

Parc d'activités du Mélantois

50 rue des Sorbiers

CS 20541 – 59815 LESQUIN CEDEX

☎ : 03.20.14.99.40 / 📠 : 03.20.13.84.32

💻 : conception.lille@fondasol.fr



AIRE SUR LA LYS (62)
Réalisation d'un port fluvial
Rue du Fort Gassion
Etude géotechnique **G2 PRO**

Suivi des modifications et mises à jour

FTQ.261-A

Rév.	Date	Nb pages	Modifications	Rédacteur	Contrôleur
				Nom, Visa	Nom, Visa
Prov	24/11/2017	78	Attente résultats labo	P. AUBRION 	L. PECOU 
A					
B					
C					

REV						REV					
PAGE	Prov	A	B	C		PAGE	Prov	A	B	C	
1	X					41	X				
2	X					42	X				
3	X					43	X				
4	X					44	X				
5	X					45	X				
6	X					46	X				
7	X					47	X				
8	X					48	X				
9	X					49	X				
10	X					50	X				
11	X					51	X				
12	X					52	X				
13	X					53	X				
14	X					54	X				
15	X					55	X				
16	X					56	X				
17	X					57	X				
18	X					58	X				
19	X					59	X				
20	X					60	X				
21	X					61	X				
22	X					62	X				
23	X					63	X				
24	X					64	X				
25	X					65	X				
26	X					66	X				
27	X					67	X				
28	X					68	X				
29	X					69	X				
30	X					70	X				
31	X					71	X				
32	X					72	X				
33	X					73	X				
34	X					74	X				
35	X					75	X				
36	X					76	X				
37	X					77	X				
38	X					78	X				
39	X					79					
40	X					80					

Sommaire

I. Présentation de notre mission	5
I.1. Mission selon la norme NF P 94-500	5
I.2. Synthèse de l'affaire	6
I.3. Données d'entrée	6
I.4. Programme d'investigation	6
I.5. Normes et règlements	7
I.6. Catégorie d'ouvrage	8
2. Description générale du site et approche documentaire géotechnique	9
2.1. Description générale du site	9
2.2. Contexte géologique du site	9
2.3. Enquête documentaire – Aléas géotechniques	9
2.4. Risque sismique	10
3. Résultats de la campagne d'investigations géotechniques	11
3.1. Nivellement des sondages	11
3.2. Description lithologique et caractéristiques géomécaniques	11
3.3. Relevés des niveaux d'eau	13
3.4. Reconnaissance de fondation	14
3.5. Essais en laboratoire	14
4. Application au projet	15
4.1. Description du projet	15
4.2. Principe généraux de construction	16
5. Etude de la capitainerie	18
5.1. Hypothèses et descentes de charges	18
5.2. Définition de la capacité portante des pieux en compression	19
5.3. Résistance intrinsèque des pieux enrobés	21
5.4. Prédimensionnement	23
5.5. Efforts horizontaux	23
5.6. Sujétions d'exécution pieux battus enrobés	25
5.7. Contrôle d'exécution	26
6. Etude du port à sec	27
6.1. Hypothèses et descentes de charges	27
6.2. Définition de la capacité portante des pieux en compression	28
6.3. Définition de la capacité portante des pieux en traction	29
6.4. Résistance intrinsèque des pieux enrobés	29
6.5. Efforts horizontaux	30
6.6. Sujétions d'exécution pieux battus enrobés	31
6.7. Contrôle d'exécution	32

7. Voiries et parkings	33
7.1. Portance du sol support	33
7.2. Couche de forme	33
8. Conclusion	35
Conditions Générales	36
Enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique (Norme NF P 94-500)	38
Classification des missions d'ingénierie géotechnique (Norme NF P 94-500)	39
ANNEXES	40
1. Plan de situation et de repérage des sondages	41
2. Coupes des sondages réalisés	44
3. Essais de pénétration statique réalisés	60
4. Reconnaissance de fondation	69
5. Essais en laboratoire	71
6. Capacité portante en compression des pieux BE (capitainerie)	72
7.1. Capacité portante en compression des pieux BE (port à sec)	74
7.2. Capacité portante en traction compression pieux BE (port à sec)	76

I. Présentation de notre mission

La ville d'AIRE SUR LA LYS (62) nous a confié la réalisation d'une étude géotechnique G2 PRO dans le cadre de l'aménagement d'un port fluvial situé rue du Fort Gassion à AIRE SUR LA LYS (62).

Cette mission géotechnique a été confiée à FONDASOL, suite à l'acceptation de notre devis référencé DE.NSO.17.08.021- Ind. A en date du 21/08/2017 et par votre lettre de commande datée du 11/09/2017.

I.1. Mission selon la norme NF P 94-500

Il s'agit d'une mission de type G2 PRO au sens de la norme NFP 94-500 (Missions Géotechniques Types).

Les objectifs de notre rapport sont de développer les points suivants :

- Résultats des investigations réalisées (plans d'implantation, coupes géologiques et diagrammes des essais in-situ, essais en laboratoire, reconnaissance de fondation),
- Définition des aléas géotechniques résiduels, le cas échéant,
- Synthèse géotechnique du site du projet,
- Modélisation, hypothèses et paramètres de calculs géotechniques,
- Prédimensionnement de solutions de fondation adaptée aux bâtiments/ouvrages (capitainerie et port à sec) projetés sur la base des descentes de charge fournies,
- Analyse du niveau bas de rez-de-chaussée des bâtiments projetés,
- Etude des pontons fixes et mobiles,
- Etude de la stabilité et défenses de berges (I coupe),
- Etude des « mise à l'eau »,
- Couche de forme sous voiries et parkings,
- Etude de l'interaction entre le projet et les existants,
- Prescriptions particulières de réalisation et de contrôle d'exécution des différents ouvrages géotechniques du projet.

Cette étude ne comprend pas l'estimation du coût et du délai d'exécution des ouvrages géotechniques du projet.

Seules les fondations de la capitainerie et du port à sec et les voiries du projet seront étudiées dans ce rapport. Les ouvrages portuaires seront étudiés à partir de la réception des essais de laboratoire actuellement en cours. Le présent document évoluera alors en conséquence.

I.2. Synthèse de l'affaire

Maîtrise d'ouvrage : VILLE D'AIRE SUR LA LYS

Maîtrise d'œuvre : INGEROP / BATI TECHNI CONCEPT / PARAL'AX

I.3. Données d'entrée

Pour mener à bien cette mission, les documents suivants nous ont été transmis :

- Cahier des charges de mission géotechnique G2 PRO daté du 15/06/17,
- Plan topographique du site sous format .dwg référencé n° TOP 03 du 13/04/17,
- Plan de rez-de-chaussée et coupes de la capitainerie sous format .dwg non daté et non référencé,
- Estimation des charges sur appuis de la capitainerie transmises par M. Surga de Bati Techni Concept par courriel le 24/10/17,
- Carnet de coupe détails du Port à Sec édité par Valétudes n°A17000-PRO-17-VAL-00X-PLA indice A du 13/11/2017,
- Carnet de coupe détails de la rampe de mise à l'eau édité par Valétudes n°A17000-PRO-17-VAL-00X-PLA indice A du 13/11/2017,
- Carnet de coupe des aménagements de berges édité par Valétudes n°A17000-PRO-17-VAL-00X-PLA indice A du 13/11/2017.

I.4. Programme d'investigation

En référence à notre proposition DE.NSO.17.08.021- Ind. A, nous avons réalisé la campagne d'investigation suivante :

- 3 sondages pressiométriques notés SPI à SP3 descendus à 20.0 m de profondeur sous le niveau du terrain actuel, avec 14 essais pressiométriques,
- 8 essais de pénétration statique à la pointe électrique notés PSI à PS8 descendus à 20.0 m de profondeur sous le niveau du terrain actuel ou au refus,
- 4 sondages de reconnaissance lithologique notés R1 à R4 descendus à 20.0 m de profondeur sous le niveau du terrain actuel, en étalonnage des essais PSI, PS3, PS6 et PZ7,

- Mise à profit de ces reconnaissances pour le prélèvement d'échantillons intacts sur les 4 premiers mètres pour la réalisation d'essais en laboratoire (actuellement en cours) :
 - 8 mesures de la teneur en eau
 - 8 mesures de la valeur au bleu de méthylène
 - 8 analyses granulométriques
 - 4 mesures de la densité apparente
 - 4 essais de cisaillement rectiligne à la boîte CD
- Mise à profit des sondages de reconnaissance lithologique pour la pose d'équipements piézométriques notés PZI à PZ4 descendus à 10.0 m de profondeur sous le niveau du terrain actuel,
- vacation d'un technicien pour la réalisation de 1 fouille de reconnaissance de fondation, notées RFI réalisées manuellement.

I.5. Normes et règlements

La conception et les calculs justificatifs des ouvrages géotechniques sont menés d'après les documents suivants :

- Fondations pour le bâtiment :

Norme (NF) P 94-262, juillet 2012, Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes

Norme (NF) EN 12699, juillet 2015, Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Pieux avec refoulement du sol

Norme (NF) EN 12063, août 1999, Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Rideaux de palplanches

- Ouvrages de soutènement :

Norme Française (NF) P 94-282, mars 2009, Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 - Ouvrages de soutènement - Ecrans

- Terrassements et couche de forme sous voirie :

Guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme SETRA/LCPC, juillet 2000, (dénommé ci-après GTR 2000)

En complément, les règlements et normes suivants ont été utilisés :

Norme NF EN 1990 : Eurocode 0 - Bases de calcul des structures avec son Annexe nationale et son amendement, avec son Annexe nationale NF EN 1990/A1/NA

Norme NF EN 1997-1 : Eurocode 7 - Calcul géotechnique, et son annexe nationale NF EN 1997-1/NA

NF EN 1992-1-1, Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, avec son Annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA

NF EN 1993-1-1, Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-1 :
Règles générales et règles pour les bâtiments, avec son annexe nationale NF EN
1993-1-1/NA

NF EN 1993-5, Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 5 : Pieux et
palplanches, avec son annexe nationale NF EN 1993-5/NA

I.6. Catégorie d'ouvrage

A défaut d'indication du maître d'ouvrage, nous proposons de retenir (en référence aux normes NF P 94 262 (annexe P), NF P 94 282 (annexe I), NF EN 1997-1 et NF EN 1997-1/NA) :

- Un ouvrage de catégorie géotechnique 2,
- Un ouvrage de durée d'utilisation de projet 4 (50 ans).

2. Description générale du site et approche documentaire géotechnique

2.1. Description générale du site

Le site du projet est situé rue du Fort Gassion à AIRE SUR LA LYS (62) au niveau du bassin des Quatre Faces et le long d'un bras de la Lys menant au canal d'Aire à LA BASSEE.

On note la présence de maisons existantes en briques de type RDC+combles le long de la rue du Fort Gassion et le long du bras de la Lys. Les premières seront intégrées au projet.

La zone est principalement constituée de prairies enherbées à la topographie relativement régulière vers la cote +20.5 mNGF.

Les berges ne présentent pas de défenses fluviales particulières de type enrochements, palplanches,...

Le niveau de l'eau du bassin et du bras de la Lys serait vers la cote +19.4 mNGF. Il s'agirait du NNN du secteur.

On note également la présence d'une passerelle sur pilotis béton enjambant la Lys et délimitant le bassin des Quatre Faces.

2.2. Contexte géologique du site

D'après la carte géologique de SAINT OMER à 1/50 000 du BRGM et les études que nous avons pu mener à proximité du projet, on peut s'attendre à rencontrer successivement les formations géologiques suivantes, sous un **recouvrement superficiel de remblais** lié à l'occupation du site, les **Alluvions modernes (FZ)** de l'ère Quaternaire, associées à la présence de la Lys à proximité, reposant sur les **Sables et Argiles du Landénien** de l'ère Tertiaire.

2.3. Enquête documentaire – Aléas géotechniques

▪ **Informations cavités souterraines**

D'après les informations dont nous disposons, la commune de d'AIRE SUR LA LYS ne figure pas parmi les communes exposées aux risques d'effondrements liés à la présence de cavités souterraines.

- **Risque naturels**

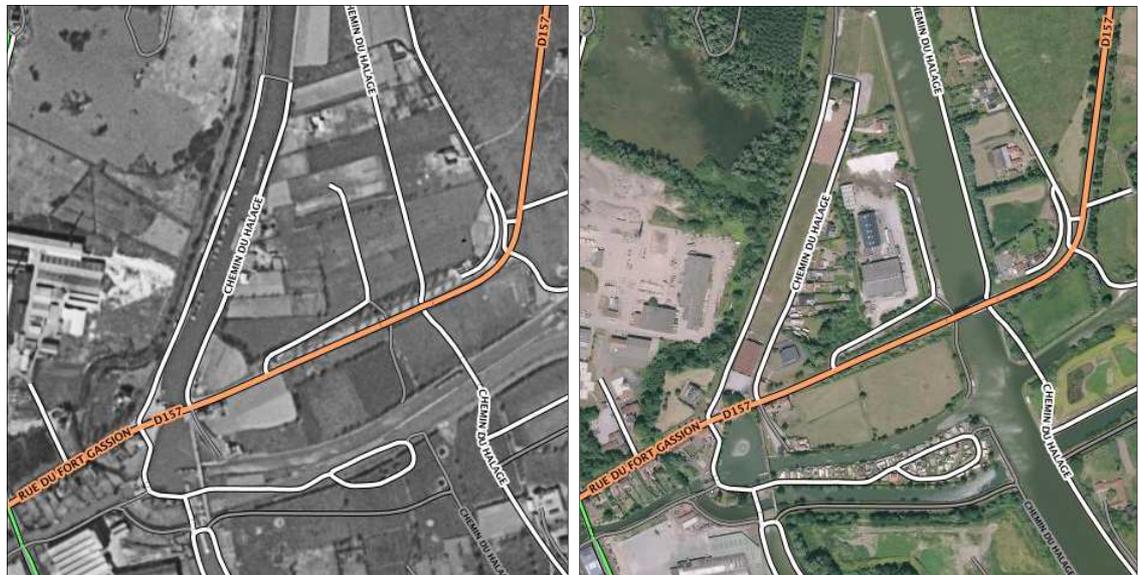
D'après le site www.georisques.gouv.fr, le site est concerné par :

- un aléa faible vis-à-vis du phénomène retrait-gonflement des argiles.
- une sensibilité très forte (nappe subaffleurante) vis-à-vis du phénomène d'inondation – remontée de nappe.

- **Historique du site**

Aucun historique, ni antécédent d'exploitation ou de construction des parcelles du site ne nous ont été fournis.

L'examen des prises de vues aériennes des bases de données publiques (source : <http://www.geoportail.gouv.fr>) nous indique que le bassin des Quatre était auparavant sur le tracé du canal d'Aire à LA BASSEE avant sa déviation vers son cours actuel (voir ci-dessous) :



2.4. Risque sismique

En référence aux décrets n°2010-1254 relatifs à la prévention du risque sismique et n°2010-1255 portant sur la délimitation des zones sismiques, la commune d'AIRE SUR LA LYS (62) se situe en zone de sismicité 2 (aléa faible).

Selon l'arrêté du 22/10/10, article 5, en zone de sismicité 2 (aléa faible), l'analyse du risque de liquéfaction des sols n'est pas requise.

Nous prenons l'hypothèse à confirmer par l'équipe conceptrice du projet (maître d'ouvrage et/ou maître d'œuvre) d'une catégorie d'importance II du projet vis-à-vis du risque sismique

Dans ce cas, les règles de construction parasismiques de l'Eurocode 8 ne seraient pas à prendre en compte.

3. Résultats de la campagne d'investigations géotechniques

3.1. Nivellement des sondages

Les points de sondages et essais réalisés ont été nivelés en prenant comme référence altimétrique le repère IGN altimétrique à l'angle de la rue du Fort Gassion et du chemin de halage sur un bâtiment existant et coté à +20.87 mNGF suivant le plan de masse qui nous a été transmis (voir annexe I).

Après nivellement, nous avons obtenu les altitudes suivantes réputées être en NGF (IGN69) pour les différents points de sondage et essais réalisés :

Sondage	PS1+R1-PZ1	SPI	PS2	PS8	PS3+R2-PZ2	SP3
Cote NGF	+20.06	+19.78	+19.99	+19.41	+19.55	+20.01

Sondage	SP2	PS4	PS5	PS6+R3-PZ3	PS7+R4-PZ4
Cote NGF	+20.54	+20.51	+20.69	+20.53	+20.05

De ces valeurs, nous notons un écart maximal de l'ordre de 1.3 m entre les cotes extrêmes mesurées entre points de sondage (PS5 et PS8). De plus, ces valeurs sont cohérentes avec les cotes du plan masse.

3.2. Description lithologique et caractéristiques géomécaniques

Les sondages et essai réalisés dans le cadre de la présente étude (cf. annexe 2 et 3) ont permis de distinguer successivement, avec la profondeur croissante :

- Sous de la terre végétale ou des enrobés, des **remblais limoneux à limono-sableux bruns comportant des débris de brique, cailloutis** reconnus droit de l'ensemble des sondages jusqu'à une profondeur pouvant atteindre 1.90 m sous le niveau du terrain actuel.

Les caractéristiques géomécaniques mesurées des remblais sont peu significatives (2 valeurs) mais a priori **assez homogènes** et indiquent des sols **mous** avec :

$$0.13 < pf^* \text{ (MPa)} < 0.14$$

$$0.15 < pl^* \text{ (MPa)} < 0.22$$

$$1.6 < E_M \text{ (MPa)} < 3.0$$

$$2.0 < qc \text{ moy (MPa)} < 6.0$$

Des pics de résistance atteignant 14 à 22 MPa ont été mesurés au droit de PS5 et PS6. Ils sont à relier avec la présence de passages graveleux dans les remblais.

Les épaisseurs de remblais reconnus sont vraisemblablement liées à l'historique de construction du site. Nous rappelons que d'éventuelles surépaisseurs de remblais pourront être rencontrées au droit du site compte tenu de cette occupation.

- Des **limons argileux gris-brun, localement organique/vasards**, reconnus au droit de l'ensemble des sondages jusqu'à 6.3 à 7.4 m de profondeur (localement 8 m) sous le niveau du terrain actuel et **présentant des passages a priori franchement tourbeux** reconnus à des profondeurs variant en PSI entre 4.5 et 5.6 m, en PS3+R3 entre 4.0 et 5.5 m et en PS4 entre 2.0 et 4.0 m.

Les caractéristiques géomécaniques mesurées mettent en évidence le caractère globalement **très mou** de ces limons (14 valeurs), avec :

$$\begin{aligned} 0.06 < p_f^* \text{ (MPa)} < 0.23 \\ 0.10 < p_l^* \text{ (MPa)} < 0.35 \\ 0.4 < E_M \text{ (MPa)} < 5.6 \\ q_c \text{ moy (MPa)} = 0.7 \end{aligned}$$

Cet horizon peut correspondre aux alluvions modernes de l'ère Quaternaire.

- Un **sable à sable argileux gris verdâtre** reconnu jusqu'à la base de l'ensemble des sondages, soit 20 m de profondeur au plus.

Les caractéristiques géomécaniques mesurées mettent en évidence le caractère globalement localement **moyennement dense** en tête sur une frange d'environ 1.0 m d'épaisseur puis **très dense** plus en profondeur de ces sables (26 valeurs), avec :

$$\begin{aligned} 0.25 < p_f^* \text{ (MPa)} < 3.06 \\ 0.52 < p_l^* \text{ (MPa)} < 4.30 \\ 2.4 < E_M \text{ (MPa)} < 50.9 \\ 2 < q_c \text{ (MPa)} < 50 \end{aligned}$$

Cet horizon peut correspondre aux sables du Landénien de l'ère Tertiaire.

Le tableau suivant synthétise la position de la base des différentes couches reconnues au droit de nos sondages :

Sondages \ Nature	Remblais limoneux/limons		Limons vasards		Sables	
	Base de la couche (prof. en m / TN actuel) / (cote en m NGF)					
PSI+RI	1.7	+18.4	7.0	+13.1	20.0	NR ^(*)
SPI	1.8	+18.0	7.0	+12.8	20.0	NR ^(*)
PS2	1.4	+18.7	7.4	+12.7	15.0	NR ^(*)
PS8	0.8	+18.6	6.3	+13.1	9.0	NR ^(*)
PS3+R2	0.8	+18.8	7.0	+12.6	20.0	NR ^(*)
SP3	1.7	+18.3	8.0	+12.0	20.0	NR ^(*)
SP2	1.7	+18.8	7.6	+12.9	20.0	NR ^(*)
PS4	--	--	7.0	+13.5	15.0	NR ^(*)
PS5	1.7	+19.0	6.5	+14.2	14.0	NR ^(*)
PS6+R3	1.0	+19.5	6.5	+14.0	20.0	NR ^(*)
PS7+R4	1.9	+18.2	7.1	+13.0	17.0	NR ^(*)

(*) Non reconnue, base du sondage

Remarque :

On note que les essais de pénétration statique et les différents sondages de reconnaissance présentent une bonne cohérence. Le toit des sables est d'ailleurs atteint à une profondeur relativement homogène à l'échelle du site.

Nous rappelons que des variations latérales, de profondeur et de compacité de la couche de remblais pourront être rencontrées du fait du caractère erratique de ces dépôts.

3.3. Relevés des niveaux d'eau

Lors de notre intervention (octobre 2017), des arrivées d'eau en cours de forage ont été décelées entre 3.6 et 3.8 m de profondeur sous le niveau du terrain actuel au droit des sondages SP1 à SP3 (entre les cotes +16.1 et +16.4 mNGF). Ces niveaux d'eau sont non stabilisés et perturbés par l'utilisation de fluide de forage.

Quatre équipements piézométriques notés PZ1 à PZ4 ont également été mis en place jusque 10.0 m de profondeur sous le niveau du terrain actuel au droit des sondages R1 à R4.

Après équipement, nous avons relevé des niveaux non stabilisés vers 3.6 à 4.0 m de profondeur sous le niveau du terrain actuel (entre les cotes +15.4 et +16.5 mNGF).

Nous avons relevé ces équipements 1 mois après la pose de ces équipements. Nous donnons ci-dessous les résultats :

	R1-PZ1		R2-PZ2		R3-PZ3		R4-PZ4	
Cote sol (mNGF)	+20.06		+19.55		+20.53		+20.05	
Prof. PZ (m/TA)	10.0		10.0		10.0		10.0	
Date du relevé	m/TA	mNGF	m/TA	mNGF	m/TA	mNGF	m/TA	mNGF
15/11/2017	1.50	+18.56	1.05	+18.50	1.88	+18.65	1.48	+18.57

Il appartiendra à l'équipe conceptrice du projet d'effectuer un suivi régulier des niveaux d'eau au droit de cet équipement ou d'en confier le suivi à Fondasol.

Remarques :

On note que la cote NGF des niveaux d'eaux relevés est assez homogène. Ils sont inférieurs d'environ 0.90 m sous le niveau du bras de la Lys et du bassin des Quatre Faces à proximité.

Il convient également de signaler que des arrivées d'eau d'origine météorologique à la circulation anarchique pourront être rencontrées dans les remblais et horizons de surface en fonction des conditions météorologiques.

Notre intervention ponctuelle dans le cadre de la présente étude ne nous permet pas de fournir des informations hydrogéologiques suffisantes pour définir les niveaux d'eau caractéristiques EB/EF/EH.

En effet, les niveaux d'eau constatés ci-avant correspondent nécessairement à ceux relevés à un moment donné, sans possibilité d'apprécier la variation inéluctable des nappes et circulations d'eau qui dépendent notamment des conditions météorologiques.

3.4. Reconnaissance de fondation

Une fouille de reconnaissance de fondation notée RFI a été réalisée sur un des deux bâtiments existants qui seront intégrés au projet, à savoir celui à l'angle rue du Fort Gassion et du chemin de halage.

Cette fouille de reconnaissance de fondations RFI (voir annexe 4) a permis de mettre en évidence :

- Des remblais limono-graveleux sur 50 cm puis les limons en place,
- Une arrivée d'eau en fond de fouille,
- Une fondation a priori en béton et ne présentant aucun débord, reposant à une profondeur de 1.10 m/TA dans limons beige.

3.5. Essais en laboratoire

Les essais d'identification et de mécaniques des sols sont en cours de réalisation.

4. Application au projet

4.1. Description du projet

L'aménagement comprendra la création d'un port de plaisance composé par les bâtiments et ouvrages suivants :

- **Une capitainerie :**

Elle sera installée dans un bâtiment existant qui fera l'objet de travaux de réhabilitation (hors mission Fondasol) et d'une extension neuve. Cette extension sera de type simple RDC et présentera une emprise environ 308 m². Son niveau 0.00 est calé à +21.30 mNGF, soit environ 60 à 80cm plus haut que le niveau du terrain actuel.

- **Des parkings :**

Il sera composé de places de parkings pour véhicules légers, répartie en 5 zones.

- **Un port de plaisance :**

Il est prévu la mise en place de pontons flottants fixés sur pieux métal avec liens coulissants et la mise en place de pontons fixes également sur pieux métal en haut de berges.

- **Un port à sec :**

Il sera composé d'une zone de stockage des bateaux sur racks et d'une zone dédiée à l'entretien et la réparation des bateaux.

Ce port sera couvert par un auvent d'emprise 34 m x 67 m.

- **Une mise à l'eau verticale :**

Elle est attenante au port à sec. Elle correspond à un quai en palplanches d'environ 8 ml tiranté par un contre rideau de palplanches.

- **Une rampe de mise à l'eau :**

Il s'agit d'une rampe de mise à l'eau bordurée de part et d'autre par des rideaux de palplanches. La rampe est en béton au-dessus du niveau de l'eau et en platelage bois en dessous.

4.2. Principe généraux de construction

Synthèse des reconnaissances

Les sondages mettent en évidence un recouvrement de remblais limoneux à limons d'épaisseur variable (jusqu'à 1.90 m au maximum en PS7), des limons argileux vasards très mous, présentant des passages localement franchement tourbeux et donc possiblement évolutifs jusqu'à 7.0 m/TA en moyenne (soit les alluvions modernes de la Lys) puis des sables (du Landénien) très denses.

Le contexte est homogène à l'échelle du site.

Des niveaux d'eau relevés en PZ1 à PZ4 s'établissent en moyenne vers la cote +18.6 mNGF.

Aléas du site

Nous ne relevons aucun aléa majeur pour le projet, sinon de possibles surépaisseurs d'alluvions mous.

Principe généraux de construction

Capitainerie

Au regard des caractéristiques sols en place (épaisseurs importantes de remblais et sols en place très mous et possiblement évolutifs), on ne pourra pas retenir une solution de fondations sur semelles pour le projet.

Au vu des faibles charges du projet, on pourra retenir une solution de pieux battus réalisés avec des tubes en fonte ductile enrobés de mortier, ancrés dans les sables.

Par ailleurs, au vu du niveau fini du projet (+21.30 mNGF suivant les plans), la partie extension neuve de la capitainerie serait rehaussée d'environ 60 cm. Ce rehaussement créerait des tassements de l'ordre de 3 à 6 cm, inacceptables pour les existants mitoyens. Ils induiraient également du frottement négatif pour les pieux du projet.

De ce fait, nous recommandons de réaliser le niveau bas de rez-de-chaussée sur vide sanitaire afin d'éviter tout frottement négatif pour les pieux du projet et aussi pour éviter de déstabiliser les existants par les tassements dus au remblaiement.

Port à sec – racks de stockage

Les pieds de racks pourront reposer sur une longrine à fonder. Là encore, compte tenu du contexte géotechnique, il n'est possible de retenir une solution de fondations sur semelles. On retiendra donc également une solution de pieux battus réalisés avec des tubes en fonte ductile enrobés de mortier et ancrés dans les sables.

Le calepinage des appuis pourra être réalisé de manière optimisée le nombre d'appuis par rapport à la longueur des pieux.

Port à sec – couverture métallique

Par définition, les structures en charpente métallique amènent des efforts verticaux de compression faible (poids propre de la structure peu important) par rapport aux efforts de soulèvement et aux horizontaux dus au vent.

De ce fait, les fondations servent essentiellement de lest. Malgré les faibles charges à reprendre et le rôle de lest, compte tenu du contexte géotechnique, on retiendra aussi cette même solution de pieux.

Néanmoins, afin de limiter les longueurs de pieux dans les horizons sableux très compacts, on propose de réaliser un massif béton armé en tête de pieux et faisant office de lest.

Ouvrage portuaires

Les pontons mobiles seront accrochés à des pieux aciers tubulaires battus. Les mises à l'eau seront quant à elles réalisées en palplanches descendues dans les sables.

Les fondations de la capitainerie et du port à sec et les voiries du projet seront détaillées dans la suite du rapport. Les ouvrages portuaires seront étudiés à partir de la réception des essais de laboratoire actuellement en cours.

5. Etude de la capitainerie

Comme évoqué au point 4.2, on retiendra une solution de pieux battus en fonte ductile enrobés de mortier et ancrés dans les sables compacts, sous les alluvions.

Afin d'éviter le frottement négatif sur les pieux projetés et les tassements parasites sur les existants, on retiendra un niveau bas de rez-de-chaussée sur vide sanitaire. De ce fait, il sera porté par les fondations via un réseau de longrines.

5.1. Hypothèses et descentes de charges

5.1.1. Hypothèses

Nous prenons l'hypothèse d'une plateforme de travail au niveau du terrain actuel prise à la cote +20.5 mNGF.

Les pieux seront ancrés d'au minimum 3 diamètres (soit environ 1.0 m) dans les sables retenus à partir de la cote +12.0 mNGF, soit une longueur minimale prise à partir du niveau de la plateforme de travail d'environ 9.5 m.

La profondeur de la base des pieux devra être limitée afin de respecter une garde minimale de 5 m ou 7 diamètres par rapport au sondage le plus profond suivant les hypothèses de charges fournies, soit vers la cote +5.5 mNGF.

5.1.2. Descentes de charges

Les descentes de charge de la capitainerie nous ont été transmises par courriel par BTC Ingénierie en date du 24/10/17 pour différentes configurations structurales.

Dans le cas de fondations avec dalle portée, il nous a été fourni les valeurs suivantes :

- Charges permanentes : $G = 3\,800$ daN/ml
- Charges d'exploitation : $Q = 1\,900$ daN/ml

Nous avons considéré les combinaisons d'actions suivantes (à confirmer par le bureau d'études structures) :

- Etat Limite de Service Quasi Permanent (ELS QP) : $G + 0.3 Q$
- Etat Limite de Service Caractéristique (ELS C) : $G + Q$
- Etat Limite Ultime (ELU) situation durable et transitoire : $1.35 G + 1.5 Q$

En considérant une hypothèse de distance entre appuis de 5 m, on obtient les charges verticales centrées de compression suivantes :

- ELS QP : $V_d = 219 \text{ kN}$
- ELS C : $V_d = 285 \text{ kN}$
- ELU sdt : $V_d = 399 \text{ kN}$

Ces valeurs sont réputées tenir compte de l'intégralité des charges permanentes et charges d'exploitation du plancher porté le cas échéant (dont celles du plancher porté). Les niveaux d'action sont considérés en tête de pieux, soit en arase inférieure des massifs de liaison avec la structure.

Aucune action géotechnique (élémentaire) n'a été prise en compte dans la descente de charges fournie sur les pieux du projet :

- Pas de poussée de terres et surcharges transmises aux pieux (pas de remblaiement périphérique ou mis en place après la réalisation des pieux,...),
- Pas de frottement négatif,
- Pas d'action de poussée hydrostatique (pas de niveau enterré).

Par ailleurs, sur la base de la descente de charge dont nous disposons, les pieux ne subissent aucun effort de flexion et efforts horizontaux sous combinaisons d'actions statiques (ELS et ELU fondamental).

Dans le cas où des efforts de flexion en sus des efforts horizontaux fournis seraient à prendre en compte, un nouveau dimensionnement devra être établi sur la base des nouveaux torseurs d'efforts sur appuis.

5.2. Définition de la capacité portante des pieux en compression

On utilise la procédure du « Modèle de terrain » à partir de la méthode pressiométrique de la norme NF P 94-262 – Fondations profondes.

Compte tenu des hypothèses de combinaisons d'actions précédentes, la capacité portante des fondations profondes est établie à l'ELS caractéristique et quasi permanent et aux ELU en situation durable transitoire en compression.

Nous avons étudié une solution de **pieux battus en fonte ductile avec enrobage de mortier soit des pieux battus enrobés** selon la norme NF P 94-262 (Classe de pieux 4 – Catégorie de pieu I0).

5.2.1. Capacité portante d'un pieu isolé en compression

- **Portance caractéristique :**

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k}$$

Où:

$R_{b;k}$ est la valeur caractéristique de résistance de pointe sous une fondation profonde

$R_{s;k}$ est la valeur caractéristique de résistance de frottement axial d'une fondation

- **Charge de fluage caractéristique :**

Pour un élément de fondation mis en œuvre avec refoulement du sol :

$$R_{c;cr;k} = 0.7 R_{b;k} + 0.7 R_{s;k}$$

- **Charges de calcul :**

Aux ELU – Situations durables et transitoires : $R_{c;d} = R_{c;k} / \gamma_t$ avec $\gamma_t = 1.1$

Aux ELS – Combinaisons caractéristique : $R_{c;cr;d} = R_{c;cr;k} / \gamma_{cr}$ avec $\gamma_{cr} = 0.9$

Aux ELS – Combinaisons quasi permanentes : $R_{c;cr;d} = R_{c;cr;k} / \gamma_{cr}$ avec $\gamma_{cr} = 1.1$

5.2.2. Résistance de pointe

La valeur caractéristique de la résistance de pointe d'une fondation profonde ($R_{b;k}$) est estimée comme suit :

$$R_{b;k} = A_b \times k_p \times p_{le}^* / (\gamma_{R;d1} \times \gamma_{R;d2})$$

Où :

A_b est la surface de la base du pieu

k_p est le facteur de portance pressiométrique, fonction de l'encastrement relatif D_{ef}/B

p_{le}^* est la pression limite nette équivalente

$\gamma_{R;d1}$, $\gamma_{R;d2}$ sont des coefficients de modèle : $\gamma_{R;d1} = 2.0$; $\gamma_{R;d2} = 1.1$

5.2.3. Résistance de frottement axial

La résistance de frottement axial d'une fondation profonde ($R_{s;k}$) est estimée comme suit :

$$R_{s;k} = \pi \times B \times \sum q_{si} \times H_i / (\gamma_{R;d1} \times \gamma_{R;d2})$$

Où :

B est le diamètre du sabot

q_{si} est le frottement axial unitaire limite par couche de sol i

H_i est la hauteur de la couche i

$\gamma_{R;d1}$, $\gamma_{R;d2}$ sont des coefficients de modèle (identiques à ceux pour la résistance de pointe)

5.2.4. Valeurs de calcul

Les valeurs retenues pour les calculs de fondations sur **pieux battus enrobés** (Classe de pieux 2 – Catégorie de pieu 6 ; selon la norme NF P 94-262) sont :

Nature du terrain	Cote de la base ⁽¹⁾ (mNGF)	Prof. /PFT ⁽¹⁾	pl* (MPa)	Classes de sol	Courbe f _{sol}	α _{pieu-sol}	q _s pieu (kPa)	k _{pmax} (-)
Morts terrains	+12.0 ⁽²⁾	8.5 ⁽²⁾	0.15	--	--	--	--	--
Sables 1	+11.0	9.5	1.0	Q2	49	2.1	103	2.38 ⁽³⁾
Sables 2	+6.0	14.5	2.0	Q2	73	2.1	153	3.10
Sables 3	+0.0	5.5	2.5	Q2	153	2.1	170	3.10

⁽¹⁾ Pour une plateforme de travail vers la cote +20.5 mNGF

⁽²⁾ Epaisseur de mort terrain à adapter en fonction des éventuelles surépaisseurs de remblais mises en évidence

⁽³⁾ Pour un ancrage de 1.0 m dans les sables, $De/B = 3.3$ d'où $k_p < k_{pmax}$

Les valeurs de pressions limites retenues sont volontairement prudentes afin de tenir compte de la variabilité de la compacité des sables. Cette variabilité est notamment mise en évidence aux essais CPT.

Un tableau récapitulatif de la capacité portante des pieux en compression en fonction de la profondeur et du diamètre est fourni en annexe 6.

5.3. Résistance intrinsèque des pieux enrobés

5.3.1. Résistance en compression pure

On prend les hypothèses suivantes également :

- Une armature de chaque pieu constituée par des tubes en fonte ductile de limite d'élasticité garantie à une valeur de 300 MPa et de module d'élasticité de 170 000 MPa,
- Un tube de diamètre extérieur 170 mm et d'épaisseur 7.5 mm et un sabot de diamètre 300 mm (et donc un diamètre de forage de pieu de 300 mm),
- Aucune épaisseur sacrifiée à la corrosion, étant admis qu'un enrobage en coulis de ciment supérieur à 5 cm constitue une protection suffisante contre la corrosion de l'armature $((300-170)/2 \approx 65 \text{ mm})$ pour des pieux sollicités uniquement en compression,
- Une injection de mortier dosé au minimum à 500 kg/m³ (avec un rapport E/C<0.5)

En première approche, on considère uniquement le tube en fonte est considéré dans le calcul de la résistance intrinsèque du pieux.

La résistance des tubes est déterminée selon les règles de l'Eurocode 3. De ce fait, à l'ELU, la contrainte dans le tube est bornée à f_{yk} , soit la limite caractéristique élastique de la fonte, soit 300 MPa.

La résistance plastique à la compression de la section est alors donnée par :

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yk}$$

Où :

A_a est la section des tubes

f_{yk} est la limite caractéristique élastique de la fonte

La contrainte n'est pas bornée à l'ELS suivant l'Eurocode 3. On propose de limiter cette contrainte à la valeur proposée par DUT13.2, à savoir 50% de la limite élastique de la fonte, soit 150 MPa.

Les charges admissibles pour les tubes envisagés (pour une limite élastique de 300 MPa et sans tenir compte d'épaisseur sacrifiée à la corrosion) :

Tube (mm)	Charge maximale à l'ELU	Charge maximale à l'ELS (*)
Ø170 ép. 7.5	1 149 kN	574 kN

(*) Suivant proposition ci-dessus de limitation de la contrainte à l'ELS

5.3.2. Vérification au flambement

La vérification au flambement est à effectuer lorsque le pieu traverse des couches de sols de très faibles caractéristiques mécaniques, comme dans notre cas.

Dans ce cas, l'effort admissible à l'ELU est minoré et est donné par :

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd}$$

Où χ est le facteur de réduction dû au flambement.

En première approche, on considère uniquement le tube en fonte dans la vérification.

Le facteur de réduction χ est donné par la formule :

$$\chi = \min\left(\frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}; 1\right)$$

Où :

$$\phi = 0.5 \cdot \left(1 + 0.21 \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right) \text{ (soit une courbe de flambement « a »)}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{A_a \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot I_a}{l_k^2}$$

En négligeant le sol et en considérant une longueur de flambement de 6.0 m en moyenne, on obtient :

- $N_{cr} = 590 \text{ kN}$
- $\chi = 0.42$
- $N_{b,Rd} = 483 \text{ kN}$

Pour un effort maximal ELU de 399 kN (hypothèse), le pieu est vérifié vis-à-vis du flambement.

5.4. Prédimensionnement

Suivant les tableaux donnés en annexe 6 et les charges par appuis prises en hypothèse (cf. 5.1.2), on obtient :

En retenant un sabot de diamètre 300mm, afin de limiter les longueurs :

- $V_{ELS\ QP} = 219 \text{ kN} < Q_{ELS\ QP} = 238 \text{ kN}$ pour $L \geq 11.5 \text{ m}$
- $V_{ELS\ C} = 285 \text{ kN} < Q_{ELS\ C} = 291 \text{ kN}$ pour $L \geq 11.5 \text{ m}$
- $V_{ELU\ SDT} = 399 \text{ kN} < Q_{ELU\ SDT} = 400 \text{ kN}$ pour $L \geq 12.5 \text{ m}$

On retient donc une longueur de 12.5 m.

D'un point de vue de la résistance intrinsèque des pieux, des sabots de diamètres inférieurs peuvent être choisis mais ils nécessitent alors d'augmenter la longueur des pieux de manière importante.

5.5. Efforts horizontaux

Aucun effort horizontal ne nous a été communiqué.

Dans le cas où des efforts horizontaux seraient à considérer en tête de pieu, l'étude des déplacements horizontaux en tête de pieu ainsi que des moments maximaux engendrés devra être menée.

A toutes fins utiles, on donne les paramètres géotechniques de calculs nécessaires à cette étude.

5.5.1. Réaction frontale

La modélisation du comportement transversal d'un pieu de fondation sera établie à partir des sondages pressiométriques et suivant l'annexe I de la norme NF P 94-262. De manière générale, une loi de mobilisation de la réaction frontale en fonction du déplacement du pieu est définie par :

- Un segment de droite à l'origine et de pente K_f ,
- Un palier r .

Le module de réaction frontale K_f est défini à partir des résultats des essais pressiométriques avec les formules suivantes, pour des sollicitations de courte durée d'application :

Pour $B \leq B_0$ avec $B_0 = 0.60$ m :

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3}[2.65]^\alpha + \alpha}$$

Dans ce cas, le palier est dans le domaine élastique et est défini par $r_1 = B p_1^*$.

Remarques :

- Le module K_f , évalué par ces formules, est un module linéique. Le module surfacique k_f sera évalué par K_f / B .
- Pour adapter les modules de réactions frontaux aux sollicitations de longue durée d'application, ces valeurs de module long terme seront à diviser par 2. Pour adapter les modules de réactions frontaux aux sollicitations instantanées (type séisme), les valeurs de module court terme seront à multiplier par 3. Dans ce cas particulier, le palier est dans le domaine plastique et est défini par $r_2 = B p_1^*$.
- A l'approche de la surface du terrain, le module linéique du sol doit être minoré. Dans notre cas (sols cohérents frottant en tête), le module linéique doit être affecté jusqu'à une profondeur z égale à $z_c = 2 B$ d'un coefficient égal à $0.5(1+z/z_c)$. A cette fin, on recommande un découpage du modèle en couches d'épaisseurs égales au rayon du pieu en tête. Par ailleurs, la réaction frontale est quant à elle limitée à $0.7 r_1$ et $0.7 r_2$ dans ces couches. Ce point sera à prendre en compte en étude d'exécution, une fois la cote de la plateforme des pieux connue.

On donne ci-dessous pour chaque couche de sol et chaque diamètre de pieu les valeurs de modules Kf et de palier à prendre en compte (sans minoration à l'approche de la surface, à calculer en études d'EXE) :

					Module de réaction linéique Kf (kPa)		Palier r (kN/m)
					Longue durée d'application	Courte durée d'application	Palier r
<u>Diamètre 0.30</u>							
Nature du sol	Cote de la base (mNGF)	E_M (MPa)	α	pf^* (MPa)			
Remblais	+12.0	2.2	0.50	0.12	4 943	9 886	36
Limons vasards	+11.0	1.6	1.00	0.10	2 118	4 235	30
Sables 1	+6.0	10.0	0.33	0.65	27 661	55 322	195
Sables 2	+0.0	15.0	0.33	1.30	41 491	82 983	390
Sables 3	-5.0	25.0	0.33	1.80	69 152	138 305	540

5.6. Sujétions d'exécution pieux battus enrobés

Nous rappelons que le procédé de pieux battus en fonte ductile considérés enrobés au sens de la norme NF P 94-262 correspond au battage de tubes et à l'injection simultanée du mortier sous faible pression.

Dans ce cas, le premier tube est équipé d'un sabot débordant par rapport au tube ouvert vers le haut et pointu vers le bas.

Le mortier remplace le sol refoulé simultanément avec l'enfoncement du pieu par battage du fait de l'injection sous faible pression.

Le mortier d'enrobage sera de classe C20/25 minimum, dosé au minimum à 500 kg/m³ (avec un rapport E/C<0.5).

L'entreprise de fondations spéciales mettra en œuvre une technique de forage de pieux (type et puissance de l'atelier de forage et outils de forage) en fonction du contexte géotechnique du site et des fiches et/ou des ancrages de pieux de fondation à garantir.

L'entreprise s'engagera à mettre en œuvre une méthode d'exécution permettant de s'assurer de la parfaite continuité du pieu (absence de striction).

Une plateforme de travail sera au préalable réalisée pour permettre la traficabilité dans de bonnes conditions de l'atelier de forage de fondation et des engins de chantier.

On retiendra en première approche une portance minimale EV2 de 30 à 40 MPa (à confirmer par l'entreprise de fondations spéciales). Pour obtenir ce critère, il sera certainement nécessaire de réaliser une couche de forme en matériaux d'apports insensibles à l'eau et non évolutifs. Celle-ci devra être insensible à l'eau, non gélive et constituée par un matériau d'apport sablo-graveleux (de classe D31 selon GTR2000), non putrescible et non évolutif.

La plateforme sera obligatoirement encaissée dans le terrain naturel existant (aucune rehausse du terrain possible) afin de ne pas surcharger le terrain est ainsi créer un frottement négatif parasite.

On rappelle que plaque de répartition est installée en tête de pieu afin d'assurer le transfert de charge entre la structure et le pieu. Cette tête est généralement noyée dans un massif en béton. Ce dernier doit être vérifié au poinçonnement.

Ce massif devra faire également office de protection contre la corrosion en tête de tube.

5.7. Contrôle d'exécution

De manière générale, l'exécution et le contrôle d'exécution des pieux respecteront les normes suivantes :

- Norme (NF) EN 1536+AI, novembre 2015, Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Pieux forés
- Norme française homologuée (NF) EN 12699, juillet 2015 : Exécution de travaux géotechniques spéciaux – Pieux avec refoulement du sol

Lors de la réalisation des pieux, les contrôles devront être réalisés, notamment :

- Un essai d'information à faire avant le début des travaux à proximité d'un sondage pressiométrique (à définir avec le géotechnicien). Il s'agira de suivre la réalisation complète d'un pieu en vue de vérifier la bonne réalisation et la conformité des hypothèses de calcul (nature et compacité des terrains),
- Implantation des pieux finis; il s'agira de vérifier que les tolérances imposées ont été respectées,
- Enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage sur chaque pieu. L'entreprise devra fournir quotidiennement les enregistrements et informer le géotechnicien des anomalies rencontrées. Un point d'arrêt sera alors appliqué en vue d'analyser les faits et de déterminer les mesures à prendre.

Par ailleurs, le béton de constitution devra faire l'objet des contrôles habituels de réception, et de résistance à la compression simple à 7, 14 et 28 jours.

6. Etude du port à sec

Comme évoqué au point 4.2, on retiendra une solution de pieux battus en fonte ductile enrobés de mortier et ancrés dans les sables compacts, sous les alluvions.

Ces pieux porteront les racks de stockage et la couverture métallique du port à sec. Pour cette dernière, on pourra réaliser des massifs béton armé faisant office de lest afin de limiter voir annuler les efforts de traction susceptibles de se développer sous les efforts de vent.

6.1. Hypothèses et descentes de charges

6.1.1. Hypothèses

Nous prenons l'hypothèse d'une plateforme de travail au niveau du terrain actuel prise à la cote +20.00 mNGF.

Les pieux seront ancrés d'au minimum 3 diamètres (soit environ 1.0 m) dans les sables retenus à partir de la cote +12.5 mNGF, soit une longueur minimale prise à partir du niveau de la plateforme de travail d'environ 8.5 m.

La profondeur de la base des pieux devra être limitée afin de respecter une garde minimale de 5 m ou 7 diamètres par rapport au sondage le plus profond suivant les hypothèses de charges fournies, soit vers la cote +5.0 mNGF.

6.1.2. Descentes de charges

Nous ne disposons d'aucune charge pour le port à sec.

On suppose qu'aucune action géotechnique (élémentaire) ne s'appliquera à ces pieux :

- Pas de poussée de terres et surcharges transmises aux pieux (pas de remblaiement périphérique ou mis en place après la réalisation des pieux,...),
- Pas de frottement négatif,
- Pas d'action de poussée hydrostatique (pas de niveau enterré).

6.2. Définition de la capacité portante des pieux en compression

On utilise la procédure du « Modèle de terrain » à partir de la méthode pressiométrique de la norme NF P 94-262 – Fondations profondes.

Compte tenu des hypothèses de combinaisons d'actions précédentes, la capacité portante des fondations profondes est établie à l'ELS caractéristique et quasi permanent et aux ELU en situation durable transitoire en compression.

Nous avons étudié une solution de **pieux battus en fonte ductile avec enrobage de mortier soit des pieux battus enrobés** selon la norme NF P 94-262 (Classe de pieux 4 – Catégorie de pieu 10).

6.2.1. Capacité portante d'un pieu isolé en compression

Voir point 5.21.

6.2.2. Résistance de pointe

Voir point 5.2.2.

6.2.3. Résistance de frottement axial

Voir point 5.2.3.

6.2.4. Valeurs de calcul

Les valeurs retenues pour les calculs de fondations sur **pieux battus enrobés** (Classe de pieux 2 – Catégorie de pieu 6 ; selon la norme NF P 94-262) sont :

Nature du terrain	Cote de la base ⁽¹⁾ (mNGF)	Prof. /PFT ⁽¹⁾	pl* (MPa)	Classes de sol	Courbe f _{sol}	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	q _s pieu (kPa)	k _{pmax} (-)
Morts terrains	+12.0 ⁽²⁾	8.5 ⁽²⁾	0.15	--	--	--	--	--
Sables 1	+11.0	9.5	1.2	Q2	55	2.1	115	3.10
Sables 2	+6.0	14.5	1.8	Q2	69	2.1	145	3.10

⁽⁴⁾ Pour une plateforme de travail vers la cote +20.5 mNGF

⁽⁵⁾ Epaisseur de mort terrain à adapter en fonction des éventuelles surépaisseurs de remblais mises en évidence

Les valeurs de pressions limites retenues sont prudentes afin de tenir compte de la variabilité de la compacité des sables. Cette variabilité est notamment mise en évidence aux essais CPT.

Un tableau récapitulatif de la capacité portante des pieux en compression en fonction de la profondeur et du diamètre est fourni en annexe 7.1.

6.3. Définition de la capacité portante des pieux en traction

On utilise à nouveau la procédure du « Modèle de terrain » à partir de la méthode pressiométrique de la norme NF P 94-262 – Fondations profondes.

6.3.1. Capacité portante d'un pieu isolé en traction

- **Résistance caractéristique :**

$$R_{t;k} = R_{s;k}$$

Où:

$R_{s;k}$ est la valeur caractéristique de résistance de frottement axial d'une fondation

- **Charge de fluage caractéristique :**

$$R_{t;cr;k} = 0.7 R_{s;k}$$

- **Charges de calcul :**

Aux ELU – Situations durables et transitoires : $R_{t;d} = R_{t;k} / \gamma_{s;t}$ avec $\gamma_{s;t} = 1.15$

Aux ELS – Combinaisons caractéristique : $R_{t;cr;d} = R_{t;cr;k} / \gamma_{s;cr}$ avec $\gamma_{s;cr} = 1.1$

Aux ELS – Combinaisons quasi permanentes : $R_{t;cr;d} = R_{t;cr;k} / \gamma_{s;cr}$ avec $\gamma_{s;cr} = 1.5$

6.3.2. Résistance de frottement axial

La formule pour la résistance de frottement axial d'une fondation profonde ($R_{s;k}$) soumise à un effort de traction est inchangée par rapport à celle d'une fondation profonde soumise à un effort de compression (voir point 6.2.3). Les coefficients de modèle sont également identiques.

Un tableau récapitulatif de la capacité portante des pieux en traction en fonction de la profondeur et du diamètre est fourni en annexe 7.2.

6.4. Résistance intrinsèque des pieux enrobés

6.4.1. Résistance en compression pure

Voir point 5.3.1.

6.4.2. Résistance en traction pure

Au vu du procédé de couplage des tubes, aucun effort de traction ne peut être repris par les tubes.

Une armature métallique additionnelle (barre GEWI) est alors insérée à l'intérieur du tube.

Pour information, une barre GEWI \varnothing 32 mm de limite élastique $f_{sk} = 500$ MPa peut reprendre une charge ELU de 402 kN.

6.4.3. Vérification au flambement

Voir point 5.3.2.

6.5. Efforts horizontaux

Aucun effort horizontal ne nous a été communiqué. Dans le cas où des efforts horizontaux seraient à considérer en tête de pieu, l'étude des déplacements horizontaux en tête de pieu ainsi que des moments maximaux engendrés devra être menée.

A toutes fins utiles, on donne les paramètres géotechniques de calculs nécessaires à cette étude.

6.5.1. Réaction frontale

La modélisation du comportement transversal d'un pieu de fondation sera établie à partir des sondages pressiométriques et suivant l'annexe I de la norme NF P 94-262. De manière générale, une loi de mobilisation de la réaction frontale en fonction du déplacement du pieu est définie par :

- Un segment de droite à l'origine et de pente K_f ,
- Un palier r .

Le module de réaction frontale K_f est défini à partir des résultats des essais pressiométriques avec les formules suivantes, pour des sollicitations de courte durée d'application :

Pour $B \leq B_0$ avec $B_0 = 0.60$ m :

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3}[2.65]^\alpha + \alpha}$$

Dans ce cas, le palier est dans le domaine élastique et est défini par $r_1 = B p_r^*$.

Remarques :

- Le module Kf, évalué par ces formules, est un module linéique. Le module surfacique kf sera évalué par Kf / B.
- Pour adapter les modules de réactions frontaux aux sollicitations de longue durée d'application, ces valeurs de module long terme seront à diviser par 2.
Pour adapter les modules de réactions frontaux aux sollicitations instantanées (type séisme), les valeurs de module court terme seront à multiplier par 3. Dans ce cas particulier, le palier est dans le domaine plastique et est défini par $r_2 = B p_i^*$.
- A l'approche de la surface du terrain, le module linéique du sol doit être minoré. Dans notre cas (sols cohérents frottant en tête), le module linéique doit être affecté jusqu'à une profondeur z égale à $z_c = 2 B$ d'un coefficient égal à $0.5(1+z/z_c)$.
A cette fin, on recommande un découpage du modèle en couches d'épaisseurs égales au rayon du pieu en tête. Par ailleurs, la réaction frontale est quant à elle limitée à $0.7 r_1$ et $0.7 r_2$ dans ces couches. Ce point sera à prendre en compte en étude d'exécution, une fois la cote de la plateforme des pieux connue.

On donne ci-dessous pour chaque couche de sol et chaque diamètre de pieu les valeurs de modules Kf et de palier à prendre en compte (sans minoration à l'approche de la surface, à calculer en études d'EXE) :

Diamètre 0.30					Module de réaction linéique Kf (kPa)		Palier r (kN/m)
					Longue durée d'application	Courte durée d'application	Palier r_1
Nature du sol	Cote de la base (mNGF)	E_M (MPa)	α	p_i^* (MPa)			
Remblais	+12.5	4.0	0.50	0.15	8 987	17 974	45
Limons vasards	+10.5	1.6	1.00	0.12	2 118	4 235	36
Sables 1	+5.0	12.0	0.33	0.80	33 193	66 386	240
Sables 2	+0.0	20.0	0.33	1.30	55 322	110 644	390

6.6. Sujétions d'exécution pieux battus enrobés

Nous rappelons que le procédé de pieux battus en fonte ductile considérés enrobés au sens de la NF P 94-262 correspond au battage des tubes et à l'injection simultanée du mortier sous faible pression.

Dans ce cas, le premier tube est équipé d'un sabot débordant par rapport au tube ouvert vers le haut et pointu vers le bas.

Le mortier remplace le sol refoulé simultanément avec l'enfoncement du pieu par battage du fait de l'injection sous faible pression.

Le mortier d'enrobage sera de classe C20/25 minimum, dosé au minimum à 500 kg/m^3 (avec un rapport E/C<0.5).

L'entreprise de fondations spéciales mettra en œuvre une technique de forage de pieux (type et puissance de l'atelier de forage et outils de forage) en fonction du contexte géotechnique du site et des fiches et/ou des ancrages de pieux de fondation à garantir.

L'entreprise s'engagera à mettre en œuvre une méthode d'exécution permettant de s'assurer de la parfaite continuité du pieu (absence de striction).

Une plateforme de travail sera au préalable réalisée pour permettre la traficabilité dans de bonnes conditions de l'atelier de forage de fondation et des engins de chantier.

On retiendra en première approche une portance minimale EV2 de 30 à 40 MPa (à confirmer par l'entreprise de fondations spéciales). Pour obtenir ce critère, il sera certainement nécessaire de réaliser une couche de forme en matériaux d'apports insensibles à l'eau et non évolutifs. Celle-ci devra être insensible à l'eau, non gélive et constituée par un matériau d'apport sablo-graveleux (de classe D31 selon GTR2000), non putrescible et non évolutif.

La plateforme sera obligatoirement encaissée dans le terrain naturel existant (aucune rehausse du terrain possible) afin de ne pas surcharger le terrain est ainsi créer un frottement négatif parasite.

6.7. Contrôle d'exécution

De manière générale, l'exécution et le contrôle d'exécution des pieux respecteront les normes suivantes :

- Norme (NF) EN 1536+AI, novembre 2015, Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Pieux forés
- Norme française homologuée (NF) EN 12699, juillet 2015 : Exécution de travaux géotechniques spéciaux – Pieux avec refoulement du sol

Lors de la réalisation des pieux, les contrôles devront être réalisés, notamment :

- Un essai d'information à faire avant le début des travaux à proximité d'un sondage pressiométrique (à définir avec le géotechnicien). Il s'agira de suivre la réalisation complète d'un pieu en vue de vérifier la bonne réalisation et la conformité des hypothèses de calcul (nature et compacité des terrains),
- Implantation des pieux finis; il s'agira de vérifier que les tolérances imposées ont été respectées,
- Enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage sur chaque pieu. L'entreprise devra fournir quotidiennement les enregistrements et informer le géotechnicien des anomalies rencontrées. Un point d'arrêt sera alors appliqué en vue d'analyser les faits et de déterminer les mesures à prendre.

Par ailleurs, le béton de constitution devra faire l'objet des contrôles habituels de réception, et de résistance à la compression simple à 7, 14 et 28 jours.

7. Voiries et parkings

Il est prévu de réaliser des voiries et des parkings. Le niveau bas du port à sec sera constitué par une voirie.

Nous ne connaissons pas la classe de trafic des voiries projetées.

On fait l'hypothèse d'une couche de forme PF2 à atteindre.

- $EV2 \geq 50 \text{ MPa}$

7.1. Portance du sol support

Suivant nos investigations, le sol support de la voirie est vraisemblablement constitué de sols fins (hors remblais) à classer dans la catégorie A1/A2 du GTR 2000.

L'entreprise prendra toute disposition nécessaire pour se ramener au minimum à une PST1-ARI, c'est-à-dire une arase présentant une portance minimale d'environ 15-20 MPa avant de mettre en œuvre la couche de forme.

Un éventuel surclassement de la PST pour être nécessaire (par maillage de l'arase par éléments grossiers par exemple).

Par ailleurs, en cas d'altération de la plateforme par des venues d'eau, la purge des matériaux sur des épaisseurs pluri-décimétriques pourra s'avérer nécessaire.

On attire l'attention sur le fait que la préparation de PST est essentiel au bon fonctionnement de la couche de forme. Il est de la responsabilité de ne pas dégrader cette PST par un travail inadapté ou des travaux de VRD en périodes de conditions climatiques défavorables.

7.2. Couche de forme

Nous proposons de mettre en place une couche d'au minimum 60 cm d'épaisseur de matériau d'apport de classe D3I (grave naturelle D3I d'après le GTR 2000), constitué par un matériau sablo-graveleux sain, non évolutif et insensible à l'eau de granulométrie étalée 0/80 mm, avec un pourcentage de sédiments fins (passant à 80 μm) inférieur à 12%, VBS ≤ 0.1 , LA et MDE < 45.

On intercalera à la base de la couche de forme un géotextile non tissé anti-contaminant remontant sur les parois latérales du sol encaissant.

La mise en œuvre se fera par couches successives soigneusement compactées dont l'épaisseur dépendra du type de compacteur utilisé.

Il appartiendra à l'entreprise en charge des chaussées de vérifier que cette solution permet d'atteindre les objectifs recherchés par une planche d'essai à réaliser en début de chantier.

Pour un objectif de plateforme PF2 en arase supérieure de couche de forme, les critères suivants doivent être atteints :

- Portance $EV2 \geq 50$ MPa,
- Rapport de compactage $EV2/EV1 < 2.2$.

On prévoira le contrôle de la portance et de compactage de la plateforme mise en œuvre par essais de chargement statique à la plaque selon la procédure du LCPC.

Nous attirons l'attention de l'entreprise sur la nécessité d'éviter toute venue d'eau sur le fond de forme en raison de la forte sensibilité à l'eau des formations limoneuses du sol d'assise. Par ailleurs, en cas d'altération de la plateforme par des venues d'eau, la purge de ces matériaux sur des épaisseurs pluri-décimétriques pourra s'avérer nécessaire. L'entreprise devra prévoir toutes les dispositions nécessaires pour préserver l'arase des terrassements :

- Mise en œuvre à l'avancement d'un géotextile sous la couche de forme,
- Drainage provisoire et pentage de l'arase vers un exutoire,
- Proscrire tout travail sur l'arase lors d'intempéries, même faible.

Nous rappelons qu'il appartient à l'entreprise de mettre en œuvre des matériaux et épaisseurs adaptés afin de respecter les critères indiqués ci-dessus.

8. Conclusion

Le présent rapport NSO.17.0266-FML – Pièce n°001 – Edition provisoire, conclut l'étude géotechnique G2 PRO qui nous a été confiée par la ville d'AIRE SUR LA LYS dans le cadre de la réalisation d'un port fluvial situé rue du Fort Gassion.

Elle fournit les hypothèses et les paramètres géotechniques à retenir pour le dimensionnement des ouvrages géotechniques du projet, définis en fonction des données du projet qui nous ont été fournies.

Les calculs et les valeurs dimensionnelles donnés dans la présente note ne constituent pas une étude d'exécution des fondations mais un prédimensionnement suivant les hypothèses de projet fournies.

Toute modification du projet (implantations, niveau(x), charges sur appuis...) peut rendre les conclusions de cette étude inadaptée. Il convient de se reporter aux conditions générales d'exploitation du rapport figurant à la fin de ce document.

De même, si les hypothèses prises sur le projet (niveau, charge, etc...) dans ce rapport s'avéraient inexactes, il appartient au client ou sa maîtrise d'œuvre de nous communiquer par écrit ses observations éventuelles.

Selon l'enchaînement des missions au sens de la norme NF P94-500, les études géotechniques d'exécution doivent être établies dans le cadre d'une mission G3 à la charge de l'entreprise.

Lors de la réalisation des travaux une mission G4 de supervision d'étude et de suivi géotechnique d'exécution doit être réalisée et confiée à un géotechnicien pour :

- Valider les méthodes de construction, ainsi que les adaptations et optimisations potentielles des ouvrages géotechniques, proposée par l'entreprise,
- Vérifier le dimensionnement des ouvrages géotechniques du projet,
- S'assurer du bon comportement des ouvrages géotechnique en cours de travaux.

FONDASOL reste à la disposition de la ville d'AIRE SUR LA LYS pour tout renseignement concernant le présent document.

1. Avertissement, préambule

Toute commande et ses avenants éventuels impliquent de la part du co-contractant, ci-après dénommé « le Client », signataire du contrat et des avenants, acceptation sans réserve des présentes conditions générales.

Les présentes conditions générales prévalent sur toutes autres, sauf conditions particulières contenues dans le devis ou dérogation formelle et explicite. Toute modification de la commande ne peut être considérée comme acceptée qu'après accord écrit du Prestataire.

2. Déclarations obligatoires à la charge du Client, (DT, DICT, ouvrages exécutés)

Dans tous les cas, la responsabilité du Prestataire ne saurait être engagée en cas de dommages à des ouvrages publics ou privés (en particulier, ouvrages enterrés et canalisations) dont la présence et l'emplacement précis ne lui auraient pas été signalés par écrit préalablement à sa mission.

Conformément au décret n° 2011-1241 du 5 octobre 2011 relatif à l'exécution de travaux à proximité de certains ouvrages souterrains, aériens ou subaquatiques de transport ou de distribution, le Client doit fournir, à sa charge et sous sa responsabilité, l'implantation des réseaux privés, la liste et l'adresse des exploitants des réseaux publics à proximité des travaux, les plans, informations et résultats des investigations complémentaires consécutifs à sa Déclaration de projet de Travaux (DT). Ces informations sont indispensables pour permettre les éventuelles DICT (le délai de réponse est de 15 jours) et pour connaître l'environnement du projet. En cas d'incertitude ou de complexité pour la localisation des réseaux sur domaine public, il pourra être nécessaire de faire réaliser, à la charge du Client, des fouilles manuelles pour les repérer. Les conséquences et la responsabilité de toute détérioration de ces réseaux par suite d'une mauvaise communication sont à la charge exclusive du Client.

Conformément à l'art L 411-1 du code minier, le Client s'engage à déclarer à la DREAL tout forage réalisé de plus de 10 m de profondeur. De même, conformément à l'article R 214-1 du code de l'environnement, le Client s'engage à déclarer auprès de la DDT du lieu des travaux les sondages et forages destinés à la recherche, à la surveillance ou au prélèvement d'eaux souterraines (piézomètres notamment).

3. Cadre de la mission, objet et nature des prestations, prestations exclues, limites de la mission

Le terme « prestation » désigne exclusivement les prestations énumérées dans le devis du Prestataire. Toute prestation différente de celles prévues fera l'objet d'un prix nouveau à négocier. Il est entendu que le Prestataire s'engage à procéder selon les moyens actuels de son art, à des recherches consciencieuses et à fournir les indications qu'on peut en attendre. Son obligation est une obligation de moyen et non de résultat au sens de la jurisprudence actuelle des tribunaux. Le Prestataire réalise la mission dans les strictes limites de sa définition donnée dans son offre (validité limitée à trois mois à compter de la date de son établissement), confirmée par le bon de commande ou un contrat signé du Client.

La mission et les investigations éventuelles sont strictement géotechniques et n'abordent pas le contexte environnemental. Seule une étude environnementale spécifique comprenant des investigations adaptées permettra de détecter une éventuelle contamination des sols et/ou des eaux souterraines.

Le Prestataire n'est solidaire d'aucun autre intervenant sauf si la solidarité est explicitement convenue dans le devis ; dans ce cas, la solidarité ne s'exerce que sur la durée de la mission.

Par référence à la norme NF P 94-500, il appartient au maître d'ouvrage, au maître d'œuvre ou à toute entreprise de faire réaliser impérativement par des ingénieries compétentes chacune des missions géotechniques (successivement G1, G2, G3 et G4 et les investigations associées) pour suivre toutes les étapes d'élaboration et d'exécution du projet. Si la mission d'investigations est commandée seule, elle est limitée à l'exécution matérielle de sondages et à l'établissement d'un compte rendu fiable sans interprétation et elle exclut toute activité d'étude ou de conseil. La mission de diagnostic géotechnique G5 engage le géotechnicien uniquement dans le cadre strict des objectifs ponctuels fixés et acceptés.

Si le Prestataire déclare être titulaire de la certification ISO 9001, le Client agit de telle sorte que le Prestataire puisse respecter les dispositions de son système qualité dans la réalisation de sa mission.

4. Plans et documents contractuels

Le Prestataire réalise la mission conformément à la réglementation en vigueur lors de son offre, sur la base des données communiquées par le Client. Le Client est seul responsable de l'exactitude de ces données. En cas d'absence de transmission ou d'erreur sur ces données, le Prestataire est exonéré de toute responsabilité.

5. Limites d'engagement sur les délais

Sauf indication contraire précise, les estimations de délais d'intervention et d'exécution données aux termes du devis ne sauraient engager le Prestataire. Sauf stipulation contraire, il ne sera pas appliqué de pénalités de retard et si tel devait être le cas elles seraient plafonnées à 5% de la commande. En toute hypothèse, la responsabilité du Prestataire est dérogée de plein droit en cas d'insuffisance des informations fournies par le Client ou si le Client n'a pas respecté ses obligations, en cas de force majeure ou d'événements imprévisibles (notamment la rencontre de sols inattendus, la survenance de circonstances naturelles exceptionnelles) et de manière générale en cas d'événement extérieur au Prestataire modifiant les conditions d'exécution des prestations objet de la commande ou les rendant impossibles.

Le Prestataire n'est pas responsable des délais de fabrication ou d'approvisionnement de fournitures lorsqu'elles font l'objet d'un contrat de négoce passé par le Client ou le Prestataire avec un autre Prestataire.

6. Formalités, autorisations et obligations d'information, accès, dégâts aux ouvrages et cultures

Toutes les démarches et formalités administratives ou autres, en particulier l'obtention de l'autorisation de pénétrer sur les lieux pour effectuer des prestations de la mission sont à la charge du Client. Le Client se charge d'une part d'obtenir et communiquer les autorisations requises pour l'accès du personnel et des matériels nécessaires au Prestataire en toute sécurité dans l'enceinte des propriétés privées ou sur le domaine

public, d'autre part de fournir tous les documents relatifs aux dangers et aux risques cachés, notamment ceux liés aux réseaux, aux obstacles enterrés et à la pollution des sols et des nappes. Le Client s'engage à communiquer les règles pratiques que les intervenants doivent respecter en matière de santé, sécurité et respect de l'environnement : il assure en tant que de besoin la formation du personnel, notamment celui du Prestataire, entrant dans ces domaines, préalablement à l'exécution de la mission. Le Client sera tenu responsable de tout dommage corporel, matériel ou immatériel dû à une spécificité du site connue de lui et non clairement indiquée au Prestataire avant toutes interventions.

Sauf spécifications particulières, les travaux permettant l'accessibilité aux points de sondages ou d'essais et l'aménagement des plates-formes ou grutage nécessaires aux matériels utilisés sont à la charge du Client.

Les investigations peuvent entraîner d'inévitables dommages sur le site, en particulier sur la végétation, les cultures et les ouvrages existants, sans qu'il y ait négligence ou faute de la part de son exécutant. Les remises en état, réparations ou indemnisations correspondantes sont à la charge du Client.

7. Implantation, nivellement des sondages

Au cas où l'implantation des sondages est imposée par le Client ou son conseil, le Prestataire est exonéré de toute responsabilité dans les événements consécutifs à ladite implantation. La mission ne comprend pas les implantations topographiques permettant de définir l'emprise des ouvrages et zones à étudier ni la mesure des coordonnées précises des points de sondages ou d'essais. Les éventuelles altitudes indiquées pour chaque sondage (qu'il s'agisse de cotes de références rattachées à un repère arbitraire ou de cotes NGF) ne sont données qu'à titre indicatif. Seules font foi les profondeurs mesurées depuis le sommet des sondages et comptées à partir du niveau du sol au moment de la réalisation des essais. Pour que ces altitudes soient garanties, il convient qu'elles soient relevées par un Géomètre Expert avant remodelage du terrain. Il en va de même pour l'implantation des sondages sur le terrain.

8. Hydrogéologie

Les niveaux d'eau indiqués dans le rapport correspondent uniquement aux niveaux relevés au droit des sondages exécutés et à un moment précis. En dépit de la qualité de l'étude les aléas suivants subsistent, notamment la variation des niveaux d'eau en relation avec la météo ou une modification de l'environnement des études. Seule une étude hydrogéologique spécifique permet de déterminer les amplitudes de variation de ces niveaux, les cotes de crue et les PHEC (Plus Hautes Eaux Connues).

9. Recommandations, aléas, écart entre prévision de l'étude et réalité en cours de travaux

Si, en l'absence de plans précis des ouvrages projetés, le Prestataire a été amené à faire une ou des hypothèses sur le projet, il appartient au Client de lui communiquer par écrit ses observations éventuelles sans quoi, il ne pourrait en aucun cas et pour quelque raison que ce soit lui être reproché d'avoir établi son étude dans ces conditions.

L'étude géotechnique s'appuie sur les renseignements reçus concernant le projet, sur un nombre limité de sondages et d'essais, et sur des profondeurs d'investigations limitées qui ne permettent pas de lever toutes les incertitudes inévitables à cette science naturelle. En dépit de la qualité de l'étude, des incertitudes subsistent du fait notamment du caractère ponctuel des investigations, de la variation d'épaisseur des remblais et/ou des différentes couches, de la présence de vestiges enterrés. Les conclusions géotechniques ne peuvent donc conduire à traiter à forfait le prix des fondations compte tenu d'une hétérogénéité, naturelle ou du fait de l'homme, toujours possible et des aléas d'exécution pouvant survenir lors de la découverte des terrains. Si un caractère évolutif particulier a été mis en lumière (notamment glissement, érosion, dissolution, remblais évolutifs, tourbe), l'application des recommandations du rapport nécessite une actualisation à chaque étape du projet notamment s'il s'écoule un laps de temps important avant l'étape suivante.

L'estimation des quantités des ouvrages géotechniques nécessite, une mission d'étude géotechnique de conception G2 (phase projet). Les éléments géotechniques non décelés par l'étude et mis en évidence lors de l'exécution (pouvant avoir une incidence sur les conclusions du rapport) et les incidents importants survenus au cours des travaux (notamment glissement, dommages aux avoisinants ou aux existants) doivent obligatoirement être portés à la connaissance du Prestataire ou signalés aux géotechniciens chargés des missions de suivi géotechnique d'exécution G3 et de supervision géotechnique d'exécution G4, afin que les conséquences sur la conception géotechnique et les conditions d'exécution soient analysées par un homme de l'art.

10. Rapport de mission, réception des travaux, fin de mission, délais de validation des documents par le client

A défaut de clauses spécifiques contractuelles, la remise du dernier document à fournir dans le cadre de la mission fixe le terme de la mission. La date de la fin de mission est celle de l'approbation par le Client du dernier document à fournir dans le cadre de la mission. L'approbation doit intervenir au plus tard deux semaines après sa remise au Client, et est considérée implicite en cas de silence. La fin de la mission donne lieu au paiement du solde de la mission.

11. Réserve de propriété, confidentialité, propriété des études, diagrammes

Les coupes de sondages, plans et documents établis par les soins du Prestataire dans le cadre de sa mission ne peuvent être utilisés, publiés ou reproduits par des tiers sans son autorisation. Le Client ne devient propriétaire des prestations réalisées par le Prestataire qu'après règlement intégral des sommes dues. Le Client ne peut pas les utiliser pour d'autres ouvrages sans accord écrit préalable du Prestataire. Le Client s'engage à maintenir confidentielle et à ne pas utiliser pour son propre compte ou celui de tiers toute information se rapportant au savoir-faire du Prestataire, qu'il soit breveté ou non, portée à sa connaissance au cours de la mission et qui n'est pas dans le domaine public, sauf accord préalable écrit du Prestataire. Si dans le cadre de sa mission, le Prestataire mettrait au point une nouvelle technique, celle-ci serait sa propriété. Le Prestataire serait libre de déposer tout brevet s'y rapportant, le Client bénéficiant, dans ce cas, d'une licence non exclusive et non cessible, à titre gratuit et pour le seul ouvrage étudié.

12. Modifications du contenu de la mission en cours de réalisation

La nature des prestations et des moyens à mettre en œuvre, les prévisions des avancements et délais, ainsi que les prix sont déterminés en fonction des éléments communiqués par le client et ceux recueillis lors de l'établissement de l'offre. Des conditions imprévisibles par le Prestataire au moment de l'établissement de son offre touchant à la géologie, aux hypothèses de travail, au projet et à son environnement, à la législation et aux règlements, à des événements imprévus, survenant en cours de mission autorisent le Prestataire à proposer au Client un avenant avec notamment modification des prix et des délais. A défaut d'un accord écrit du Client dans un délai de deux semaines à compter de la réception de la lettre d'adaptation de la mission. Le Prestataire est en droit de suspendre immédiatement l'exécution de sa mission, les prestations réalisées à cette date étant rémunérées intégralement, et sans que le Client ne puisse faire état d'un préjudice. Dans l'hypothèse où le Prestataire est dans l'impossibilité de réaliser les prestations prévues pour une cause qui ne lui est pas imputable, le temps d'immobilisation de ses équipes est rémunéré par le client.

13. Modifications du projet après fin de mission, délai de validité du rapport

Le rapport constitue une synthèse de la mission définie par la commande. Le rapport et ses annexes forment un ensemble indissociable. Toute interprétation, reproduction partielle ou utilisation par un autre maître de l'ouvrage, un autre constructeur ou maître d'œuvre, ou pour un projet différent de celui objet de la mission, ne saurait engager la responsabilité du Prestataire et pourra entraîner des poursuites judiciaires. La responsabilité du Prestataire ne saurait être engagée en dehors du cadre de la mission objet du rapport. Toute modification apportée au projet et à son environnement ou tout élément nouveau mis à jour au cours des travaux et non détecté lors de la mission d'origine, nécessite une adaptation du rapport initial dans le cadre d'une nouvelle mission.

Le client doit faire actualiser le dernier rapport de mission en cas d'ouverture du chantier plus de 1 an après sa livraison. Il en est de même notamment en cas de travaux de terrassements, de démolition ou de réhabilitation du site (à la suite d'une contamination des terrains et/ou de la nappe) modifiant entre autres les qualités mécaniques, les dispositions constructives et/ou la répartition de tout ou partie des sols sur les emprises concernées par l'étude géotechnique.

14. conditions d'établissement des prix, variation dans les prix, conditions de paiement, acompte et provision, retenue de garantie

Les prix unitaires s'entendent hors taxes. Ils sont majorés de la T.V.A. au taux en vigueur le jour de la facturation. Ils sont établis aux conditions économiques en vigueur à la date d'établissement de l'offre. Ils sont fermes et définitifs pour une durée de trois mois. Au-delà, ils sont actualisés par application de l'indice "Sondages et Forages TP 04" pour les investigations in situ et en laboratoire, et par application de l'indice « SYNTEC » pour les prestations d'études, l'indice de base étant celui du mois de l'établissement du devis.

Aucune retenue de garantie n'est appliquée sur le coût de la mission.

Dans le cas où le marché nécessite une intervention d'une durée supérieure à un mois, des factures mensuelles intermédiaires sont établies. Lors de la passation de la commande ou de la signature du contrat, le Prestataire peut exiger un acompte dont le montant est défini dans les conditions particulières et correspond à un pourcentage du total estimé des honoraires et frais correspondants à l'exécution du contrat. Le montant de cet acompte est déduit de la facture ou du décompte final. En cas de sous-traitance dans le cadre d'un ouvrage public, les factures du Prestataire sont réglées directement et intégralement par le maître d'ouvrage, conformément à la loi n°75-1334 du 31/12/1975. Les paiements interviennent à réception de la facture et sans escompte. En l'absence de paiement au plus tard le jour suivant la date de règlement figurant sur la facture, il sera appliqué à compter dudit jour et de plein droit, un intérêt de retard égal au taux d'intérêt appliqué par la Banque Centrale Européenne à son opération de refinancement la plus récente majorée de 10 points de pourcentage. Cette pénalité de retard sera exigible sans qu'un rappel soit nécessaire à compter du jour suivant la date de règlement figurant sur la facture.

En sus de ces pénalités de retard, le Client sera redevable de plein droit des frais de recouvrement exposés ou d'une indemnité forfaitaire de 40 €.

Si la carence du Client rend nécessaire un recouvrement contentieux, le Client s'engage à payer, en sus du principal, des frais, dépens et émoluments ordinairement et légalement à sa charge, une indemnité fixée à 15% du montant en principal TTC de la créance avec un minimum de 150 euros et ce, à titre de dommages et intérêts conventionnels et forfaitaires. Cette indemnité est due de plein droit, sans mise en demeure préalable, du seul fait du non-respect de la date.

Un désaccord quelconque ne saurait constituer un motif de non paiement des prestations de la mission réalisées antérieurement. La compensation est formellement exclue : le Client s'interdit de déduire le montant des préjudices qu'il allègue des honoraires dus.

15. Résiliation anticipée

Toute procédure de résiliation est obligatoirement précédée d'une tentative de conciliation. En cas de force majeure, cas fortuit ou de circonstances indépendantes du Prestataire, celui-ci a la faculté de résilier son contrat sous réserve d'en informer son Client par lettre recommandée avec accusé de réception. En toute hypothèse, en cas d'inexécution par l'une ou l'autre des parties de ses obligations, et 8 jours après la mise en demeure visant la présente clause résolutoire demeurée sans effet, le contrat peut être résilié de plein droit. La résiliation du contrat implique le paiement de l'ensemble des prestations régulièrement exécutées par le Prestataire au jour de la résiliation et en sus, d'une indemnité égale à 20 % des honoraires qui resteraient à percevoir si la mission avait été menée jusqu'à son terme.

16. Répartition des risques, responsabilités et assurances

Le Prestataire n'est pas tenu d'avertir son Client sur les risques encourus déjà connus ou ne pouvant être ignorés du Client compte tenu de sa compétence. Ainsi par exemple, l'attention du Client est attirée sur le fait que le béton armé est inévitablement fissuré, les revêtements appliqués sur ce matériau devant avoir une souplesse suffisante pour s'adapter sans dommage aux variations d'ouverture des fissures. Le devoir de conseil du Prestataire vis-à-vis du Client ne s'exerce que dans les domaines de compétence requis pour l'exécution de la mission spécifiquement confiée. Tout élément nouveau connu du Client après la fin de la mission doit être communiqué au Prestataire qui pourra, le cas échéant, proposer la réalisation d'une mission complémentaire. A défaut de communication des éléments nouveaux ou d'acceptation de la mission complémentaire, le Client en assumera toutes les conséquences. En aucun cas, le Prestataire ne sera tenu pour responsable des conséquences d'un non-respect de ses préconisations ou d'une modification de celles-ci par le Client pour quelque raison que ce soit. L'attention du Client est attirée sur le fait que toute estimation de quantités faite à partir de données obtenues par prélèvements ou essais ponctuels sur le site objet des prestations est entachée d'une incertitude fonction de la représentativité de ces données ponctuelles extrapolées à l'ensemble du site. Toutes les pénalités et indemnités qui sont prévues au contrat ou dans l'offre remise par le Prestataire ont la nature de dommages et intérêts forfaitaires, libératoires et exclusifs de toute autre sanction ou indemnisation.

Assurance décennale obligatoire

Le Prestataire bénéficie d'un contrat d'assurance au titre de la responsabilité décennale afférente aux ouvrages soumis à obligation d'assurance, conformément à l'article L.241-1 du Code des assurances. Ce contrat impose une obligation de déclaration préalable et d'adaptation de la garantie pour les ouvrages dont la valeur HT (travaux et honoraires compris) excède au jour de la déclaration d'ouverture de chantier un montant de 15 M€. Il est expressément convenu que le client a l'obligation d'informer le Prestataire d'un éventuel dépassement de ce seuil, et accepte, de fournir tous éléments d'information nécessaires à l'adaptation de la garantie. Le client prend également l'engagement, de souscrire à ses frais un Contrat Collectif de Responsabilité Décennale (CCRD), contrat dans lequel le Prestataire sera expressément mentionné parmi les bénéficiaires. Le client prendra en charge toute éventuelle surcotisation qui serait demandée au Prestataire par rapport aux conditions de base de son contrat d'assurance. Par ailleurs, les ouvrages de caractère exceptionnel, voire inusuels sont exclus du présent contrat et doivent faire l'objet d'une cotation particulière. A défaut de respecter ces engagements, le client en supportera les conséquences financières.

Le maître d'ouvrage est tenu d'informer le Prestataire de la DOC (déclaration d'ouverture de chantier).

Ouvrages non soumis à l'obligation d'assurance

Les ouvrages dont la valeur HT (travaux et honoraires compris) excède un montant de 15 M€ HT doivent faire l'objet d'une déclaration auprès du Prestataire qui en référera à son assureur pour détermination des conditions d'assurance. Les limitations relatives au montant des chantiers auxquels le Prestataire participe ne sont pas applicables aux missions portant sur des ouvrages d'infrastructure linéaire, c'est-à-dire routes, voies ferrées, tramway, etc. En revanche, elles demeurent applicables lorsque sur le tracé linéaire, la/les mission(s) de l'assuré porte(nt) sur des ouvrages précis tels que ponts, viaducs, échangeurs, tunnels, tranchées couvertes... En tout état de cause, il appartiendra au client de prendre en charge toute éventuelle surcotisation qui serait demandée au prestataire par rapport aux conditions de base de son contrat d'assurance. Toutes les conséquences financières d'une déclaration insuffisante quant au coût de l'ouvrage seront supportées par le client et le maître d'ouvrage.

Le Prestataire assume les responsabilités qu'il engage par l'exécution de sa mission telle que décrite au présent contrat. A ce titre, il est responsable de ses prestations dont la déféctuosité lui est imputable. Le Prestataire sera garanti en totalité par le Client contre les conséquences de toute recherche en responsabilité dont il serait l'objet du fait de ses prestations, de la part de tiers au présent contrat, le client ne garantissant cependant le Prestataire qu'au delà du montant de responsabilité visé ci-dessous pour le cas des prestations défectueuses. La responsabilité globale et cumulée du Prestataire au titre ou à l'occasion de l'exécution du contrat sera limitée à trois fois le montant de ses honoraires sans pour autant excéder les garanties délivrées par son assureur, et ce pour les dommages de quelque nature que ce soit et quel qu'en soit le fondement juridique. Il est expressément convenu que le Prestataire ne sera pas responsable des dommages immatériels consécutifs ou non à un dommage matériel tels que, notamment, la perte d'exploitation, la perte de production, le manque à gagner, la perte de profit, la perte de contrat, la perte d'image, l'immobilisation de personnel ou d'équipements.

17. Cessibilité de contrat

Le Client reste redevable du paiement de la facture sans pouvoir opposer à quelque titre que ce soit la cession du contrat, la réalisation pour le compte d'autrui, l'existence d'une promesse de porte-fort ou encore l'existence d'une stipulation pour autrui.

18. Litiges

En cas de litige pouvant survenir dans l'application du contrat, seul le droit français est applicable. Seules les juridictions du ressort du siège social du Prestataire sont compétentes, même en cas de demande incidente ou d'appel en garantie ou de pluralité de défendeurs.

Juillet 2014

Enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique (Norme NF P 94-500)

Le Maître d'Ouvrage doit associer l'ingénierie géotechnique au même titre que les autres ingénieries à la Maîtrise d'Œuvre et ce, à toutes les étapes successives de conception, puis de réalisation de l'ouvrage. Le Maître d'Ouvrage, ou son mandataire, doit veiller à la synchronisation des missions d'ingénierie géotechnique avec les phases effectives à la Maîtrise d'Œuvre du projet.

L'enchaînement et la définition synthétique des missions d'ingénierie géotechnique sont donnés ci-après. Deux ingénieries géotechniques différentes doivent intervenir : la première pour le compte du Maître d'Ouvrage ou de son mandataire lors des étapes 1 à 3, la seconde pour le compte de l'entreprise lors de l'étape 3.

Enchaînement des missions GI à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau de management des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
Étape 1 : Etude géotechnique préalable (G1)		Etude géotechnique préalable (G1) Phase Etude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Etude préliminaire, Esquisse, APS	Etudes géotechnique préalable (G1) Phase Principes Généraux de Construction (PGC)		Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités du site	Première identification des risques pour les futurs ouvrages	Fonctions des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : Etude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Etude géotechnique de conception (G2) Phase Avant-projet (AVP)		Définition et comparaison des solutions envisageables pour le projet	Mesures préventives pour la réduction des risques identifiés, mesures correctives pour les risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance	Fonction du site et de la complexité du projet (<i>choix constructifs</i>)
	PRO	Etudes géotechniques de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet		Fonction du site et de la complexité du projet (<i>choix constructifs</i>)
	DCE/ACT	Etude géotechnique de conception (G2) Phase DCE/ACT		Consultation sur le projet de base/choix de l'entreprise et mise au point du contrat de travaux		
Étape 3 : Etudes géotechniques de réalisation (G3/G4)		A la charge de l'entreprise	A la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Etude de suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Etude (<i>en interaction avec la phase suivi</i>)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision de l'étude géotechnique d'exécution (<i>en interaction avec la phase supervision du suivi</i>)	Etude d'exécution conforme aux exigences du projet, avec maîtrise de la qualité, du délai et du coût	Identification des risques résiduels, mesures correctives, contrôle du management des risques résiduels (<i>réalité des actions, vigilance, mémorisation, capitalisation des retours d'expérience</i>)	Fonction des méthodes de construction et des adaptations proposées si des risques identifiés surviennent
	DET/AOR	Etude et suivi géotechniques d'exécutions (G3) Phase Suivi (<i>en interaction avec la Phase Etude</i>)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision du suivi géotechnique d'exécution (<i>en interaction avec la phase Supervision de l'étude</i>)	Exécution des travaux en toute sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage		Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux
A toute étape d'un projet ou sur un ouvrage existant	Diagnostic	Diagnostic géotechnique (G5)		Influence d'un élément géotechnique spécifique sur le projet ou sur l'ouvrage existant	Influence de cet élément géotechnique sur les risques géotechniques identifiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié

Classification des missions d'ingénierie géotechnique en page suivante

Février 2014

Classification des missions d'ingénierie géotechnique (Norme NF P 94-500)

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacune de ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.

ETAPE 1 : ETUDE GEOTECHNIQUE PREALABLE (G1)

Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases:

Phase Étude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site. - Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

- Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).

ETAPE 2 : ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases:

Phase Avant-projet (AVP)

Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

- Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisinants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques.

Phase Projet (PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site. - Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

- Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques.

- Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).

- Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participé à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

ETAPE 3 : ETUDES GEOTECHNIQUES DE REALISATION (G3 et G4, distinctes et simultanées)

ETAPE ET SUIVI GEOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures correctives d'adaptation ou d'optimisation. Elle est confiée à l'entrepreneur sauf disposition contractuelle contraire, sur la base de la phase G2 DCE/ACT. Elle comprend deux phases interactives:

Phase Étude

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

- Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques: notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).

- Élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs: plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

- Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.

- Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).

- Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO).

SUPERVISION GEOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend deux phases interactives:

Phase Supervision de l'étude d'exécution

- Donner un avis sur la pertinence des hypothèses géotechniques de l'étude géotechnique d'exécution, des dimensionnements et méthodes d'exécution, des adaptations ou optimisations des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, du plan de contrôle, du programme d'auscultation et des valeurs seuils.

Phase Supervision du suivi d'exécution

- Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3).

- Donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

A TOUTES ETAPES : DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant.

- Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

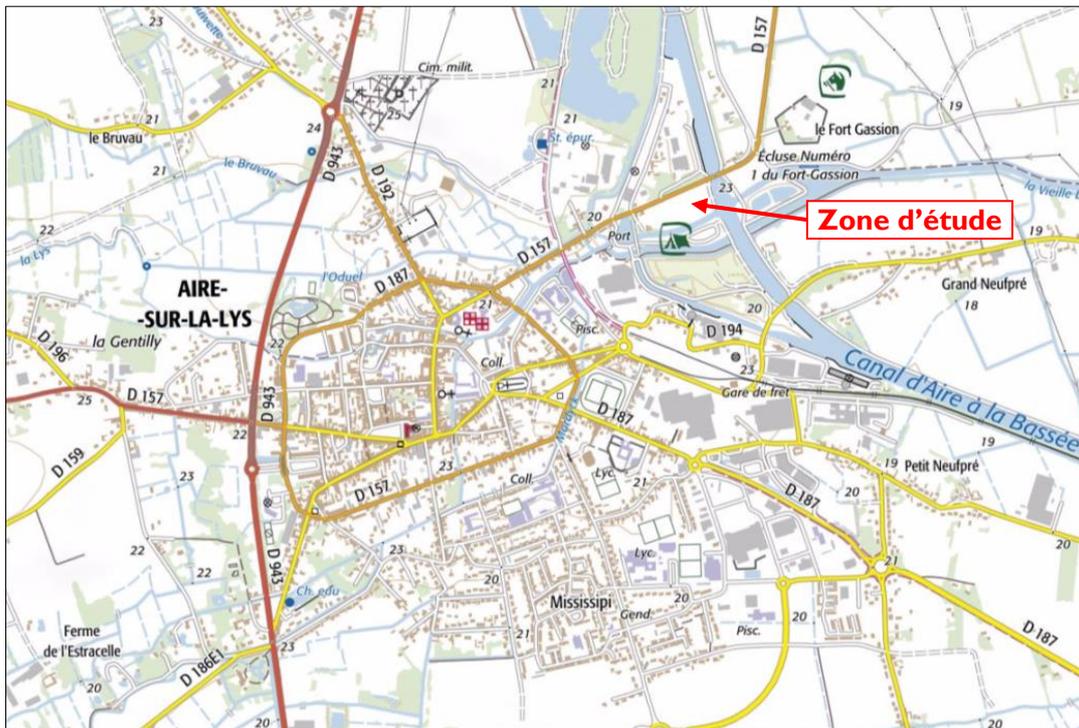
- Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant.

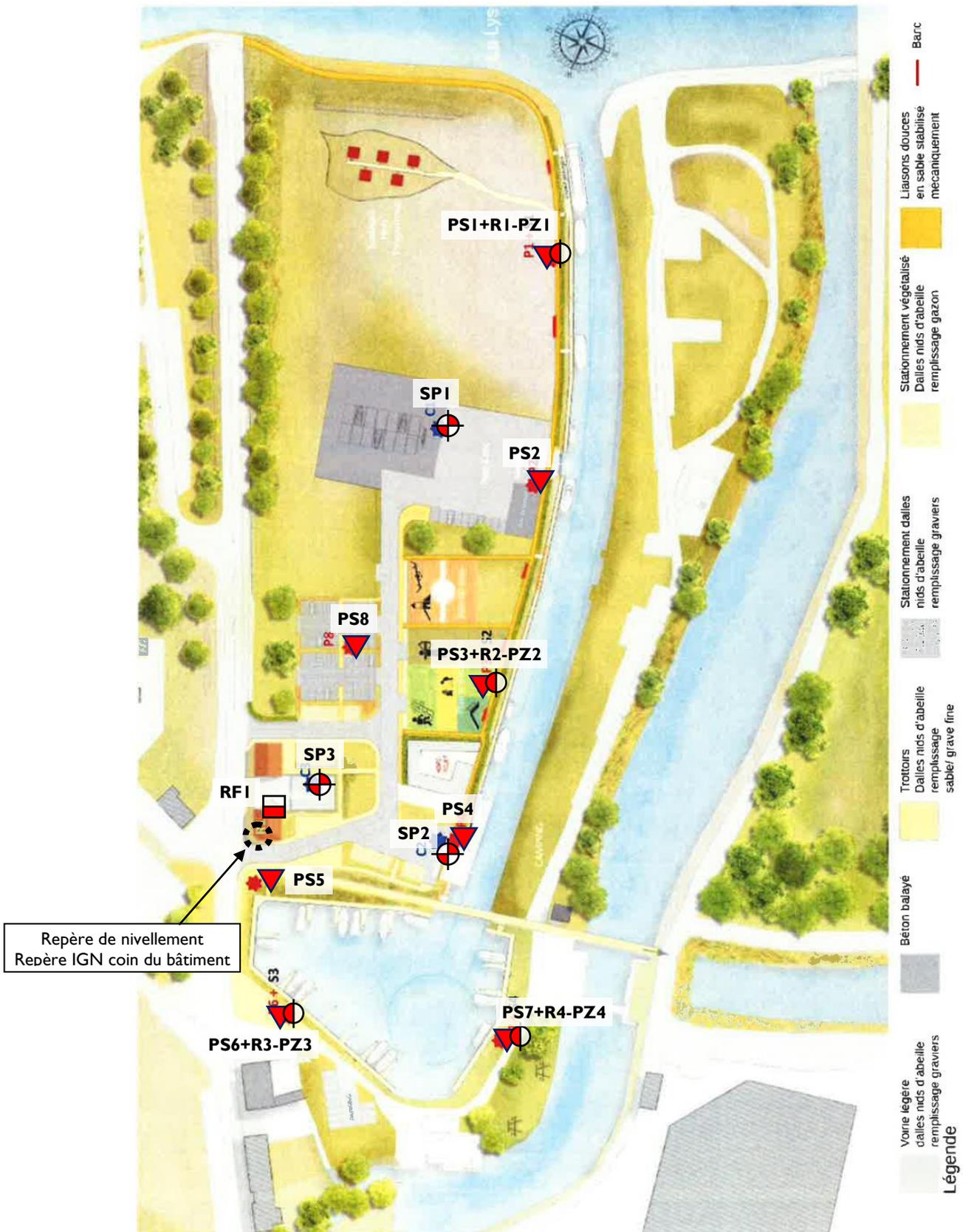
- Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).

FEVRIER 2014



I. Plan de situation et de repérage des sondages





- ⊕ Sondage pressiométrique
- ⊙ Sondage de reconnaissance lithologique
- ▼ Essai de pénétration statique
- Reconnaissance de fondations

2. Coupes des sondages réalisés



Aménagement d'un port fluvial à AIRE-SUR-LA-LYS (62)

n° affaire NSO 17.266

Date début : 17/10/2017

Cote NGF (m) : 19.78

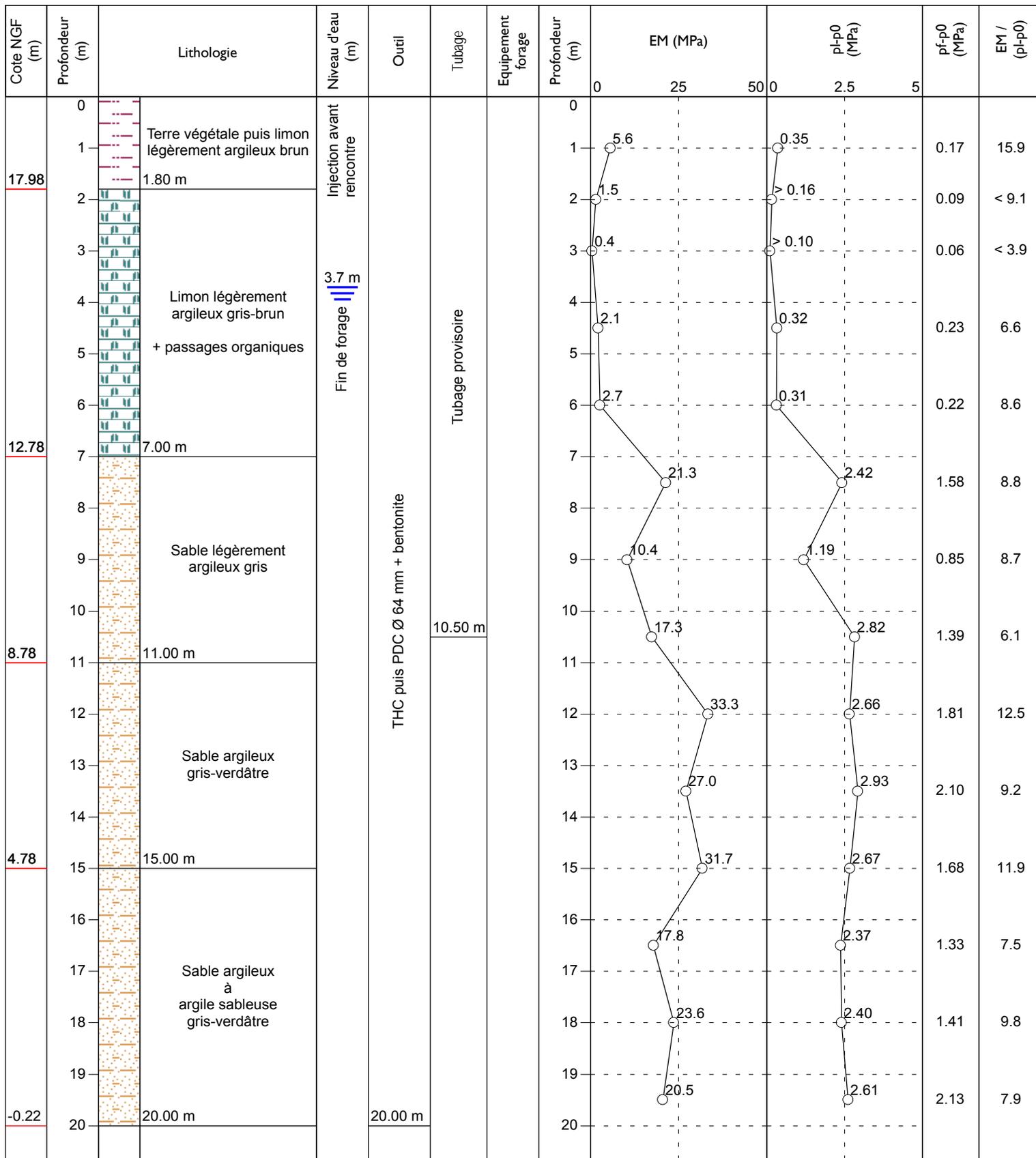
Profondeur : 0.00 - 20.00 m

Machine : SOCO 65.10

1/100

Forage : SP1

EXGTE B3.20.3/GTE





Aménagement d'un port fluvial à AIRE-SUR-LA-LYS (62)

n° affaire NSO 17.266

Date début : 12/10/2017

Cote NGF (m) : 20.54

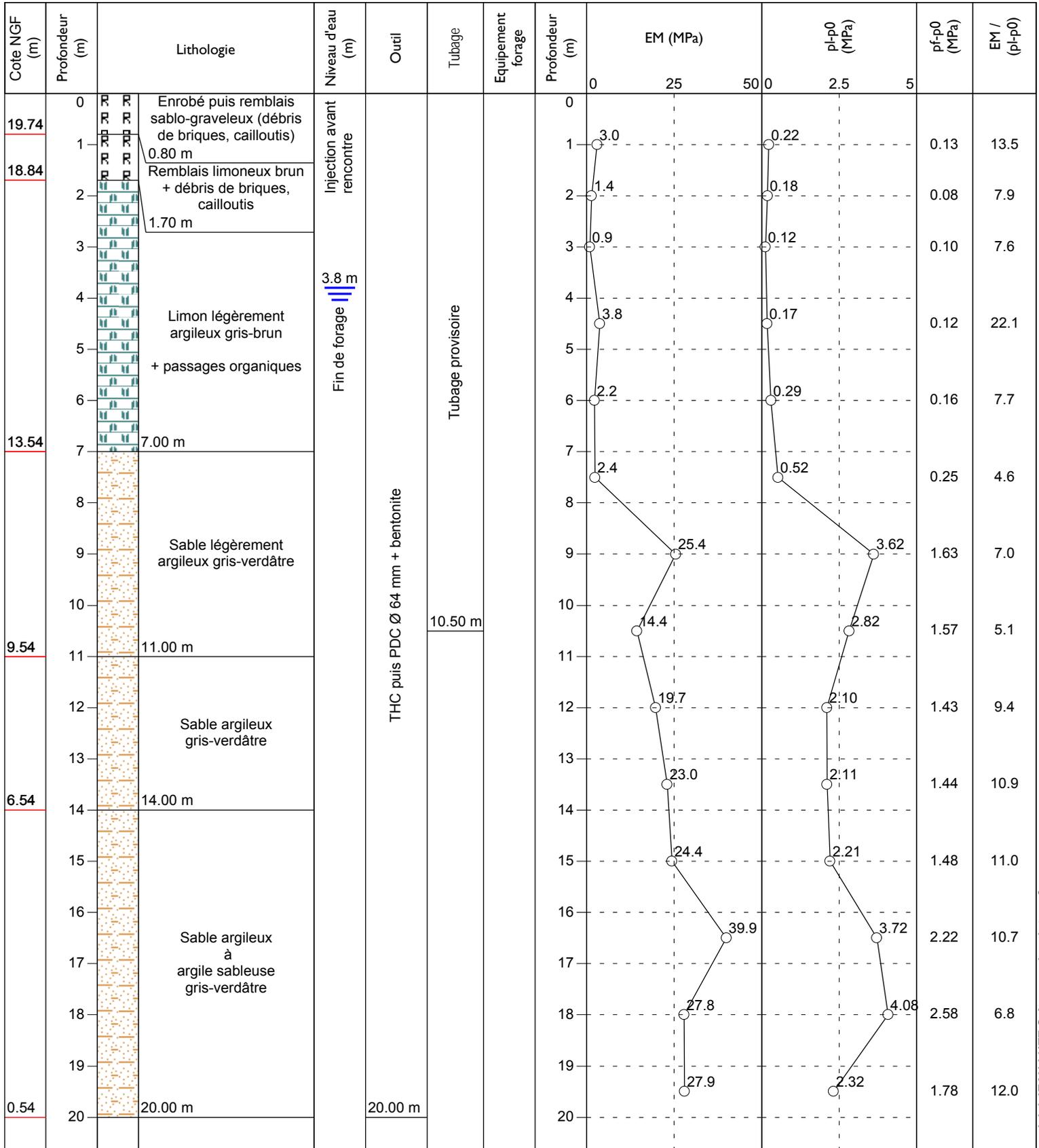
Profondeur : 0.00 - 20.00 m

Machine : SOCO 65.10

1/100

Forage : SP2

EXGTE B3.20.3/GTE





Aménagement d'un port fluvial à AIRE-SUR-LA-LYS (62)

n° affaire NSO 17.266

Date début : 16/10/2017

Cote NGF (m) : 20.01

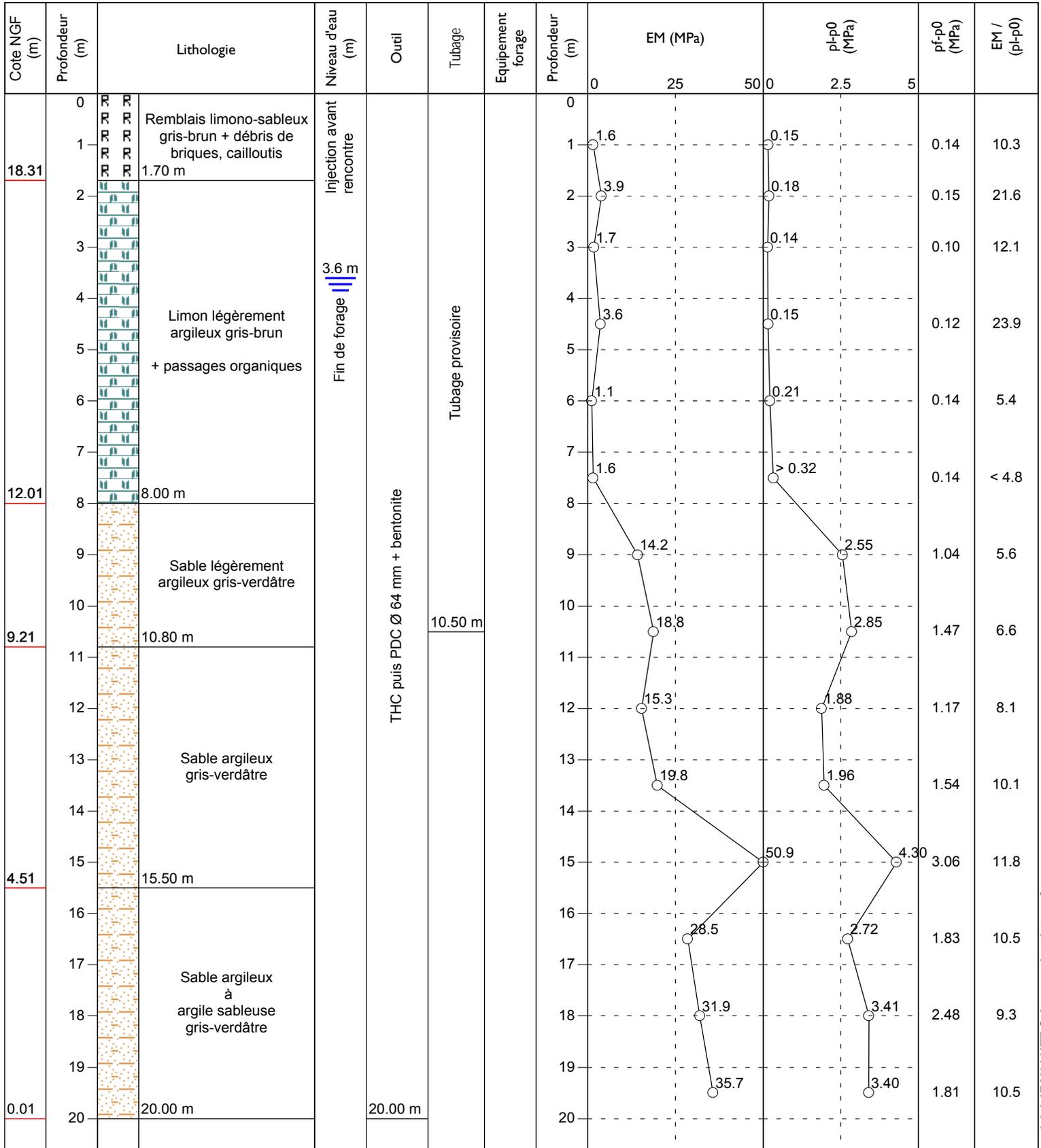
Profondeur : 0.00 - 20.00 m

Machine : SOCO 65.10

1/100

Forage : SP3

EXGTE B3.20.3/GTE



Cote NGF (m)	Profondeur (m)	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Tubage	Equipement forage	Echantillons
13.06	0	Terre végétale puis limon légèrement argileux et localement organique gris-brun	Injection avant rencontre 3.8 m 3.6 m Fin de forage Après équipement	CB Ø 114 mm	Tubage provisoire	Equipement piézométrique PZ1 Ø 45/50 mm + chaussette + tête de protection métallique	Prélèvement d'échantillons intacts pour essais en laboratoire
	1						
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
7	7.00 m	Sable argileux à argile sableuse gris-verdâtre	Niveau d'eau (m)	Taillant Ø 64 mm + eau	Tubage provisoire	Equipement piézométrique PZ1 Ø 45/50 mm + chaussette + tête de protection métallique	Prélèvement d'échantillons intacts pour essais en laboratoire
8							
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20	20.00 m	20.00 m					

Photographies des carottes

NSO.17.0266

Aménagement d'un port fluvial – AIRE-SUR-LA-LYS (62)

R1

Carotte 0.00 m – 1.00 m / +20.06 mNGF – +19.06 mNGF



Carotte 1.00 m – 2.00 m / +19.06 mNGF – +18.06 mNGF



Photographies des carottes

NSO.17.0266

Aménagement d'un port fluvial – AIRE-SUR-LA-LYS (62)

R1

Carotte 2.00 m – 3.00 m / +18.06 mNGF – +17.06 mNGF



Carotte 3.00 m – 4.00 m / +17.06 mNGF – +16.06 mNGF



Cote NGF (m)	Profondeur (m)	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Tubage	Equipement forage	Echantillons
15.55	0 - 4.00	Terre végétale puis limon légèrement argileux et localement organique gris-brun	Injection avant rencontre	CB Ø 114 mm			Prélèvement d'échantillons intacts pour essais en laboratoire
12.55	4.00 - 7.00	Limon organique brun + passages de tourbe franche	Fin de forage		Tubage provisoire	Equipement piézométrique PZ2 Ø 45/50 mm + chaussette + tête de protection métallique	4.00 m
8.95	7.00 - 10.60	Sable argileux gris-verdâtre clair	Après équipement				
	10.60 - 20.00	Sable argileux à argile sableuse gris-verdâtre		Taillant Ø 64 mm + eau			
-0.45	20.00						

Photographies des carottes

NSO.17.0266

Aménagement d'un port fluvial – AIRE-SUR-LA-LYS (62)

R2

Carotte 0.00 m – 1.00 m / +19.55 mNGF – +18.55 mNGF



Carotte 1.00 m – 2.00 m / +18.55 mNGF – +17.55 mNGF



Photographies des carottes

NSO.17.0266

Aménagement d'un port fluvial – AIRE-SUR-LA-LYS (62)

R2

Carotte 2.00 m – 3.00 m / +17.55 mNGF – +16.55 mNGF



Carotte 3.00 m – 4.00 m / +16.55 mNGF – +15.55 mNGF



Cote NGF (m)	Profondeur (m)	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Tubage	Equipement forage	Echantillons
	0	Remblais limoneux puis limon légèrement argileux et localement organique gris-brun		CB Ø 114 mm	Tubage provisoire	Equipement piézométrique PZ3 Ø 45/50 mm + chaussette + bouche à clef ras-de-sol	Prélèvement d'échantillons intacts pour essais en laboratoire
	1						
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
13.53	7		Injection avant rencontre 3.7 m Fin de forage 3.9 m Après équipement	4.00 m			4.00 m
	8	Sable argileux gris-verdâtre clair		Taillant Ø 64 mm + eau	10.50 m		
	9						
9.93	10		10.60 m				
	11	Sable argileux à argile sableuse gris-verdâtre					
	12						
	13						
	14						
	15						
	16						
	17						
	18						
	19						
0.53	20		20.00 m				

Photographies des carottes

NSO.17.0266

Aménagement d'un port fluvial – AIRE-SUR-LA-LYS (62)

R3

Carotte 0.00 m – 1.00 m / +20.53 mNGF – +19.53 mNGF



Carotte 1.00 m – 2.00 m / +19.53 mNGF – +18.53 mNGF



Photographies des carottes

NSO.17.0266

Aménagement d'un port fluvial – AIRE-SUR-LA-LYS (62)

R3

Carotte 2.00 m – 3.00 m / +18.53 mNGF – +17.53 mNGF



Carotte 3.00 m – 4.00 m / +17.53 mNGF – +16.53 mNGF



Cote locale (m)	Profondeur (m)	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Tubage	Equipement forage	Echantillons
13.25	0	Enrobé, remblais sablo-graveleux puis limoneux puis limon légèrement argileux et localement organique gris-brun	Injection avant rencontre Fin de forage 4.1 m Après équipement 4.0 m	CB Ø 114 mm	Tubage provisoire	Equipement piézométrique PZ4 Ø 45/50 mm + chaussette + bouche à clef ras-de-sol	Prélèvement d'échantillons intacts pour essais en laboratoire 4.00 m
	1						
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	6.80 m						
9.45	7	Sable et graviers légèrement argileux très compacts		Taillant Ø 64 mm + eau	10.50 m	10.00 m	
	8						
	9						
	10						
	10.60 m						
	11	Sable argileux à argile sableuse gris-verdâtre					
	12						
	13						
	14						
	15						
	16						
	17						
	18						
	19						
	20						
0.05	20.00 m			20.00 m			

Photographies des carottes

NSO.17.0266

Aménagement d'un port fluvial – AIRE-SUR-LA-LYS (62)

R4

Carotte 0.00 m – 1.00 m / +20.05 mNGF – +19.05 mNGF



Carotte 1.00 m – 2.00 m / +19.05 mNGF – +18.05 mNGF



Photographies des carottes

NSO.17.0266

Aménagement d'un port fluvial – AIRE-SUR-LA-LYS (62)

R4

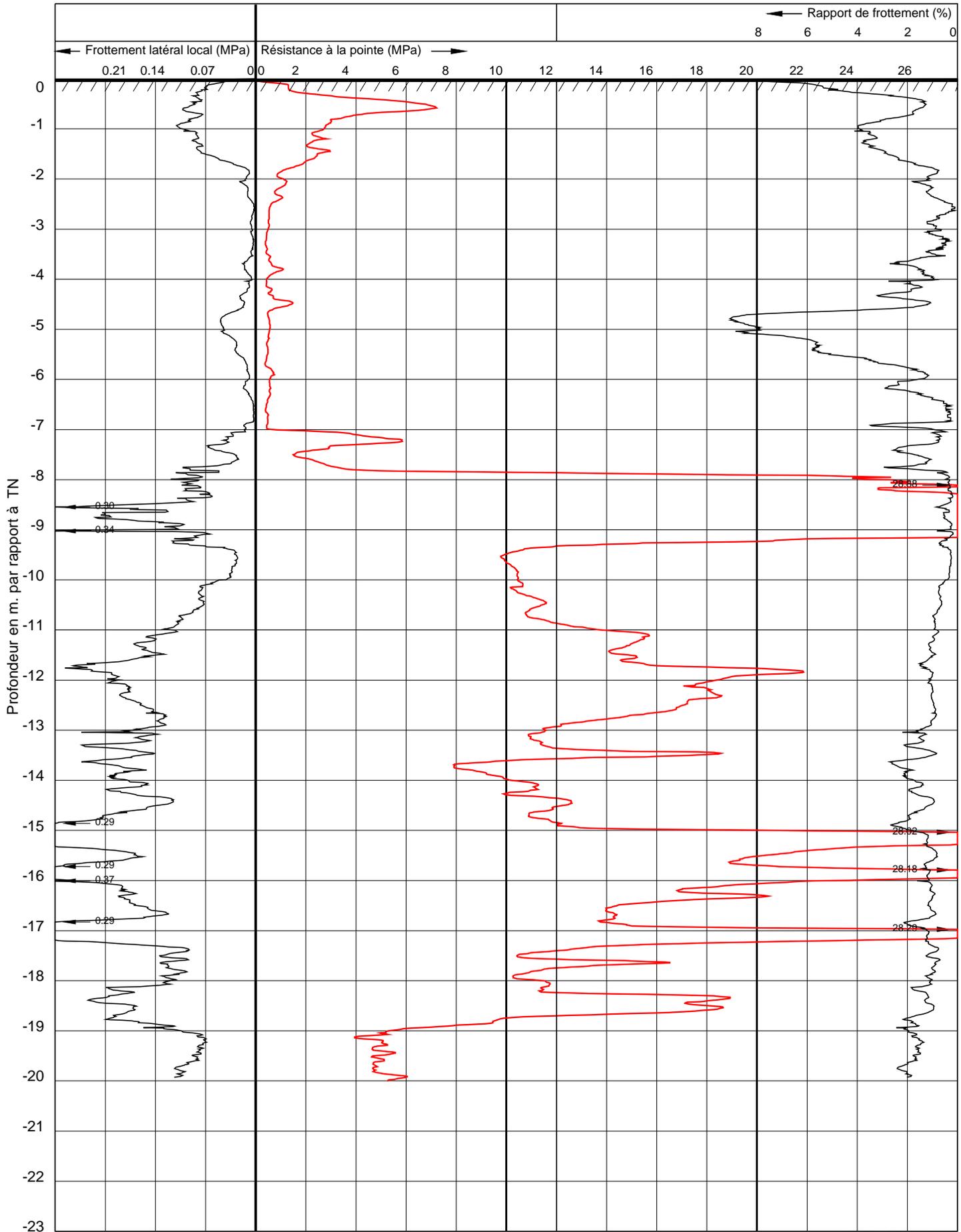
Carotte 2.00 m – 3.00 m / +18.05 mNGF – +17.05 mNGF

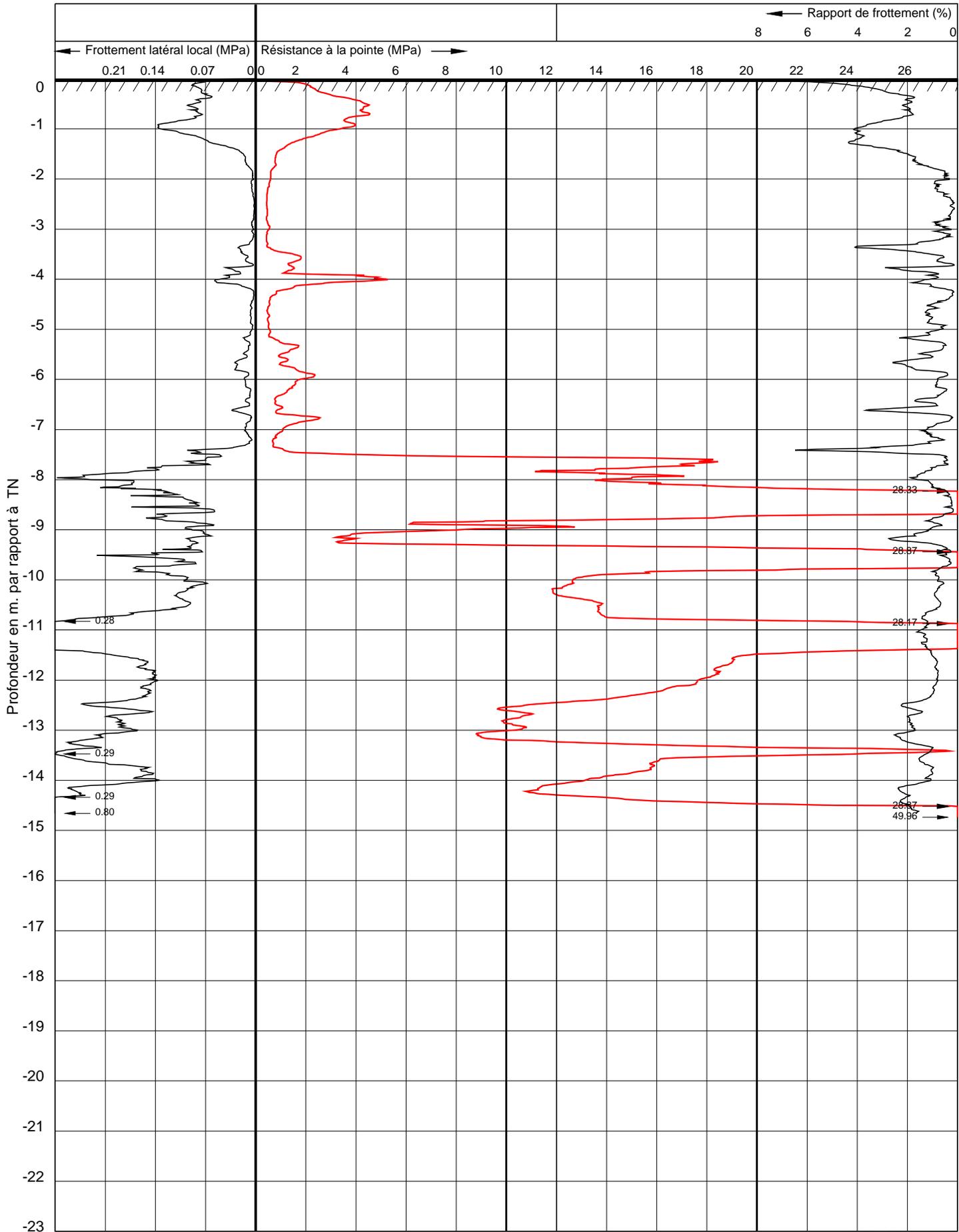


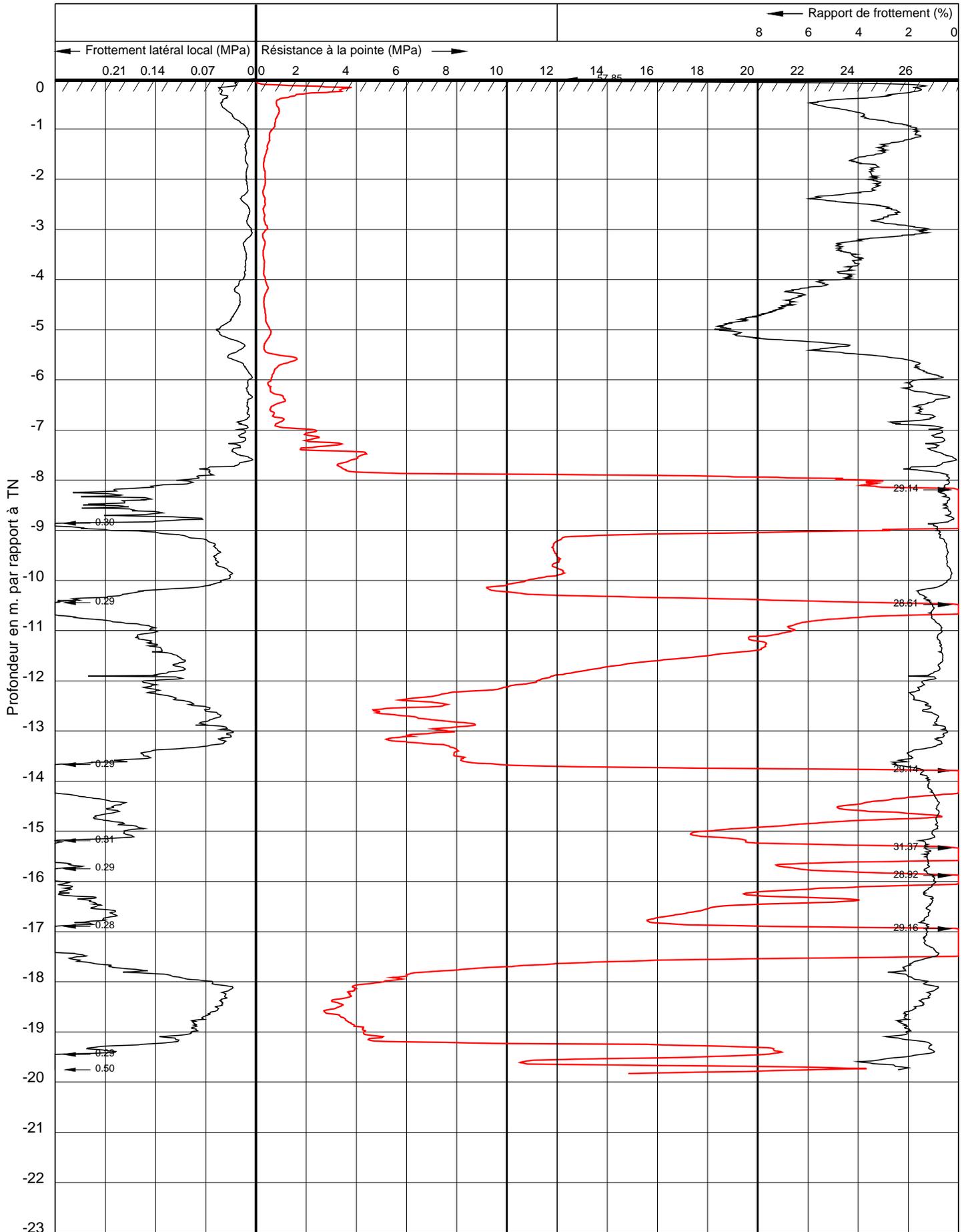
Carotte 3.00 m – 4.00 m / +17.05 mNGF – +16.05 mNGF

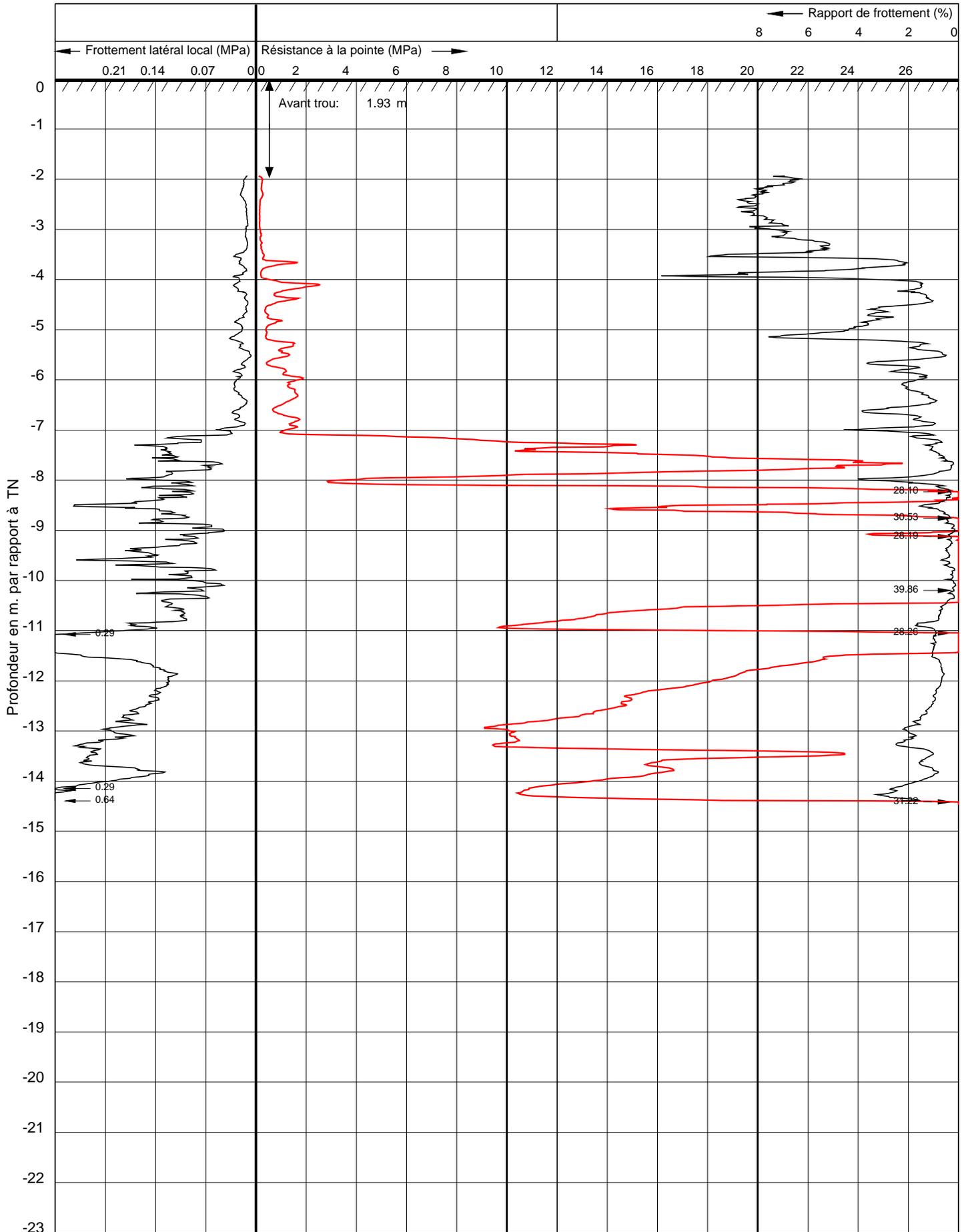


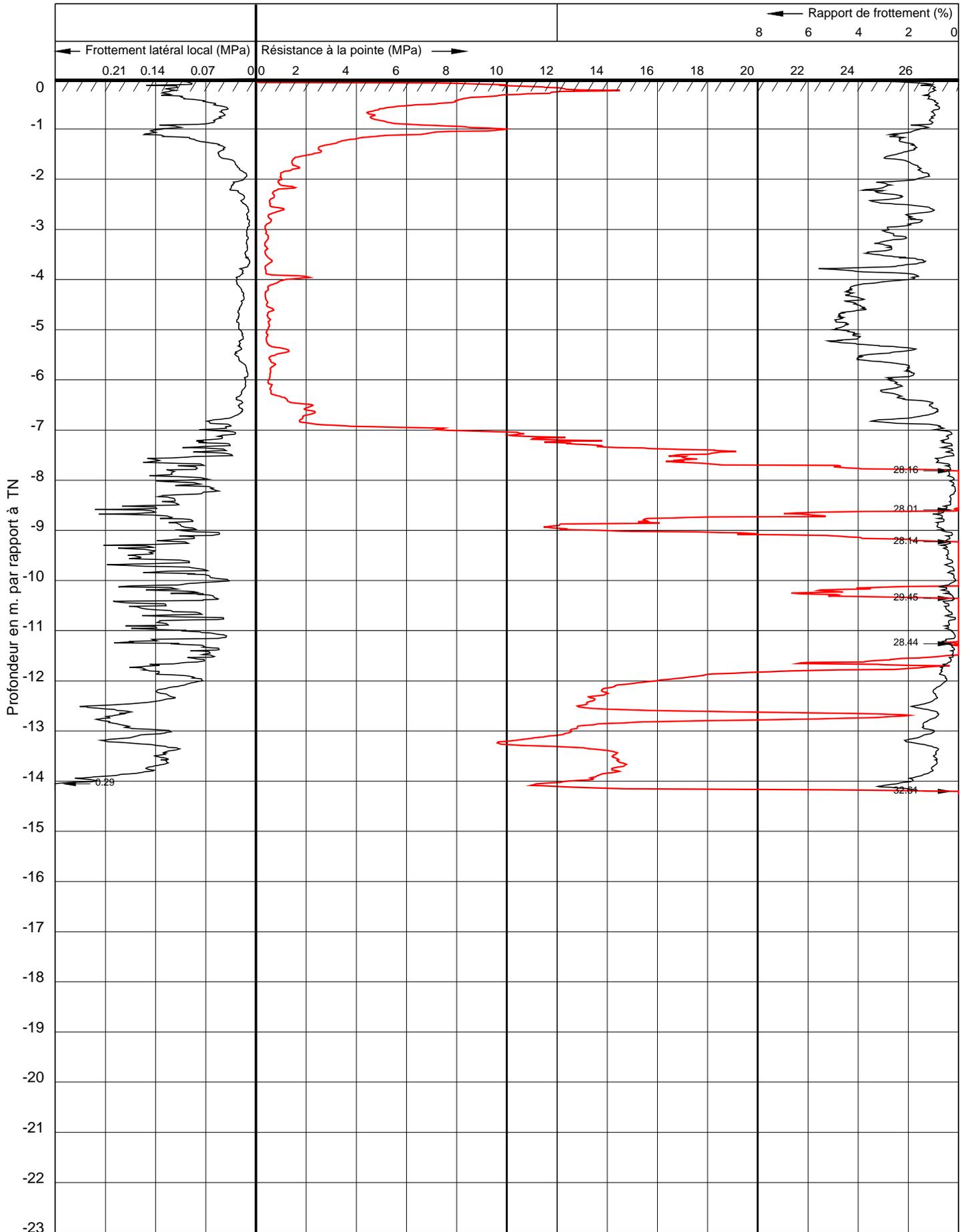
3. Essais de pénétration statique réalisés

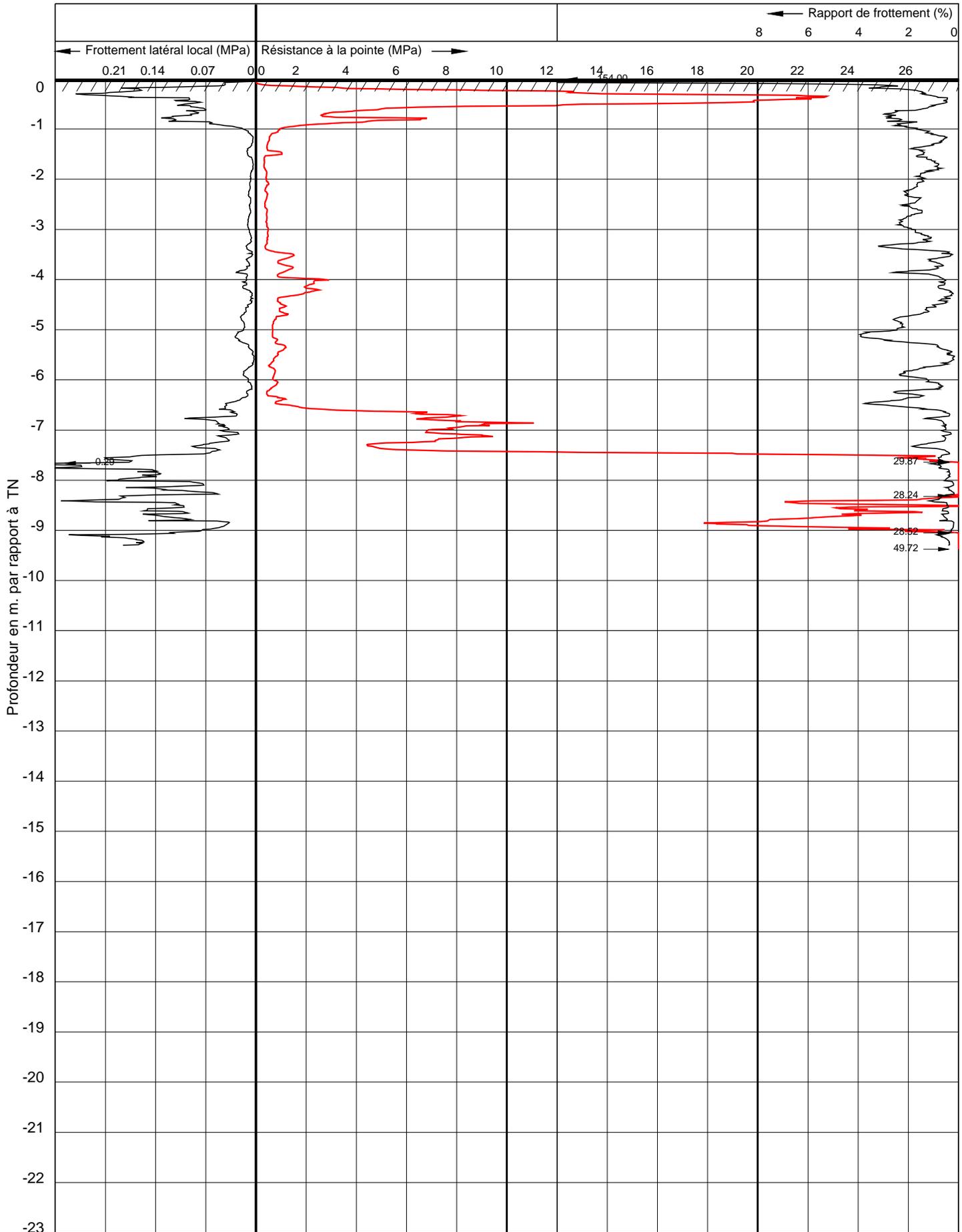


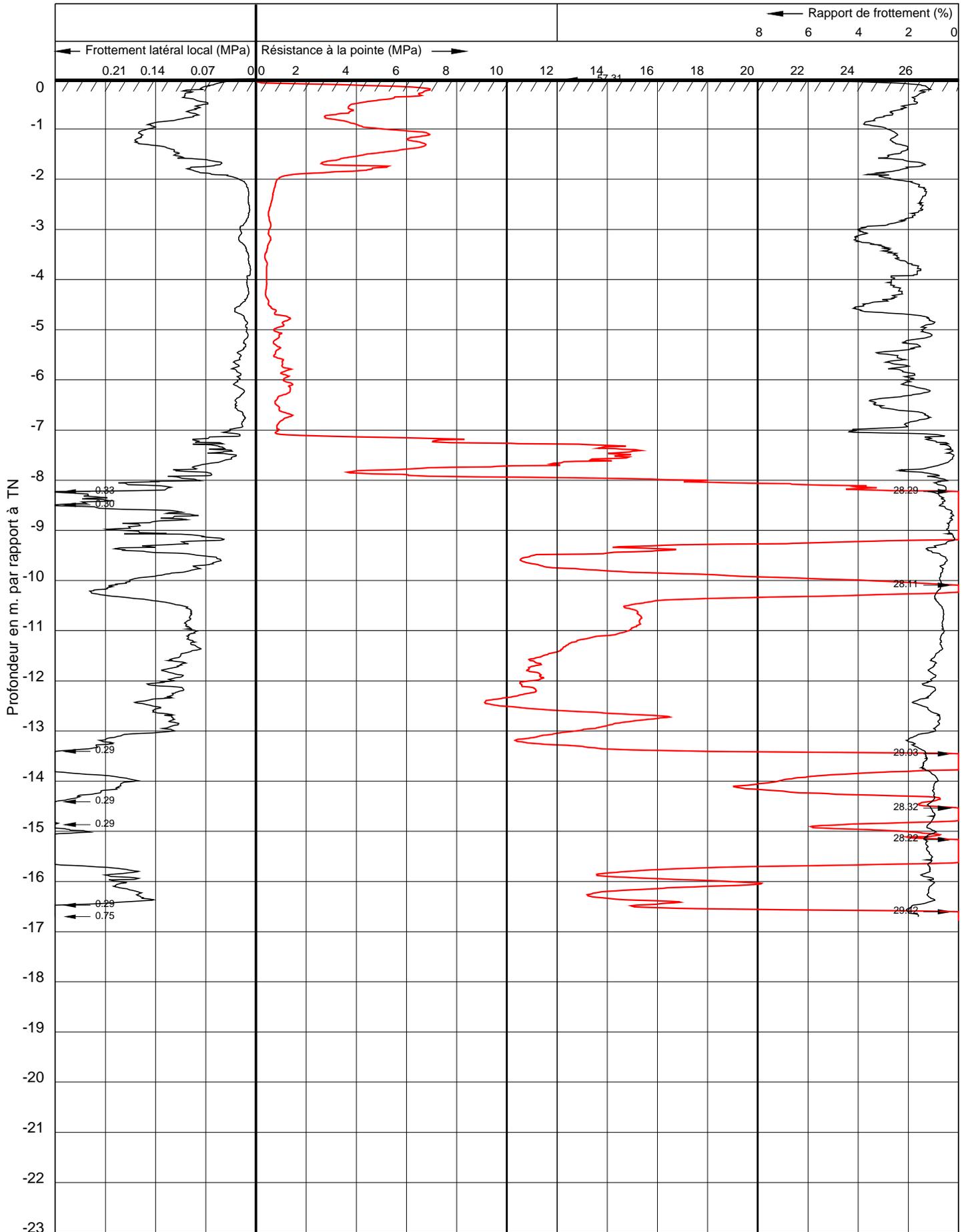


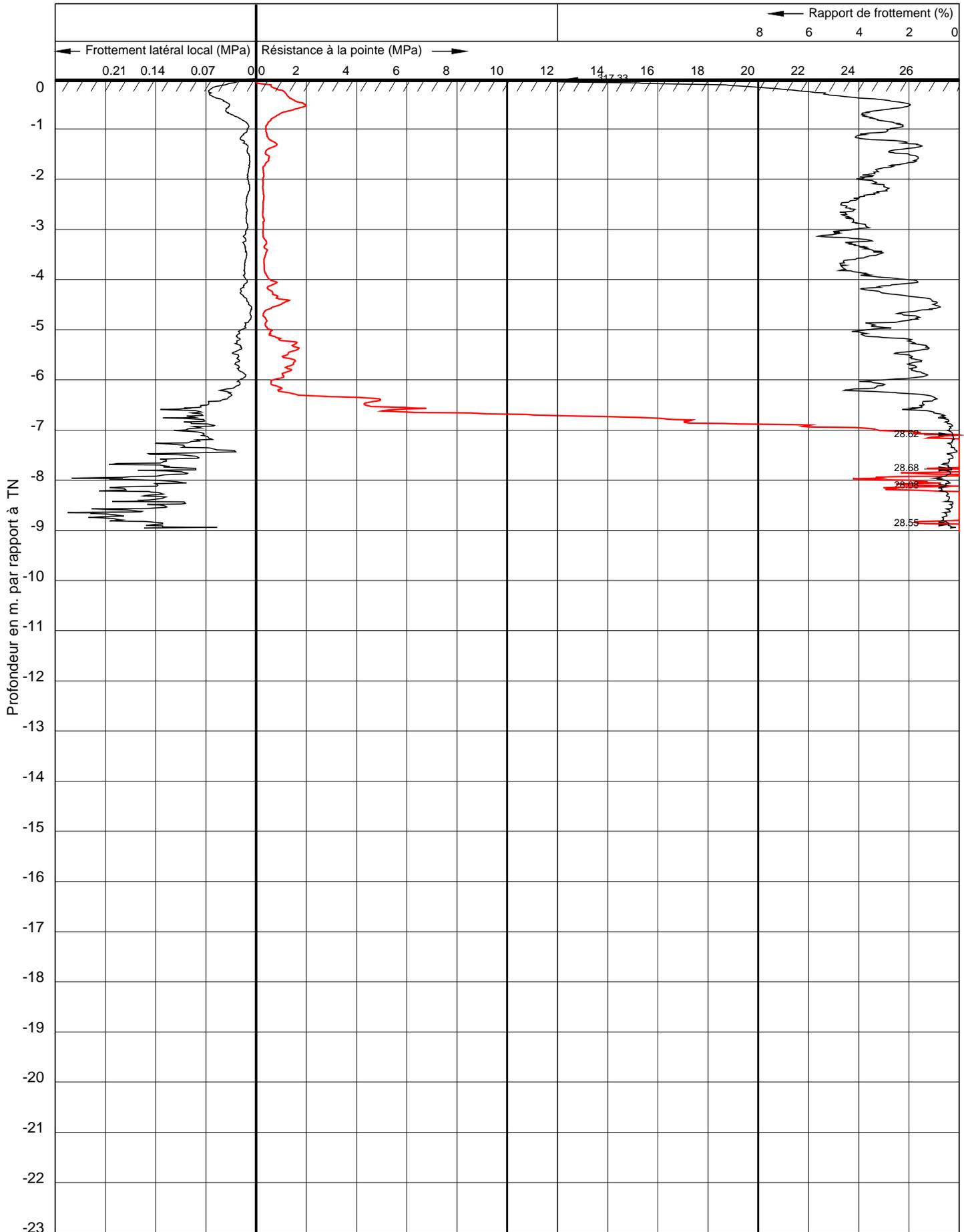












4. Reconnaissance de fondation

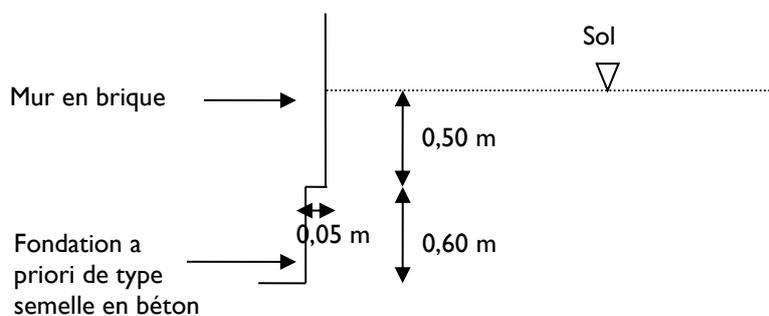
NSO 17.266 : RECONNAISSANCES DE FONDATIONS – AIRE SUR LA LYS – PORT FLUVIAL

RF1

Photographie



Schéma de principe (échelles non respectées)



Coupe lithologique :

0,00 à 1,10 m : Remblai limono-graveleux

A partir de 1,10 m : Limon beige

Observation : Arrivée d'eau en fond de fouille

5. Essais en laboratoire

Analyses en cours

6. Capacité portante en compression des pieux BE (capitainerie)

Arase Pieux 20.5 mNGF Capitainerie

	Cote basse	Epaisseur	pl* (MPa)	EC7	kp max
Mort terrain	12	8.50	0.15		0.00
Sables 1	11	1.00	1.00	Q2	3.10
Sables 2	6	5.00	2.00	Q2	3.10
Sables 3	0	6.00	2.50	Q2	3.10

Battu enrobé	1	2	3	4	
B (m)	0.20	0.22	0.27	0.30	m
P (m)	0.63	0.69	0.85	0.94	m
S (m)	0.03	0.04	0.06	0.07	m²
k1					
k2					
k3					
fck* (Mpa)					MPa
fcd (ELU) (MPa)					MPa
fcd (ELUsis) (MPa)					MPa
σ moy,lim (ELS) (MPa)					MPa
Fcd ELU (kN)	1 149	1 149	1 149	1 149	kN
Fcd ELU sis (kN)	1 149	1 149	1 149	1 149	kN
Fc ELS (kN)	574	574	574	574	kN
Longueur minimale (m)	9.50	9.50	9.50	9.50	m

Béton		
fck		MPa
α cc		
γ c		
γ c sis		
Cmax		MPa
Résistance structurelle (autre)		
Q max ELU	1149	kN
Q max ELU sis	1149	kN
Q max ELS	574	kN

Méthode de foration	Avec refoulement	Travail	Compression	Coefficients	Normal	Ancrage craie
Type de pieu	Battu enrobé	ycr carac	0.90	ycr1	2.00	2.00
	Classe 4	ycr quasi	1.10	ycr2	1.10	1.10
	Catégorie 10	vt dur	1.10	vrđ	2.20	2.20
		vt sis	1.10			

		Approche de calcul 2 - Compression																
		Diamètre 0.20 m				Diamètre 0.22 m				Diamètre 0.27 m				Diamètre 0.30 m				
Terrain	Longueur	Cote	ELS QP (kN) Rc:crđ	ELS C (kN) Rc:crđ	ELU Dur/trans (kN) Rc:crđ	ELU Sis (kN) Rc:crđ												
Mort terrain	0	20.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	0.5	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	1	19.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	1.5	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	2	18.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	2.5	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	3	17.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	3.5	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	4	16.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	4.5	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	5	15.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	5.5	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	6	14.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	6.5	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	7	13.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	7.5	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	8	12.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mort terrain	8.5	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sables 1	9	11.5	37	45	52	52	42	51	60	60	60	73	86	86	70	85	100	100
Sables 1	9.5	11	56	69	81	81	64	78	91	91	88	107	125	125	101	123	144	144
Sables 2	10	10.5	89	109	127	127	101	124	145	145	134	164	192	192	153	187	219	219
Sables 2	10.5	10	103	126	147	147	119	146	170	170	165	202	236	236	196	240	281	281
Sables 2	11	9.5	117	142	167	167	134	164	192	192	184	225	263	263	217	265	310	310
Sables 2	11.5	9	130	159	186	186	150	183	214	214	203	248	290	290	238	291	340	340
Sables 2	12	8.5	144	176	206	206	165	202	236	236	222	271	316	316	259	316	370	370
Sables 2	12.5	8	158	193	226	226	180	220	258	258	240	294	343	343	280	342	400	400
Sables 2	13	7.5	172	210	246	246	196	239	279	279	259	317	370	370	300	367	429	429
Sables 2	13.5	7	190	232	271	271	215	263	307	307	284	347	406	406	329	402	470	470
Sables 2	14	6.5	207	253	296	296	235	287	335	335	309	378	442	442	358	438	511	511
Sables 2	14.5	6	224	274	320	320	254	311	363	363	334	409	478	478	387	473	552	552
Sables 3	15	5.5	243	297	347	347	275	337	393	393	362	442	517	517	418	511	597	597

7.1. Capacité portante en compression des pieux BE (port à sec)

Arase Pieux 20 mNGF Port à sec

	Cote basse	Epaisseur	pl* (MPa)	EC7	kp max
Mort terrain	12.5	7.50	0.15	-	0.00
Sables 1	10.5	2.00	1.20	Q2	3.10
Sables 2	5	5.50	1.80	Q2	3.10

Battu enrobé	1	2	3	4	
B (m)	0.20	0.22	0.27	0.30	m
P (m)	0.63	0.69	0.85	0.94	m
S (m)	0.03	0.04	0.06	0.07	m²
k1					
k2					
k3					
fck* (Mpa)					MPa
fcd (ELU) (MPa)					MPa
fcd (ELU)sis (MPa)					MPa
σ moy,lim (ELS) (MPa)					MPa
Fcd ELU (kN)	1 149	1 149	1 149	1 149	kN
Fcd ELU sis (kN)	1 149	1 149	1 149	1 149	kN
Fc ELS (kN)	574	574	574	574	kN
Longueur minimale (m)	8.50	8.50	8.50	8.50	m

Béton	
fck	MPa
α cc	
γ c	
γ c sis	
Cmax	MPa
Résistance structurelle (autre)	
Q max ELU	1149 kN
Q max ELU sis	1149 kN
Q max ELS	574 kN

Méthode de foration	Avec refoulement	Travail	Compression	Coefficients	Normal	Ancrage craie
Type de pieu	Battu enrobé	ycr carac	0.90	ycr1	2.00	2.00
	Classe 4	ycr quasi	1.10	ycr2	1.10	1.10
	Catégorie 10	vt dur	1.10	ycr	2.20	2.20
		vt sis	1.10			

Terrain	Longueur	Cote	Approche de calcul 2 - Compression															
			Diamètre 0.20 m				Diamètre 0.22 m				Diamètre 0.27 m				Diamètre 0.30 m			
			ELS QP (kN) Rc:cr:d	ELS C (kN) Rc:cr:d	ELU Dur/trans (kN) Rc:d	ELU Sis (kN) Rc:d	ELS QP (kN) Rc:cr:d	ELS C (kN) Rc:cr:d	ELU Dur/trans (kN) Rc:d	ELU Sis (kN) Rc:d	ELS QP (kN) Rc:cr:d	ELS C (kN) Rc:cr:d	ELU Dur/trans (kN) Rc:d	ELU Sis (kN) Rc:d	ELS QP (kN) Rc:cr:d	ELS C (kN) Rc:cr:d	ELU Dur/trans (kN) Rc:d	ELU Sis (kN) Rc:d
Mort terrain	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	0.5	19.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	1	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	1.5	18.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	2	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	2.5	17.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	3	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	3.5	16.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	4	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	4.5	15.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	5	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	5.5	14.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	6	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	6.5	13.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	7	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	7.5	12.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Sables 1	8	12	37	45	53	53	42	51	60	60	59	72	84	68	83	97	97	
Sables 1	8.5	11.5	59	72	84	84	66	81	95	95	89	109	127	127	102	125	146	
Sables 1	9	11	74	90	105	105	86	105	122	122	119	146	171	171	136	166	194	
Sables 1	9.5	10.5	88	108	126	126	102	125	146	146	141	173	202	202	167	205	239	
Sables 2	10	10	106	129	151	151	122	149	174	174	167	204	238	238	197	240	281	
Sables 2	10.5	9.5	119	145	170	170	136	167	195	195	185	226	264	264	216	265	309	
Sables 2	11	9	132	161	189	189	151	184	216	216	202	247	289	289	236	289	337	
Sables 2	11.5	8.5	145	177	207	207	165	202	236	236	220	269	314	314	256	313	366	
Sables 2	12	8	158	194	226	226	180	220	257	257	238	291	340	340	276	337	394	
Sables 2	12.5	7.5	172	210	245	245	194	238	278	278	256	312	365	365	295	361	422	
Sables 2	13	7	185	226	264	264	209	255	298	298	273	334	391	391	315	385	450	
Sables 2	13.5	6.5	198	242	283	283	223	273	319	319	291	356	416	416	335	409	478	
Sables 2	14	6	215	263	308	308	243	297	347	347	317	387	452	452	364	445	520	
Sables 2	14.5	5.5	233	284	332	332	263	321	375	375	342	418	489	489	393	481	562	
Sables 2	15	5	250	306	357	357	282	345	403	403	368	449	525	525	423	517	604	

7.2. Capacité portante en traction compression pieux BE (port à sec)

Arase Pieu 20 mNGF **Port à sec**

	Cote basse	Epaisseur	p* (MPa)	EC7	kp max
Mort terrain	12.5	7.50	0.15	-	0.00
Sables 1	10.5	2.00	1.20	Q2	3.10
Sables 2	5	5.50	1.80	Q2	3.10

	1	2	3	4	
Battu enrobé					
B (m)	0.20	0.22	0.27	0.30	m
P (m)	0.63	0.69	0.85	0.94	m
S (m)	0.03	0.04	0.06	0.07	m²
k1					
k2					
k3					
fck* (Mpa)					MPa
fcd (ELU) (MPa)					MPa
fcd (ELUsis) (MPa)					MPa
σ moy,lim (ELS) (MPa)					MPa
Ftd ELU (kN)	400	400	400	400	kN
Ftd ELU sis (kN)	400	400	400	400	kN
Fl ELS (kN)	400	400	400	400	kN
Longueur minimale (m)	9.00	9.00	9.00	9.00	m

Béton	
fck	MPa
α cc	
γ c	
γ c sis	
Cmax	MPa
Résistance structurelle (autre)	
Q max ELU	400 kN
Q max ELU sis	400 kN
Q max ELS	400 kN

Méthode de foration	Avec refoulement	Travail	Traction	Coefficients	Normal	Ancrage craie
Type de pieu	Battu enrobé	yscr carac	1.10	γrd1	2.00	2.00
	Classe 4	yscr quasi	1.50	γrd2	1.10	1.10
	Catégorie 10	vst dur	1.15	γrd	2.20	2.20
		vst sis	1.15			

Terrain	Longueur	Cote	Approche de calcul 2 - Traction															
			Diamètre 0.20 m				Diamètre 0.22 m				Diamètre 0.27 m				Diamètre 0.30 m			
			ELS QP Rt.crd	ELS C Rt.crd	ELU Dur/trans Rt.d	ELU Sis Rt.d	ELS QP Rt.crd	ELS C Rt.crd	ELU Dur/trans Rt.d	ELU Sis Rt.d	ELS QP Rt.crd	ELS C Rt.crd	ELU Dur/trans Rt.d	ELU Sis Rt.d	ELS QP Rt.crd	ELS C Rt.crd	ELU Dur/trans Rt.d	ELU Sis Rt.d
Mort terrain	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	0.5	19.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	1	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	1.5	18.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	2	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	2.5	17.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	3	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	3.5	16.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	4	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	4.5	15.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	5	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	5.5	14.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	6	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	6.5	13.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	7	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mort terrain	7.5	12.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Sables 1	8	12	8	10	14	14	8	12	16	16	10	14	19	12	16	21	21	
Sables 1	8.5	11.5	15	21	29	29	17	23	31	31	21	28	39	23	31	43	43	
Sables 1	9	11	23	31	43	43	25	35	47	47	31	42	58	35	47	64	64	
Sables 1	9.5	10.5	31	42	57	57	34	46	63	63	41	57	77	46	63	86	86	
Sables 2	10	10	40	55	75	75	44	61	83	83	55	74	102	61	83	113	113	
Sables 2	10.5	9.5	50	68	93	93	55	75	103	103	68	92	126	75	102	140	140	
Sables 2	11	9	60	81	111	111	66	90	122	122	81	110	150	90	122	167	167	
Sables 2	11.5	8.5	69	95	129	129	76	104	142	142	94	128	175	104	142	194	194	
Sables 2	12	8	79	108	147	147	87	119	162	162	107	145	199	119	162	221	221	
Sables 2	12.5	7.5	89	121	165	165	98	133	182	182	120	163	223	133	181	248	248	
Sables 2	13	7	98	134	183	183	108	148	202	202	133	181	247	148	201	275	275	
Sables 2	13.5	6.5	108	147	201	201	119	162	221	221	146	199	272	162	221	302	302	
Sables 2	14	6	118	160	219	219	129	176	241	241	159	217	296	176	241	329	329	
Sables 2	14.5	5.5	127	174	237	237	140	191	261	261	172	234	320	191	260	356	356	
Sables 2	15	5	137	187	255	255	151	205	281	281	185	252	345	205	280	383	383	



fondasol

TERRITOIRE(S) D'EXIGENCE

www.fondasol.fr

