9. Cont.



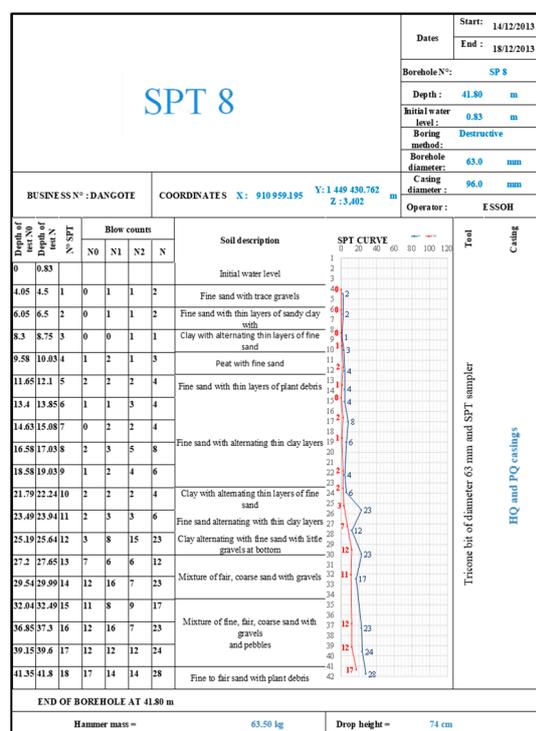
(e)



(f)



(g)



(h)

Figure 9. SPT soundings. (a–h) SPT 1 to SPT 8.

Table 8. Results of SPT.

N°	Borehole N°	Test Depth (m)	SPT Resistance N°	Nature of Soil	Classification	
					Granular Soil (1–5)	Cohesive Soil (A–F)
1	SP1	3.85–1.20	$1 \leq N \leq 2$	Fair sand with mica	1	
2		12.0–17.0	$3 \leq N \leq 7$	Fine sand with little mica	1–2	
3		17.0–26.0	$4 \leq N \leq 8$	Clayey fine sand to fine sand with thin clay layers	2	
1	SP2	2.985–6.90	$1 \leq N \leq 3$	Sandy clay to fine mica sand with peat		A–B
2		6.90–16.35	$4 \leq N \leq 9$	Stiff clay to fine sand		B–C
3		16.35–19.45	$10 \leq N \leq 15$	Fair to fine sand with thin clay layers	3	
4		19.45–24.15	$N = 3$	Compact clay with thin layers of fine sand		B
5		24.15–26.15	$N = 9$	Fine sand with thin layers of clay	2	
1	SP3	5.25–7.15	$N = 4$	fine sand thin layers of plant debris	2	
2		7.15–13.25	$2 \leq N \leq 6$	Clay to mica fine sand		B–C
3		13.25–25.29	$4 \leq N \leq 12$	Fine sand alternating with thin clay layers	2–3	
4		25.29–33.05	$5 \leq N \leq 15$	Coarse gravelly sand to fine sand	2.3	
5		33.05–4.06	$12 \leq N \leq 89$	Greenish stiff clay		D–F
1	SP4	3.63–4.08	$N = 1$	Clay with thin layers of fine sand	2	A
2		4.08–7.92	$N = 2$	Fine sand alternating with thin layers of clay and plant debris	4	
3		7.92–14.62	$7 \leq N \leq 9$	Fine sand	2	
4		14.62–20.71	$7 \leq N \leq 9$	Fine sand with thin clay layers	2	
5		20.71–26.01	$11 \leq N \leq 13$	Fine sand	3	
1	SP5		$N = 0$	Marine mud	1	
2			$0 \leq N \leq 6$	Fine sand with mica and plant debris	1–2	
3			$N \leq 1$	clay		A
4			$N \leq 3$	Fine sand	1	
5			$N \leq 5$	Fine sand alternating with thin layers of clay	2	
6			$1 \leq N \leq 3$	Clay alternating with thin layers of fine sand		A–B
7			$N \leq 2$	Fins sand	1	
8			$N \leq 6$	Clay alternating with thin layers of fine sand		B
9			$1 \leq N \leq 13$	Mixture of fairn gravelly sand with little cobbles	1–3	
1	SP6	3.1–5.9	$1 \leq N \leq 2$	Fine sand alternating with thin layers of clay	1	
2		5.9–12.28	$1 \leq N \leq 4$	Clay alternating with thin layers of fine sand		A–B
3		12.28–15.98	$1 \leq N \leq 2$	Clayey fine sand to fair sand with trace coarse sand		A
4		15.98–20.03	$6 \leq N \leq 7$	Fine sand alternating with thin compact clay layers	2	
5		20.03–26.06	$2 \leq N \leq 5$	Clay with thin layer of fine sand		B
6		26.06–29.56	$3 \leq N \leq 5$	Fine sand alternating with thin clay layers with gravels at botton	2	
7		29.56–38.24	$8 \leq N \leq 16$	Mixture of fair, coarse and gravelly sand with little cobble	2–3	

Table 8. Cont.

N°	Borehole N°	Test Depth (m)	SPT Resistance N°	Nature of Soil	Classification	
					Granular Soil (1–5)	Cohesive Soil (A–F)
1	SP7	3.8–4.25	N = 2	Fine, fair reddish black sand	1	
2		4.25–14.05	$3 \leq N \leq 4$	Fine sand with thin layers of plant debris	2	
3		14.05–18.45	N = 2	Gray fine sand	3	
1		4.05–6.50	N = 2	Fine sand with thin layers of clay with trace gravels	1	
2		6.50–8.75	N = 1	Clay with alternating thin layers of fine sand		A
3		8.75–10.03	N = 3	Peat with fine sand	2	
4		10.03–19.03	$4 \leq N \leq 8$	Fine sand with thin layers of clay with plant debris	2	
5		19.03–22.24	N = 4	Clay with thin layers of fine sand		B
6		22.24–23.94	N = 6	Fine sand alternating with thin clay layers	2	
7		23.94–25.64	N = 23	Clay with thin layers of fine sand		D
8		25.64–39.60	$12 \leq N \leq 24$	Mixture of fine, fair coarse and gravelly sand with little cobbles	3	
9		39.60–41.80	N = 28	Fine to fair sand with plant debris	3	

4.10. Laboratory Tests Results

Soil samples were taken during the pressuremeter tests and analysed for identification in the laboratory. Table 9 summarises the number of samples taken for each borehole and the depths explored.

Table 9. List of samples taken per borehole.

Borehole N°	N° of Samples	Depth (m)
Borehole SP1	4	UD1 (6.25 to 8.00)
		UD2 (10.10 to 11.10)
		UD3 (19.40 to 20.40)
		UD4 (6.25 to 8.00)
Borehole SP2	5	UD1 (7.65 to 9.20)
		UD2 (13.45 to 14.95)
		UD3 (20.20 to 23.70)
		UD4 (27.0 to 28.50)
		UD5 (35.50 to 37.00)
Borehole SP3	7	UD1 (7.65 to 9.20)
		UD2 (13.45 to 14.95)
		UD3 (20.20 to 23.70)
		UD4 (27.0 to 28.50)
		UD5 (34.75 to 36.25)
		UD6 (40.06 to 41.56)
		UD7 (40.86 to 42.36)

Table 9. *Cont.*

Borehole N°	N° of Samples	Depth (m)
Borehole SP4	5	UD1 (6.23 to 7.73)
		UD2 (12.42 to 13.92)
		UD3 (17.17 to 18.67)
		UD4 (22.06 to 23.56)
		UD5 (27.41 to 28.91)
Borehole SP5	8	UD1 (6.9 to 8.40)
		UD2 (11.0 to 12.50)
		UD3 (15.05 to 16.55)
		UD4 (21.24 to 22.74)
		UD5 (24.84 to 26.34)
		UD6 (30.52 to 32.02)
		UD7 (39.71 to 41.21)
		UD8 (39.71 to 41.21)
Borehole SP6	6	UD1 (7.10 to 8.60)
		UD2 (12.83 to 14.33)
		UD3 (16.18 to 17.68)
		UD4 (21.48 to 22.98)
		UD5 (26.41 to 27.91)
		UD6 (32.13 to 33.63)
Borehole SP7	0	
Borehole SP8	4	UD1 (2.55 to 8.60)
		UD2 (15.08 to 16.58)
		UD3 (25.04 to 27.14)
		UD4 (32.09 to 34.39)

The results of the laboratory tests are presented in Table 10, confirming the clayey and sandy nature of the soil revealed by the pressure and penetrometric soundings; moreover, they show that the earth pressure on the future building platform will be quite high, taking into account the wet density which varies from 1.28 t/m³ to 2.5 t/m³. The Atterberg limits of the clayey soils encountered show that they are plastic, which translates into a very high deformability and constitutes a poor anchoring ground for the foundations of the structure.

Table 10. Results of laboratory tests.

N°	Borehole N°	Depth (m)	MECHANICAL TEST					Type of Soil	N°	Borehole N°	Depth (m)	MECHANICAL TEST					Type of Soil	N°	Borehole N°	Depth (m)	MECHANICAL TEST					Type of Soil
			Atterberg Limits (%)		Density (T/m ³)							Atterberg Limits (%)		Density (T/m ³)							Atterberg Limits (%)		Density (T/m ³)			
			W _L	IP	Y _d	Y _h	Y _s					W _L	IP	Y _d	Y _h	Y _s					W _L	IP	Y _d	Y _h	Y _s	
1		4.00–5.00	Nm	Nm	1.11	1.61	2.62	Black Silty sand	1		7.65–9.20	Nm	Nm	1.21	1.66	2.62	Black silty sand	1		12.76–14.26	69.42	37.23	1.15	2.03	2.61	Grayish clay
2		10.10–11.10	57.6	33.7	0.69	1.28	2.55	Black muddy clay	2		13.45–14.95	Nm	Nm	1.47	1.92	2.65	Black coarse sand	2		20.50–22.0	60.6	28.1	1.15	1.64	2.64	Grayish muddy clayey sand
3	SP1	19.40–20.40	Nm	Nm	1.11	1.56	2.64	Black coarse sand	3	SP2	22.2–23.70	70.54	28.24	1.34	1.61	2.62	Grayish silty sand	3	SP3	23.34–24.84	Nm	Nm	1.17	1.58	2.63	Grayish coarse sand
4		25.00–26.00	Nm	Nm	1.29	1.69	2.67	Black coarse sand	4		27–28.50	52.92	21.93	1.08	1.47	2.45	Grayish silt	4		29.13–30.63	Nm	Nm	1.51	1.92	2.6	Grayish coarse sand
5		-	-	-	-	-	-	-	5		35.5–37	67.84	22.89	1.03	1.53	2.69	Drayish silty sand with gravels	5		34.74–35.19	53.6	24.4	1.34	1.85	2.62	Yellowish, gravelly clay
6		-	-	-	-	-	-	-	6		-	-	-	-	-	-	-	-		6	40.06–41.56	58.02	24.69	1.08	1.78	2.62
7	-	-	-	-	-	-	-	7	-	-	-	-	-	-	-	-	7	40.86–42.36	50.29	25.29	1.27	1.73	2.62	Grayish stiff clay		
1		6.23–7.7	Nm	Nm	1.47	1.86	2.64	Black coarse sand with plant debris	1		6.9–8.40	-	-	-	-	-	Black coarse sand with plant debris	1		7.1–8.6	Nm	Nm	1.22	1.68	2.66	Grayish coarse sand
2	SP4	12.42–13.92	Nm	Nm	1.12	1.47	2.64	Grayish fine sand	2	SP5	11.0–12.50	-	-	-	-	-	Grayish silty sand	2	SP6	12.83–14.33	38.88	20.7	0.84	1.48	2.61	Grayish, muddy clayey, sand
3		17.17–18.67	Nm	Nm	1.35	1.79	2.66	Grayish coarse sand	3		15.05–16.55	41.1	16.5	1.57	1.95	2.64	Grayish silty sand	3		16.18–17.68	Nm	Nm	1.53	2.02	2.65	Grayish coarse sand
4		22.16–29.56	Nm	Nm	1.43	1.92	2.62	Grayish coarse sand	4		21.24–22.24	Nm	Nm	1.06	1.67	2.52	Grayish silty sand	4		21.48–22.98	Nm	Nm	1.46	1.98	2.62	Grayish gravelly sand
5		27.41–28.91	Nm	Nm	1.35	1.98	2.64	Grayish coarse sand	5		24.84–26.64	66	24.3	0.98	1.45	2.49	Grayish compact silt	5		26.41–27.59	58.24	32.16	0.96	1.58	2.6	Grayish muddy clay
6	-	-	-	-	-	-	-	6		30.52–32	-	-	-	-	-	Grayish silty sand	6		36.09–37.59	Nm	Nm	1.36	1.94	2.68	Grayish coarse sand	
7	-	-	-	-	-	-	-	7		35.15–36.65	Nm	Nm	Nm	Nm	2.76	Rolled gravel	7	-	-	-	-	-	-	-		

5. Conclusions

The objective of this study is to determine and present the subsoil layers encountered as well as their characteristics, in order to define the best conditions for anchoring the foundations of the quays to be built in a sedimentary environment such as that of the Wouri, using seismic refraction, mechanical soundings and laboratory tests. The results of the seismic refraction studies are presented in the form of a lens and make it possible to define two groups of speeds: 1520 to 1580 m/s; 1580 to 1750 m/s. The low velocities characterise loose soils for the first arrival group without distinction between sand and clay layers. The second group characterises the compact formations, probably consisting of sand over the 30 m surveyed. The mechanical boreholes show an alternation of sandy clays and loose clays over the 42 m depths investigated. Seismic is not able to identify this alternation of layers, but we measured an average value characterising the loose formations. According to the objectives of the geophysical study and the calculated theoretical depth of investigation, there is no compact formation in the first 25 m in the bank area and in the first 15 m in the channel area. Finally, the study shows that the anchoring of the quay can only be considered from 30 m.

Author Contributions: Conceptualization, B.P.G.P., J.L.M., M.M.A.G., S.H.P.K., M.C.N., I.M.N., M.A.P.N., Y.C.M.S. and P.N.N.; Data Curation, B.P.G.P., J.D.K. and M.A.P.N.; Formal Analysis, J.D.K., J.L.M., M.M.A.G., M.C.N. and I.M.N.; Acquisition financing, B.P.G.P., S.H.P.K. and P.N.N.; Investigation, J.L.M., S.H.P.K., M.C.N., M.A.P.N., Y.C.M.S. and P.N.N.; Methodology, J.D.K., J.L.M., S.H.P.K., I.M.N. and M.A.P.N.; Project Administration, B.P.G.P. and P.N.N.; Resources, B.P.G.P., M.M.A.G., S.H.P.K. and Y.C.M.S.; Software, J.L.M., M.M.A.G., M.C.N., I.M.N. and M.A.P.N.; Framing, P.N.N.; Validation, J.D.K., I.M.N. and Y.C.M.S.; Visualization, M.M.A.G., M.C.N. and Y.C.M.S.; Drafting—original draft, B.P.G.P.; Drafting—revision & editing, J.D.K., B.P.G.P., J.L.M., M.M.A.G., S.H.P.K., M.C.N., I.M.N., M.A.P.N., Y.C.M.S. and P.N.N. All authors have read and agreed to the published version of the manuscript.

Funding: This research received no external funding.

Data Availability Statement: The data used are available at: Dangote. Dangote Cement Cameroon Technical Report; Dangote Douala-Cameroon Offices: Douala, Cameroon, 2014.

Conflicts of Interest: The authors declare no conflict of interest.

References

- Hartmann, J.; Ocel, J.M.; Wright, W.; Fuchs, P.; Adams, M. *I-90 Seaport Portal Tunnel Partial Ceiling Collapse Investigation: Adhesive Anchor Sustained Load Testing Results*; Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation: Washington, DC, USA, 2007; p. 82.
- El-Naggar, M. Enhancement of steel sheet-piling quay walls using grouted anchors. *J. Soil Sci. Environ. Manag.* **2010**, *1*, 69–76. [[CrossRef](#)]
- Ribeiro, L.; Santos-Ferreira, A. Vertical Harbour Quay Rehabilitation Using Ground Anchors. *Eng. Geol. Soc. Territ.* **2014**, *6*, 279–283. [[CrossRef](#)]
- The Queensland Government. Anchorage Area Design and Management Guideline Maritime Safety Queensland. 2019. Available online: <http://creativecommons.org/licences/by/4.0> (accessed on 12 April 2022).
- Ralph, A.A.; Derrick, J. *Middlemen of the Cameroons Rivers: The Douala and Their Hinterland*; Cambridge University Press: Cambridge, UK, 1999.
- Mbouombouo Ngapouth, I.; Meli'i, J.L.; Gweth Mbond, M.A.; Gounou Pokam, B.P.; Poufoune Koffi, Y.; Njock, M.C.; Pouth Nkoma, M.A.; Njandjock Nouck, P. Analysis of safety factors for roads slopes in central Africa. *Eng. Fail. Anal.* **2022**, *138*, 106359. [[CrossRef](#)]
- Njoh, A.J. *Planning in Contemporary Africa: The State, Town Planning, and Society in Cameroon*; Ashgate Publishing Ltd.: Farnham, UK, 2003; ISBN 0-7546-3346-2.
- Yerima Kfuban, B.P.; Van Ranst, E. *Major Soil Classification Systems Used in the Tropics: Soils of Cameroon*; Trafford Publishing: Bloomington, IN, USA, 2005; ISBN 1-4120-5789-2.
- Fossi, F.Y.; Pouvreau, N.; Brenon, I.; Onguene, R.; Etame, J. Temporal (1948–2012) and Dynamic Evolution of the Wouri Estuary Coastline within the Gulf of Guinea. *J. Mar. Sci. Eng.* **2019**, *7*, 343. [[CrossRef](#)]
- Healey, P. Building Institutional Capacity through Collaborative Approaches to Urban Planning. *Environ. Plan. A Econ. Space* **1998**, *30*, 1531–1546. [[CrossRef](#)]
- Goss, R.O. Economic policies and seaports: Are port authorities necessary? *Marit. Policy Manag.* **1990**, *17*, 257–271. [[CrossRef](#)]

12. Block, T.; Paredis, E. Urban development projects catalyst for sustainable transformations: The need for entrepreneurial political leadership. *J. Clean. Prod.* **2013**, *50*, 181–188. [CrossRef]
13. Fang, H.-Y. *Foundation Engineering Handbook Library of Congress Catalog*; Springer Science & Business Media: Berlin/Heidelberg, Germany, 1991; pp. 1–69. [CrossRef]
14. Schmidt, J.W.; Bennitz, A.; Täljsten, B.; Goltermann, P.; Pedersen, H. Mechanical anchorage of FRP tendons—A literature review. *Constr. Build. Mater.* **2012**, *32*, 110–121. [CrossRef]
15. O’Loughlin, C.; Richardson, M.D.; Randolph, M.F.; Gaudin, C. Penetration of dynamically installed anchors in clay. *Géotechnique* **2013**, *63*, 909–919. [CrossRef]
16. Brandl, H. Energy foundations and other thermo-active ground structures. *Géotechnique* **2006**, *56*, 81–122. [CrossRef]
17. Tang, H.; Wasowski, J.; Juang, C.H. Geohazards in the three Gorges Reservoir Area, China—Lessons learned from decades of research. *Eng. Geol.* **2019**, *261*, 105267. [CrossRef]
18. Spalding, M.; Kainuma, M.; Lorna, C. *World Atlas of Mangroves*; Earthscan: London, UK, 2010; ISBN 1-84407-657-1.
19. Esri. Topographic Basemap World Topographic Map. 2022. Available online: <https://www.arcgis.com/home/item.html?id=18d32a699af64bfba4e78eba5a4dd705> (accessed on 12 April 2022).
20. Fonteh, M.L.; Fonkou, T.; Fru, F.M.; Buleng, T.N.E.; Mbifung, L.C. Spatial Variability and Contamination Levels of Fresh Water Resources by Saline Intrusion in the Coastal Low Lying Areas of the Douala Metropolis-Cameroon. *J. Water Resour. Prot.* **2017**, *9*, 74107. [CrossRef]
21. Meyers, J.B.; Rosendahl, B.R.; Groschel-Becker, H.; James, A.; Austin, J.; Rona, P.A. Deep penetrating MCS imaging of the rift-to-drift transition, offshore Douala and North Gabon basins, West Africa. *Mar. Pet. Geol.* **1996**, *13*, 791–835. [CrossRef]
22. Ntamak-Nida, M.J.; Bourquin, S.; Makong, J.C.; Baudin, F.; Mpesse, J.E.; Ngouem, C.I.; Komguem, P.B.; Abolo, G.M. Sedimentology and sequence stratigraphy from outcrops of the Kribi-Campo sub-basin: Lower Mundeck Formation (Lower Cretaceous, southern Cameroon). *J. Afr. Earth Sci.* **2010**, *58*, 1–18. [CrossRef]
23. Njandjock Nouck, P.; Miyem, D.; Binyam-bi-Mpeck, A.; Atangana, Q.Y.; Ngos, S. Electrical and Geological Investigations to Conduct Petrophysical Study in Douala-Cameroon Sedimentary Basin. *Open J. Geol.* **2013**, *3*, 35136. [CrossRef]
24. Ndikum, E.N.; Tabod, C.T.; Koumetio, F.; Tatchum, N.; Victor, K. Evidence of Some Major Structures Underlying the Douala Sedimentary Sub-Basin: West African Coastal Basin. *J. Geosci. Environ. Prot.* **2017**, *5*, 77809. [CrossRef]
25. Wilmsen, M.; Fürsich, F.; Majidifard, M. An overview of the Cretaceous stratigraphy and facies development of the Yazd Block, western Central Iran. *J. Asian Earth Sci.* **2015**, *102*, 73–91. [CrossRef]
26. Randle, T.; Morris, G.; Whelan, M.; Baker, B.; Annandale, G.; Hotchkiss, R.; Boyd, P.; Minear, J.T.; Ekren, S.; Collins, K.; et al. Reservoir Sediment Management: Building a Legacy of Sustainable Water Storage Reservoirs. National Reservoir Sedimentation and Sustainability. 2019. Available online: <https://www.sedhyd.org/reservoir-sedimentation> (accessed on 12 April 2022).
27. WEDA’s Technical Report. Reservoir Dredging: A Practical Overview. WEDA. P.6. Available online: www.westernredging.org (accessed on 12 April 2022).
28. Stacoczny, A.; Błaszczak-Bąk, W.; Sobieraj-Żłobińska, A.; Motyl, W.; Wisniewska, M. Methodology for Processing of 3D Multibeam Sonar Big Data for Comparative Navigation. *Remote Sens.* **2019**, *11*, 2245. [CrossRef]
29. Telford, W.M.; Geldart, L.P.; Sherif, L.E. *Applied Geophysics*; Cambridge University Press: Cambridge, UK, 1990.
30. Ménard, T.L. The Ménard pressuremeter: Interpretation and application of the pressuremeter test results to foundation design. In *Techniques Louis Menard*; Menard Inc.: Wisconsin, WI, USA, 1975.
31. Bergado, D.T.; Khaledque, M.A.; Neeyapan, R.; Chang, C.C. Correlations of in situ tests in Bangkok subsoils. *Geotech. Eng.* **1986**, *17*, 1–37.
32. Hurbert, B.; Philipponnat, G.; Payant, O.; Zerhouni, M. *Fondations et Ouvrages en Terre*; EYROLLES: Paris, France, 2000.
33. Shuttle, D.A.; Jefferies, M.G. A practical geometry correction for interpreting pressuremeter tests in clay. *Géotechnique* **1995**, *45*, 549–553. [CrossRef]
34. Schnaid, F. *In Situ Testing in Geomechanics: The Main Tests*; Taylor and Francis: Oxford, UK, 2009.
35. Dangote. *Dangote Cement Cameroon Technical Report*; Dangote Douala-Cameroon Offices: Douala, Cameroon, 2014.
36. Soler, T.; Larry, D. Important Parameters Used in Geodetic Transformations. *J. Surv. Eng.* **1989**, *115*, 414–417. [CrossRef]
37. Ruffhead, A.; Brian, M.W. Introduction to Geodetic Datum Transformations and Their Reversibility. School of Architecture, Computing and Engineering. 2020. Available online: <http://www.researchgate.net/publication/339887497> (accessed on 12 April 2022).
38. Dix, C.H. Seismic velocities from surface measurements. *Geophysics* **1955**, *20*, 68–86. [CrossRef]
39. Bevc, D. Imaging complex structures with semirecursive Kirchhoff migration. *Geophysics* **1997**, *62*, 577–588. [CrossRef]
40. Fomel, S. Time-migration velocity analysis by velocity continuation. *Geophysics* **2003**, *68*, 1662–1672. [CrossRef]
41. Diament, M.; Dubois, J.; Cogne, J.P. *Géophysique Cours et Exercice Corrigés*, 4th ed.; DUNOD: Malakoff, France, 2011.
42. Aaron, S.T.; Bindeh, C.G.; Azinwie, A.G.; Fonge, B.A.; Likowo, L.L.; Mvondo-Ze, A.D.; Bih, C.V.; Cheo, E.S. Contribution of some water bodies and the role of soils in the physicochemical enrichment of the Douala-Edea mangrove ecosystem. *Afr. J. Environ. Sci. Technol.* **2013**, *7*, 336–349. [CrossRef]