

**fondasol**

TERRITOIRE(S) D'EXIGENCE

Nantes -Tél. 02 51 77 86 50



**idex**  
■ Efficience Energétique

148-152 route de la Reine  
92100 BOULOGNE BILLANCOURT

**COUERON (44)**  
Cité Navale  
Construction d'une chaufferie gaz  
Etude géotechnique G2\_AVP

# Suivi des modifications et mises à jour

FTQ.261-A

Rév.	Date	Nb pages	Modifications	Rédacteur	Contrôleur
				Nom, Visa	Nom, Visa
	18.07.2017	65		A.ANDREI	M.POIROT
A	24.08.2017	71	Réception des essais en laboratoire	A.ANDREI	M.POIROT
B	18.09.2017	78	Définition des contours de la structure en béton armé reconnue en PM2	A.ANDREI 	M.POIROT 

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

## Sommaire

<b>PRESENTATION DE NOTRE MISSION</b>	<b>5</b>
1. Mission selon la norme NF P 94-500	5
2. Programme d'investigations	6
<b>DESCRIPTIF GENERAL DU SITE ET APPROCHE DOCUMENTAIRE</b>	<b>7</b>
1. Description du site	7
2. Contexte géologique	8
3. Enquête documentaire	9
3.1. Inventaire des risques naturels connus	9
3.2. Risque inondation par crue (rivière)	9
3.3. Risque inondation par remontée de nappe	10
3.4. Risque d'inondation par la Loire	10
3.5. Risque de pollution	11
3.6. Risque sismique	12
3.7. Risque rayonnements ionisants	12
4. Documents à notre disposition pour cette étude	12
<b>RESULTATS DES INVESTIGATIONS IN SITU</b>	<b>13</b>
1. Résultats des sondages	13
2. Aspects géomécaniques - Essais in situ	13
3. Niveaux d'eau	15
4. Essais de perméabilité de type MATSUO	15
5. Analyse de l'agressivité de l'eau vis-à-vis du béton	16
<b>ANALYSE VIS-A-VIS DU RISQUE SISMIQUE</b>	<b>25</b>
1. Accélération et composantes verticales et horizontales	25
2. Analyse fine du risque de liquéfaction	25
2.1. Préambule	25
2.2. Analyse quantitative fine du risque de liquéfaction	26
2.3. Méthode de calcul	27
2.4. Paramètres de calcul	29
2.5. Conclusion sur le risque de liquéfaction des sols	30
<b>APPLICATION AU PROJET</b>	<b>31</b>

1.	Description générale du projet _____	31
2.	Mode de fondation envisageable _____	31
2.1.	Rappel du contexte géotechnique lié au projet _____	31
2.2.	Fondations _____	31
2.3.	Niveau bas _____	32
3.	Etude des solutions de fondations profondes _____	32
3.1.	Portance suivant l'Eurocode 7. _____	32
3.2.	Type de pieu _____	33
3.3.	Application au projet _____	34
3.1.	Sujétions de conception et d'exécution des pieux _____	35
4.	Assise de voiries et structures des chaussées _____	37
4.1.	Résultats des essais en laboratoire _____	37
4.2.	Généralités _____	37
4.3.	Réemploi _____	38
4.4.	Portance et couche de forme _____	38
4.5.	Contrôle _____	39
4.6.	Structures de chaussée _____	39
4.7.	Vérification au gel des structures _____	39
5.	Aléas prévisibles de chantier (non exhaustifs) _____	40
6.	Conclusion _____	40
	<b>CONDITIONS GENERALES _____</b>	<b>41</b>
	<b>ANNEXES _____</b>	<b>45</b>
	Plan de situation _____	46
	Plan d'implantation des sondages _____	47
	Sondages et essais _____	48
	Classification sismique du site _____	63
	Calcul du risque de liquéfaction _____	64
	Agressivité des eaux sur les bétons _____	66
	Résultats des essais en laboratoire (GTR) _____	68
	Calcul d'une fondation profonde selon l'Eurocode 7 _____	74
	Cartographie du potentiel radon _____	77

## Présentation de notre mission

IDEX envisage la construction d'une chaufferie gaz en rez-de-chaussée, située route de la Navale / Cité Navale à Couëron (44).

L'étude géotechnique initiale a été confiée à FONDASOL, Agence de Nantes, suite à l'acceptation du devis DE.AN.17.06.054 du 14 Juin 2017 par la commande reçue le 26 Juin 2017. La deuxième mission de définition des contours de la dalle en béton armée reconnue en PM2 fait suite à l'acceptation du devis DE.AN.17.08.080 du 24 août 2017 par la commande reçue le 07 Septembre 2017.

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

Il s'agit d'une mission de type **G1\_PGC + G2\_AVP** au sens de la norme NFP 94-500 (Missions Géotechniques Types – Révision du 30 Novembre 2013). Les objectifs de notre rapport sont de développer les points suivants :

- **Etude préliminaire du site**  
Enquête bibliographique et visite du terrain,
- **Résultats des investigations** (plans d'implantation, coupes géologiques et diagrammes des essais in-situ et en laboratoire en cours),
- **Analyse et synthèse du contexte géologique et géomécanique du site et de son influence sur le projet :**
  - Description de la géologie et établissement du modèle géologique du site,
  - Analyse de la compacité des terrains,
  - Niveaux de l'eau lors de nos investigations, leur influence sur le projet,
  - Analyse du contexte sismique du site (ordre de grandeur des vitesses sismiques, détermination de la classe de sol selon les règles parasismiques (EC8), accélération maximale à retenir selon la sismicité, la classe de sol et l'ouvrage),
  - Caractérisation des anomalies d'origine anthropique ou naturelle,
  - Qualification du risque de liquéfaction sous séisme.
- **Hypothèses géotechniques pour la justification des ouvrages :**
  - Types de fondations,
  - Contraintes de calculs ELS et ELU (fondations superficielles ou fondations profondes) et estimation des tassements (fondations superficielles), pour un profil type de fondation,
  - Type de soutènement et paramètres de calcul pour un profil type,
  - Stabilité générale du site (influence sur les ouvrages) pour un profil type,
  - Détermination du type de niveau bas envisageable : dallage sur terre-plein ou plancher porté,
  - Dans le cas d'un dallage sur terre-plein, étude de son assise (épaisseur, constitution et critères de réception de la couche de forme ; détermination des modules d'Young conformément au DTU I3.3) pour un profil type,
  - Etude de l'assise des voiries et parkings (épaisseur, constitution et critères de réception de la couche de forme) pour un profil type.
- **Recommandations particulières pour la réalisation des travaux**  
Préparation du terrain et phasage des travaux (terrassements, amélioration de sol, avoisinants, soutènements, etc.).

## 2. Programme d'investigations

Nous avons réalisé les investigations géotechniques suivantes :

- **1 sondage destructif en Ø 64 mm à 35,50 m de profondeur.** Des échantillons (cuttings) ont été prélevés au fur et à mesure de l'avancement des sondages et mis en sacs soigneusement répertoriés, pour identification lithologique par l'ingénieur géotechnicien, avec **17 essais pressiométriques** répartis tous les 1,50 à 3,00 m dans le forage précédent pour mesurer in-situ les caractéristiques de portance et de déformabilité. Comme les matériaux le permettent, ces essais ont été poussés à 5 MPa (50 bars) conformément à la norme NFP 94.110. Ce sondage est noté PMT2,
- **2 sondages au pénétromètre statique lourd 200 kN** descendus à 25,0 m de profondeur ou au refus, afin de permettre l'étude fine du risque de liquéfaction suivant l'eurocode 8, et notés CPTU1 et CPTU3,
- **1 fonçage dynamique** pour définir le toit des horizons compacts, avec enregistrement des paramètres de forage, et descendu jusqu'au refus vers 33,50 m. Ce sondage est noté SD1,
- **1 journée de sondages au tractopelle** pour réaliser les sondages PM1, PM2 bis, E11 et E12 :
  - identification visuelle de la géologie des terrains,
  - découverte et relevé des éventuelles arrivées d'eau,
  - appréciation de la tenue des parois,
  - réalisation de **2 essais de perméabilité de type MATSUO vers 1,50 m de profondeur, au droit des sondages E11 et E12,**
  - prélèvements d'échantillons remaniés pour essais en laboratoire, conditionnés en sacs plastiques étanches pour étude des voiries, au droit des sondages PM1 et PM2 bis,
- **2 forages destructifs avec équipements piézométriques à 6,00 m de profondeur** (protégés par une bouche à clef cimentée) pour relever le niveau d'eau en fin de forage et suivre ses fluctuations dans le temps, et notés PZ1 et PZ2,
- **Essais en laboratoire** comprenant :
  - 2 teneurs en eau
  - 2 valeurs au bleu du sol (VBS)
  - 2 analyses granulométriques par tamisage
  - 1 agressivité des eaux sur les bétons

Les essais en laboratoire sont désormais intégrés dans l'indice A du présent rapport.

Les sondages ont été réalisés au moyen d'une sondeuse WAGONDRILL de type pneumatique et les échantillons ont été prélevés au taillant à l'air ou à la bentonite.

### Remarque :

La fouille notée PM2 a dû être abandonnée du fait de la rencontre d'une dalle en béton sur laquelle nous avons eu un refus (sans BRH). La fouille a été décalée proche du sondage SD1 et est notée PM2 bis.

Le 14 septembre 2017 nous avons utilisé une pelle mécanique de 8T afin de définir les contours de cet ouvrage en béton armé. **C'est l'objet de l'indice B du présent rapport.**

## Descriptif général du site et approche documentaire

### I. Description du site

Le terrain étudié est actuellement vierge de toute construction apparente et recouvert d'herbe. Une dalle béton a été rencontrée en PM2 et a nécessité le déplacement de la fouille en PM2 bis. Le site est situé en bord de Loire. Aucun plan topographique n'était disponible au moment de notre étude.



Vue du terrain vers l'Ouest



Vue de la référence de nivellement (tampon EP)  
cotée arbitrairement +100,00 m NI



Vue du terrain vers l'Est

D'après le nivellement indépendant que nous avons effectué (en prenant comme référence le regard d'EP), l'altitude des points de sondage est la suivante :

Sondage	CPTUI	PMT2	CPTU3	SDI	PZI/EI1	PZ2/EI2
Altitude (m NI)	100,15	100,13	100,24	100,37	100,07	100,34

Sondage	PM1	PM2	PM2 bis
Altitude (m NI)	100,16	100,22	100,32

La dénivelée du sol est d'environ 30 cm entre les points de sondage PZI/EI1 et SDI.

L'altitude de ces points de sondages seront à recalculer une fois le plan de géomètre disponible.

## 2. Contexte géologique

D'après la carte géologique du secteur au 1/50 000 et notre connaissance du secteur, les terrains devraient être constitués sous un recouvrement **de remblai sableux, puis des alluvions argileuses à sableuses** par un **substratum de micascistes**.



### 3. Enquête documentaire

#### 3.1. Inventaire des risques naturels connus

La commune a fait l'objet de plusieurs arrêtés de catastrophe naturelle repris ci-après.

Chocs mécaniques liés à l'action des vagues : 1

Code national CATNAT	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
44PREF20100010	28/02/2010	28/02/2010	11/03/2010	13/03/2010

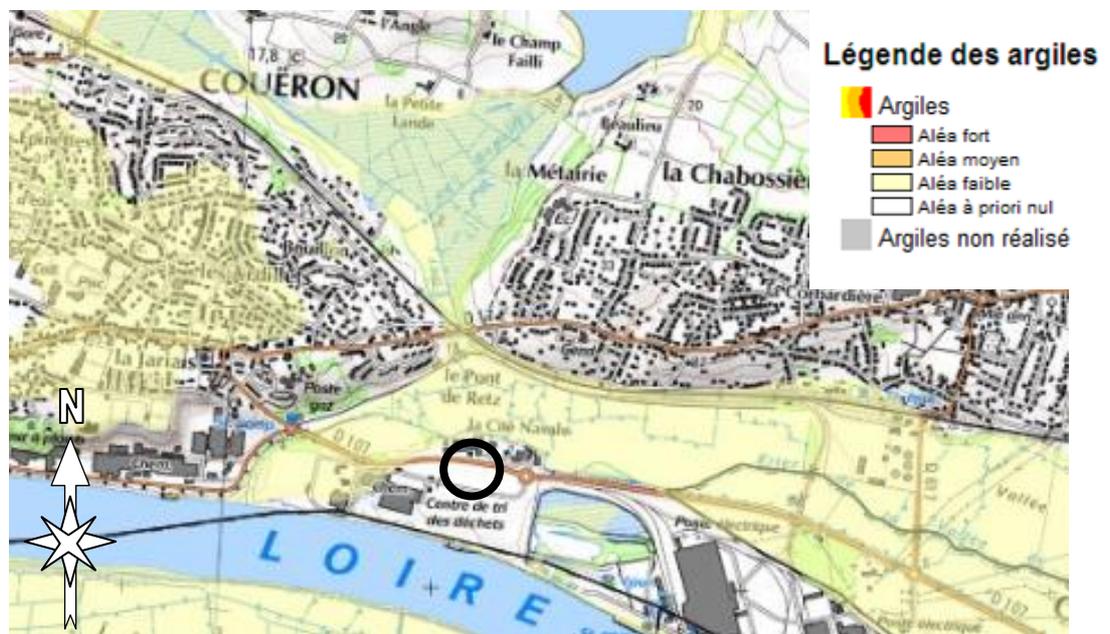
Inondations, coulées de boue et mouvements de terrain : 1

Code national CATNAT	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
44PREF19990052	25/12/1999	29/12/1999	29/12/1999	30/12/1999

Inondations et coulées de boue : 2

Code national CATNAT	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
44PREF19930014	03/12/1992	04/12/1992	23/06/1993	08/07/1993
44PREF20130072	27/07/2013	27/07/2013	10/09/2013	13/09/2013

D'après le site [www.georisques.gouv.fr](http://www.georisques.gouv.fr) le risque d'aléa retrait/gonflement des argiles est a priori nul pour ce site étudié.



Il appartient aux concepteurs du projet de s'assurer que le projet n'est pas concerné par les risques déjà répertoriés.

#### 3.2. Risque inondation par crue (rivière)

La commune de COUERON fait partie des Territoires à Risque important d'Inondation et comprend un plan de prévention des risques PPRn Inondation auquel il convient de se référer.

PPRN	Aléa	Prescrit le	Enquêté le	Approuvé le	Révisé le	Annexé au PLU le	Deprescrit / annulé / abrogé le	Révisé
44DDTM20080006 - PPRi LOIRE Aval Agglo Nantaise	Par une crue à débordement lent de cours d'eau	05/07/2007	01/10/2013	31/03/2014				

### Territoire à risque important d'inondation (TRI)

Nom du TRI	Aléa	Cours d'eau	Arrêté du préfet coordonnateur de bassin	Arrête stratégie locale	Arrêté préfet / parties prenantes	Arrêté d'approbation de la partie locale	Arrêté TRI national
44DREAL20130010 - Nantes	Inondation - Par ruissellement et coulée de boue		26/11/2012	20/02/2015			06/11/2012

### 3.3. Risque inondation par remontée de nappe

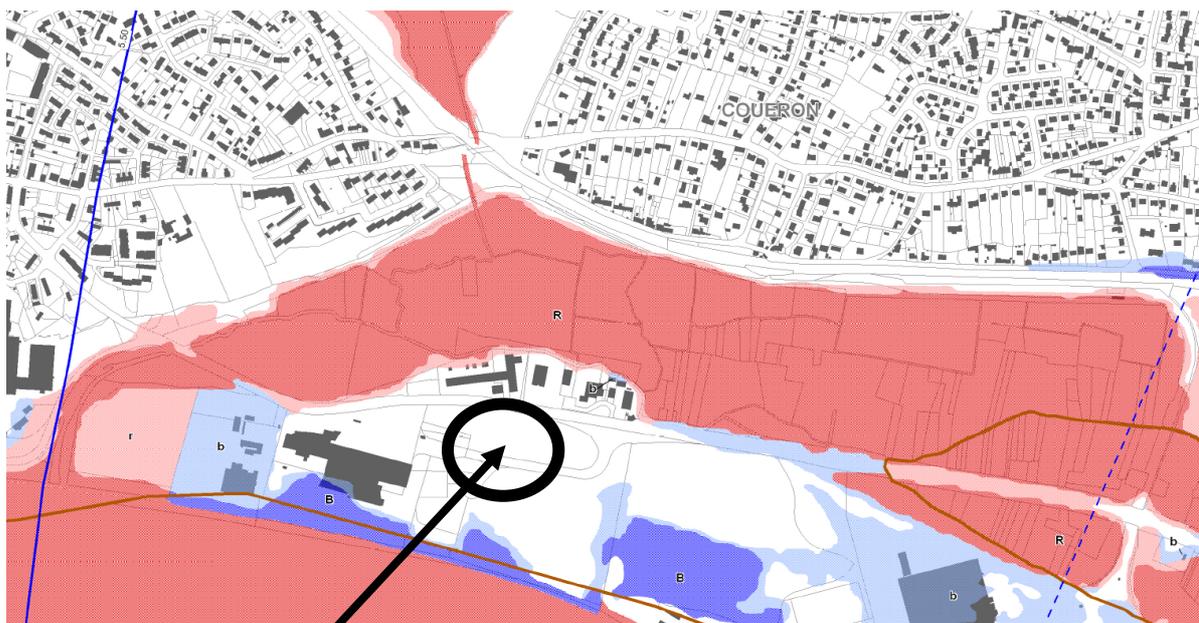
Une carte des remontées de nappe est disponible sur le site [www.inondationsnappes.fr](http://www.inondationsnappes.fr). Elle indique que le terrain concerné par le projet se situe dans une zone de sensibilité très faible, vis-à-vis du risque de remontée de nappe dans le socle.



### 3.4. Risque d'inondation par la Loire

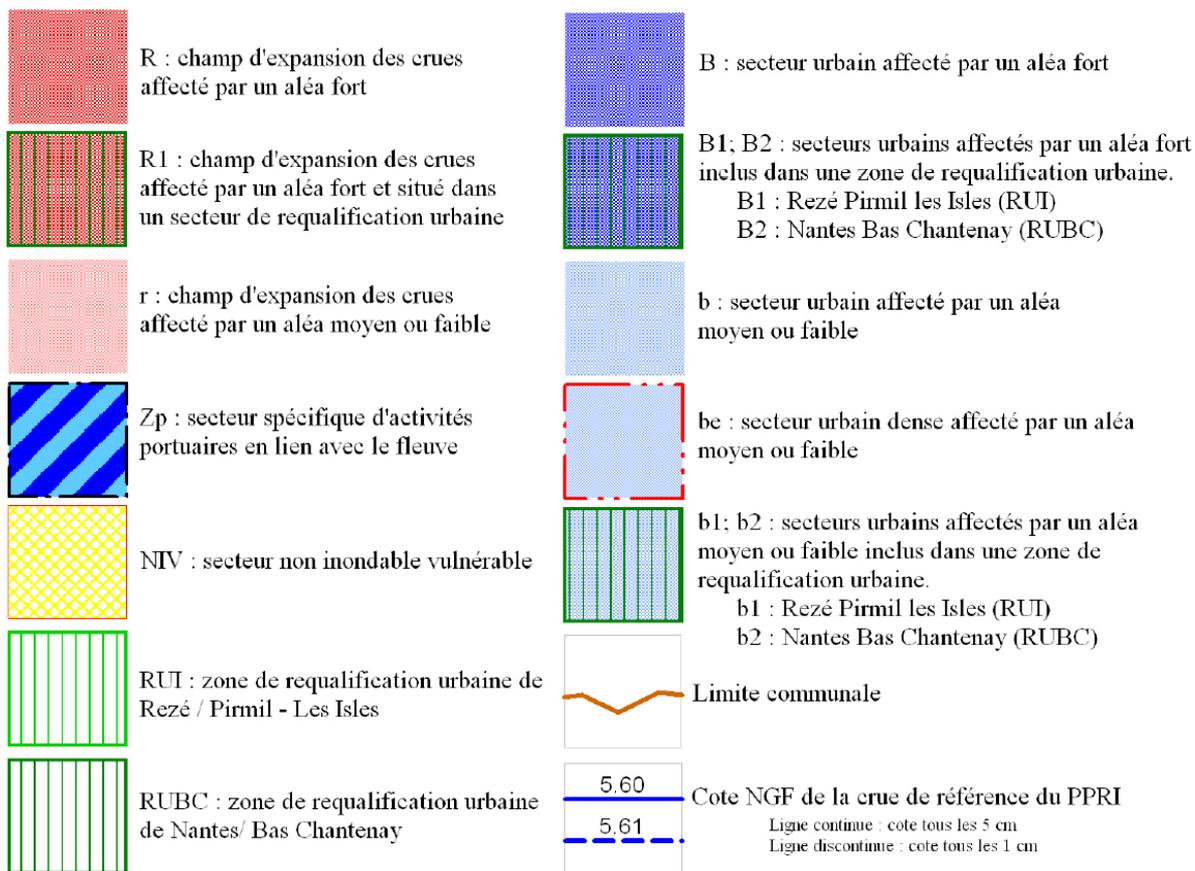
D'après le PPRi daté du 31 mars 2014, le niveau de la crue de référence dans cette zone est de +5.50 à +5.51 NGF.

La zone est classée en risque nul vis-à-vis du risque de submersion (en blanc).



Extrait de l'atlas de zone inondables de Nantes (nouvelle version du 31 mars 2014)

**Légende :**



### 3.5. Risque de pollution

L'objet de l'étude géotechnique n'est pas de détecter une éventuelle contamination des sols par des matières polluantes.

Toutefois il paraît important de relever que les échantillons de sols prélevés ne présentaient pas d'odeurs suspectes.

### 3.6. Risque sismique

Le gouvernement a publié au journal officiel du 22 octobre 2010, deux décrets relatifs au nouveau zonage sismique national, et un arrêté fixant les règles de construction parasismique telles que les règles Eurocode 8.

Il s'agit des documents suivants :

- décret n° 2010-1254 relatif à la prévention du risque sismique ;
- décret n° 2010-1255 portant sur la délimitation des zones de sismicité du territoire français ;
- arrêté du 19 juillet 2011 modifiant l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite "à risque normal".

En vertu du décret n°2010-1255 daté du 22 octobre 2010, la commune se situe en zone de **sismicité 3** (sismicité « modérée »).

### 3.7. Risque rayonnements ionisants

Le projet n'est pas situé dans un département prioritaire pour la protection générale des personnes contre les dangers des rayonnements ionisants (présence potentielle de radon dans le milieu naturel)

A titre informatif, la carte du potentiel radon établie par l'IRSN (source : irsn.fr et reprise en annexe), classe la commune du projet en catégorie 3 (cas de formations géologiques présentant des teneurs en uranium les plus élevées.

## 4. Documents à notre disposition pour cette étude

Pour mener à bien cette étude, les documents suivants nous ont été fournis :

- le règlement de la consultation rédigée par IDEX le 08 Juin 2017,
- le cahier des charges géotechnique rédigé par AIA le 17 Mars 2017,
- le plan d'implantation des sondages à réaliser et daté du 08 Mars 2017.

Nous avons également utilisé :

- la carte IGN du secteur,
- les données du BRGM,
- la carte géologique du secteur au 1/50 000,
- les vues aériennes du secteur.

## Résultats des investigations in situ

### I. Résultats des sondages

Nos sondages ont mis en évidence la lithologie suivante du haut vers le bas à partir du terrain actuel :

- 20 cm de **terre végétale** en PZ2 uniquement,
- un ensemble de **remblai sableux fin à grossier** avec débris divers (cailloux, ardoise, maçonnerie de pierre, mortier, débris de brique) reconnu jusque 0,50 m de profondeur en E11 à 1,10 m de profondeur en E12 et même jusque 2,40 m de profondeur en PZ2. Une dalle béton a occasionné un refus à notre pelle de 4T en PM2 à 0,15 m de profondeur. Les contours et l'épaisseur de cette dalle ont été identifiés le 14 septembre 2017 (lire chapitre 6).
- un **remblai sableux propre fin à moyen ou grossier** marron-beige avec parfois de fines lentilles argileuses marron reconnu jusque la base des fouilles à la pelle mécanique E11, E12, PM1 et PM2 bis, soit jusque vers 1,30 m à 1,70 m de profondeur à 4,00 m de profondeur en PZ1 à 5,20 m de profondeur en PMT2,
- une **argile silteuse à plastique** gris-bleu à marron (pouvant être localement organique/tourbeuse d'après les essais de pénétration statique CPTU1 et CPTU3, entre 4,00 m et 6,00 m de profondeur, d'après le rapport de frottement : RF>6%) et reconnue jusque 15,00 m de profondeur en PM2 bis,
- un ensemble de **sable moyen peu argileux gris foncé, à fin à moyen plus ou moins argileux** reconnu jusque 32,00 m de profondeur en PMT2. On notera la présence de nombreuses lentilles d'argile sableuse (où  $p_c > 2$  MPa) et notamment entre 25,00 m et 28,00 m de profondeur en CPTU1 et CPTU3 (RF ≈ 2%),
- un **sable très fin** beige et gris très dense reconnu jusque 34,00 m de profondeur environ en PMT2,
- un **micaschiste très compact** gris très foncé reconnu jusque la base du sondage PMT2, soit 35,50 m de profondeur.

#### **Remarque :**

La description des terrains et la position des interfaces comportent des imprécisions inhérentes à la méthode de forage destructif.

### 2. Aspects géomécaniques - Essais in situ

Les caractéristiques mécaniques des sols rencontrés ont été mesurées à partir des essais pressiométriques et des essais au pénétromètre statique lourd et les résultats sont les suivants, avec :

$p_l^*$  : pression limite nette  
 $E_M$  : module de déformation pressiométrique  
 $Q_c$  : résistance en pointe mesurée au pénétromètre statique lourd de 250 kN.

- une compacité médiocre dans les remblais de sable = sable lâche à moyennement dense selon l'Eurocode 7 (2 essais) :

$$0,37 \leq p_l^* \leq 0,81 \text{ MPa}$$

$$5,4 \leq E_M \leq 7,2 \text{ MPa}$$

$$2 \leq Q_c \leq 14 \text{ MPa}$$

- une compacité médiocre dans les argiles = argile ferme selon l'Eurocode 7 (3 essais) :

$$0,41 \leq p_l^* \leq 0,73 \text{ MPa}$$

$$5,0 \leq E_M \leq 10,7 \text{ MPa}$$

$$1 \leq Q_c \leq 6 \text{ MPa}$$

- une compacité moyenne à bonne dans les sables = sable moyennement dense à très dense selon l'Eurocode 7 (11 essais) :

$$0,91 \leq p_l^* \leq 4,97 \text{ MPa}$$

$$6,4 \leq E_M \leq 67,3 \text{ MPa}$$

$$1 \leq Q_c \leq 26 \text{ MPa}$$

- une excellente compacité dans le substratum décomposé à altéré = rocher altéré au sens de l'Eurocode 7 (1 essai) :

$$p_l^* \geq 5,00 \text{ MPa}$$

$$E_M \geq 135 \text{ MPa}$$

### **Remarque :**

Ci-dessous la synthèse concernant la profondeur du substratum résistant en fonction des refus rencontrés par nos sondages (fonçage dynamique, pénétromètres statiques, sondage pressiométrique) et des résultats de nos essais pressiométriques :

Sondages	CPTU1	SDI	PMT2	CPTU3	MIN	MAX	DELTA
Altitude (m NI)	100.15	100.37	100.13	100.24	100.13	100.37	0.24
Toit du refus et/ou rocher (m)	32.92	33.55	34.00	33.54	32.92	34.00	1.1
Cote du refus et/ou rocher (m/NI)	67.23	66.82	66.13	66.70	66.13	67.23	1.1

De ce tableau on constate que le toit du refus est variable en fonction des outils de forage utilisés. Il est possible que les essais de pénétration statique et le fonçage se soient arrêtés sur le toit des sables très denses. Seul le sondage pressiométrique PMT2 aurait rencontré le toit du micaschiste compact.

### 3. Niveaux d'eau

Lors de notre intervention, le 07 juillet 2017, nous avons noté des niveaux d'eau **non-stabilisés** en fin de chantier vers 7,80 m de profondeur (forage à la boue bentonitique) dans le sondage PMT2. Ce niveau d'eau n'est donc pas représentatif.

Deux équipements piézométriques ont été installés au droit des sondages PZ1 et PZ2 jusque 6,00 m de profondeur, afin de suivre les fluctuations du niveau d'eau dans le sol.

Un relevé du niveau d'eau le 05 juillet 2017 indiquait un niveau d'eau vers 3,90 m en PZ1 et vers 4,10 m en PZ2.

Le terrain est manifestement le siège de circulations d'eau au sein des remblais de surface et très probablement plus en profondeur, dans les alluvions de la Loire.

De plus, le contraste de perméabilité entre les remblais sableux et les alluvions argileuses sous-jacentes impliquera des circulations d'eau de surface évoluant au rythme des épisodes pluvieux.

On rappellera que le site se situe en zone de sensibilité très faible vis-à-vis du risque de remontée de nappe.

On rappellera ici que la cote d'inondation de la Loire donnée par le PPR1 est de +5,51 m NGF.

L'intervention ponctuelle du géotechnicien dans le cadre de la réalisation de l'étude confiée ne lui permet pas de fournir des informations hydrogéologiques suffisantes, dans la mesure où le niveau d'eau mentionné dans le rapport d'étude correspond nécessairement à celui relevé à un moment donné, sans possibilité d'apprécier la variation inéluctable des nappes et circulations d'eau qui dépend notamment des conditions météorologiques.

Afin d'avoir des indications plus précises, il nous été confié une mission de suivi mensuel du niveau d'eau dans le sol, au droit de chaque piézomètre. Ce suivi mensuel est prévu sur 6 mois entre octobre 2017 et mars 2018.

### 4. Essais de perméabilité de type MATSUO

Lors de nos investigations à l'aide de la pelle mécanique, le 06 Juillet 2017, nous avons réalisé 2 essais de perméabilité de type MATSUO, dans les remblais sableux de surface vers 1,60 m (EI 2) à 1,70 m (EI 2) de profondeur, par infiltration d'eau. Les sols sont tellement perméables qu'il n'a pas été possible d'atteindre la saturation du sol. Les résultats obtenus sont les suivants :

Essai	Nature du fond de fouille	Perméabilité (m/s)	Degré de perméabilité
EI 1	Remblai sableux propre fin à moyen	> 4. E-04	Forte
EI 2	Remblai sableux propre fin à moyen	> 5. E-04	Forte

Dans ces fouilles, nous avons infiltré 500 litres d'eau en moins de 17 à 21 minutes, soit un débit d'infiltration de 4 à 5 E-04 m<sup>3</sup>/s, sans parvenir à saturer la fouille. Ramené à la surface de la base de la fouille (1,20 m x 0,80 m, soit environ une surface de 1 m<sup>2</sup>), nous en avons déduit une forte perméabilité de k= 4 à 5 E-04 m/s. Cette perméabilité mesurée est probablement sous-évaluée.

Dans le cas de l'utilisation de ces valeurs dans le cadre du dimensionnement d'ouvrages d'infiltration, il conviendra de prendre un coefficient de sécurité sur ces perméabilités brutes mesurées pour tenir compte du colmatage des sols et de l'ouvrage d'infiltration avec le temps.

L'infiltration des eaux pluviales devra donc tenir compte de cette perméabilité corrigée.

## 5. Analyse de l'agressivité de l'eau vis-à-vis du béton

Un échantillon d'eau a été prélevé le 11 juillet 2017 en PZI uniquement et confié pour analyse à INOVALYS, anciennement l'IDAC (Institut Départemental d'Analyse et de Conseil).

Nous rappelons ci-après, les classes d'expositions de la norme EN 206-1 : 2000 et le Fascicule de documentation FD P 18-011 de 2009 (ainsi que la nouvelle version EN 206/CN de décembre 2014). La norme NF EN 206-1 définit, pour les attaques chimiques, trois classes d'exposition correspondant à trois niveaux d'agressivité chimique :

- XA1 Environnement à faible agressivité chimique ;
- XA2 Environnement d'agressivité chimique modérée ;
- XA3 Environnement à forte agressivité chimique.

Rappel : selon les normes NF P 18-011 et EN 206-1 :2000. :

	Environnement	Mesures de protection	Niveau de protection
XA1	Faiblement agressif	Pas de mesure particulière. Le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par des qualités intrinsèques.	1
XA2	Moyennement agressif	Adaptation de la composition et de la mise en œuvre aux conditions du milieu (dosage en ciment, catégorie de ciment, E/C, cure, adjuvants)	2
XA3	Fortement agressif		
XA4	Très fortement agressif	Nécessité d'une protection externe (enduits, peinture) ou interne (imprégnation)	3

Les résultats de ces analyses sont consignés dans le tableau ci-dessous :

pH	Anhydride carbonique	Azote ammoniacal	Sulfates	Magnésium	TAC	Classe retenue
<b>PZI</b>	mg/l CO2	mg/l NH4	mg/l SO4	mg/ Mgl	°F (*)	
7,2	11,9	0,23	33	63	9	<XA1
<XA1	<XA1	<XA1	<XA1	<XA1	<XA1	

(\*) 1 mé/l = 50 mg/l d'équivalent CaCO<sub>3</sub> = 5 degrés français = 2,8 degrés allemands

Comme indiqué dans la norme, lorsqu'au moins deux caractéristiques agressives conduisent à la même classe, l'environnement doit être classé dans la classe immédiatement supérieure.

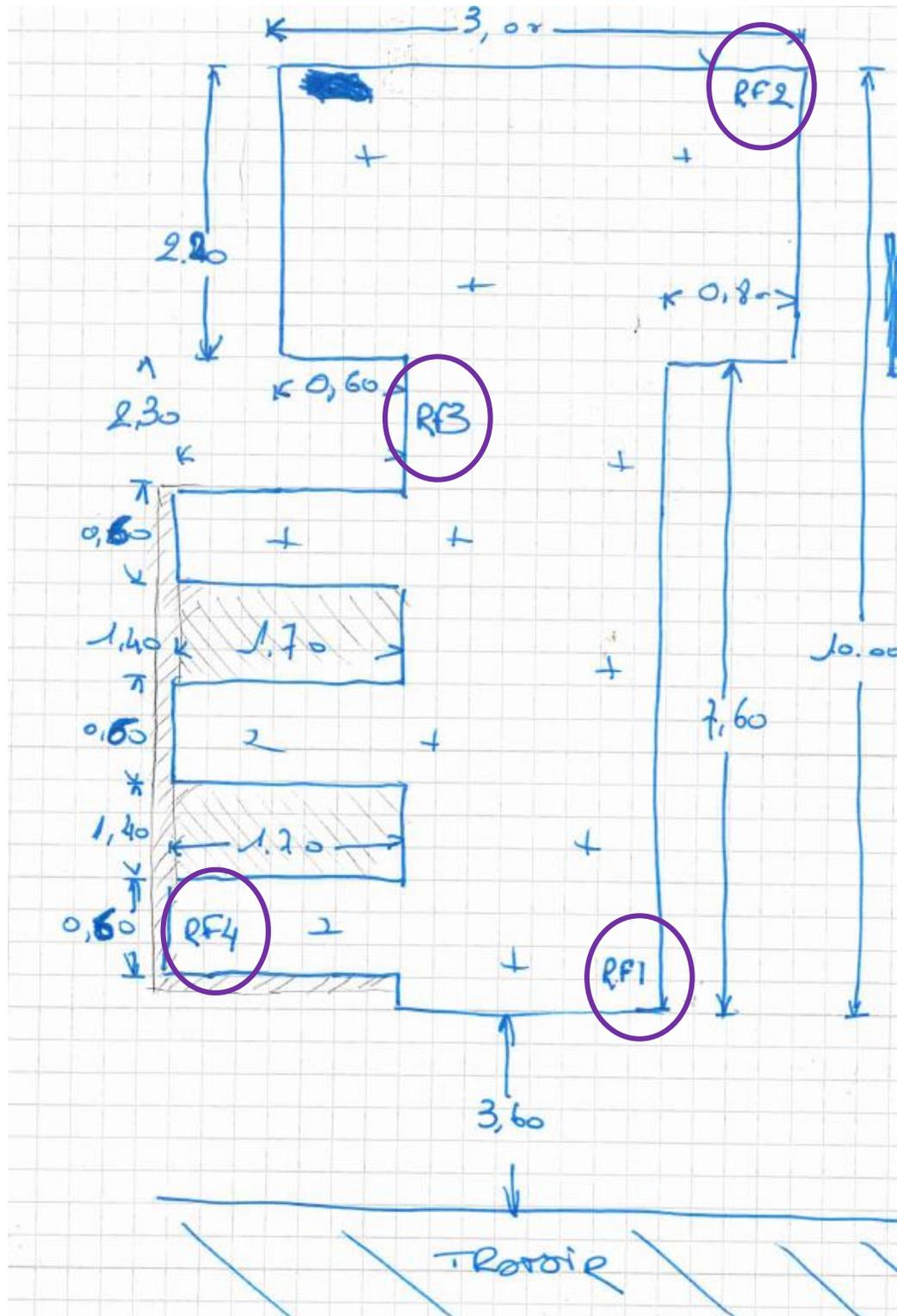
Le tableau des seuils est donné ci-dessous.

Agent agressif	Norme d'essai	Classe d'agressivité selon NF EN 206-1		
		XA1	XA2	XA3
Agressivité des eaux en fonction de leur concentration en agents agressifs et de leur pH : eaux stagnantes ou à faible courant, climat tempéré, pression normale.				
CO <sub>2</sub> agressif (mg/l)	NF EN 13577 <sup>a)</sup>	≥ 15 et ≤ 40	> 40 et ≤ 100	> 100 <sup>b)</sup> jusqu'à saturation
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (mg/l)	NF EN 196-2	≥ 200 et ≤ 600	> 600 et ≤ 3 000	> 3 000 et ≤ 6 000 <sup>c)</sup>
Mg <sup>2+</sup> (mg/l)	NF EN ISO 7980	≥ 300 et ≤ 1 000	> 1 000 et ≤ 3 000	> 3 000 <sup>b)</sup> jusqu'à saturation
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> (mg/l)	ISO 7150-1 ou ISO 7150-2	≥ 15 et ≤ 30	> 30 et ≤ 60	> 60 et ≤ 100 <sup>c) d)</sup>
pH	NF T 90-008	≤ 6,5 et ≥ 5,5	< 5,5 et ≥ 4,5	< 4,5 et ≥ 4,0 <sup>c)</sup>
TAC (mé/l) <sup>e)</sup>	NF EN ISO 9963-1 et NF EN ISO 9963-2	≤ 1,0 et ≥ 0,4	< 0,4 et ≥ 0,1	< 0,1 <sup>b)</sup>
Agressivité des sols				
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (mg/kg de sol séché à 105 °C ± 5 °C) <sup>f)</sup>	NF EN 196-2	≥ 2 000 et ≤ 3 000	> 3 000 et ≤ 12 000	> 12 000 et ≤ 24 000 <sup>c)</sup>
Degré d'acidité	Voir Annexe A	> 200	g)	g)
Baumann-Gully (ml/kg)				
Agressivité des gaz en milieu humide > 75 % en présence d'oxygène				
SO <sub>2</sub> (mg/m <sup>3</sup> )	NF EN 14791	≥ 0,15 et ≤ 0,5	> 0,5 et ≤ 10	> 10 et ≤ 200 <sup>c)</sup>
H <sub>2</sub> S (mg/m <sup>3</sup> )	NF EN ISO 19739	< 0,1 <sup>h)</sup>	≥ 0,1 et ≤ 10 <sup>h)</sup>	> 10 et ≤ 200 <sup>c) h)</sup>
<p>a) Il est également possible d'utiliser la méthode Legrand — Poirier décrite en [1].</p> <p>b) Une protection externe (enduits, revêtements) ou interne (imprégnation) est recommandée (voir 7.1).</p> <p>c) Si le degré d'agressivité des solutions, des sols et des gaz présenté dans ce tableau dépasse les concentrations de la classe XA3, il est nécessaire de prévoir une protection externe (enduits, revêtements) ou interne (imprégnation).</p> <p>d) Lorsque la concentration massique en ions bicarbonate (HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>) est supérieure à la concentration en ions ammonium (NH<sub>4</sub><sup>+</sup>), il n'est pas nécessaire de prévoir de protection et les dispositions de XA3 suffisent, indépendamment de la concentration en NH<sub>4</sub><sup>+</sup> (voir 5.1.4.2).</p> <p>e) 1 mé/l = 50 mg/l d'équivalent CaCO<sub>3</sub> = 5 degrés français = 2,8 degrés allemands.</p> <p>f) Les sols argileux dont la perméabilité est inférieure à 10<sup>-5</sup> m/s peuvent être placés dans une classe inférieure. En cas de risque d'accumulation d'ions sulfate dans le béton due à l'alternance de périodes sèches et de périodes humides ou par «suction capillaire» une valeur égale ou supérieure à 2 000 mg/kg conduit à un classement en XA2.</p> <p>g) Conditions d'attaque non observées en pratique.</p> <p>h) Les valeurs mentionnées correspondent à des concentrations supposées homogènes. Dans le cas contraire, les limites sont ramenées à ≥ 0,1 et ≤ 7 (XA2) et &gt; 7 et ≤ 25 (XA3), exprimées en concentration moyenne du milieu considéré (en mg/m<sup>3</sup>).</p>				

## 6. Reconnaissance des contours de la dalle en BA

Des fouilles de reconnaissance de l'ouvrage en béton armé (reconnu en PM2) ont été effectuées sur le terrain le 14 septembre 2017, à l'aide d'une pelle mécanique de 8T :

Vue en plan de l'ouvrage :



Cette dalle en béton armé a été reconnue sous 0,50 m de remblais sableux. Ponctuellement en RFI à RF4, nous avons reconnu son épaisseur.

Photos de l'ouvrage :



Vue de la moitié nord de la dalle



Vue de la moitié sud de la dalle

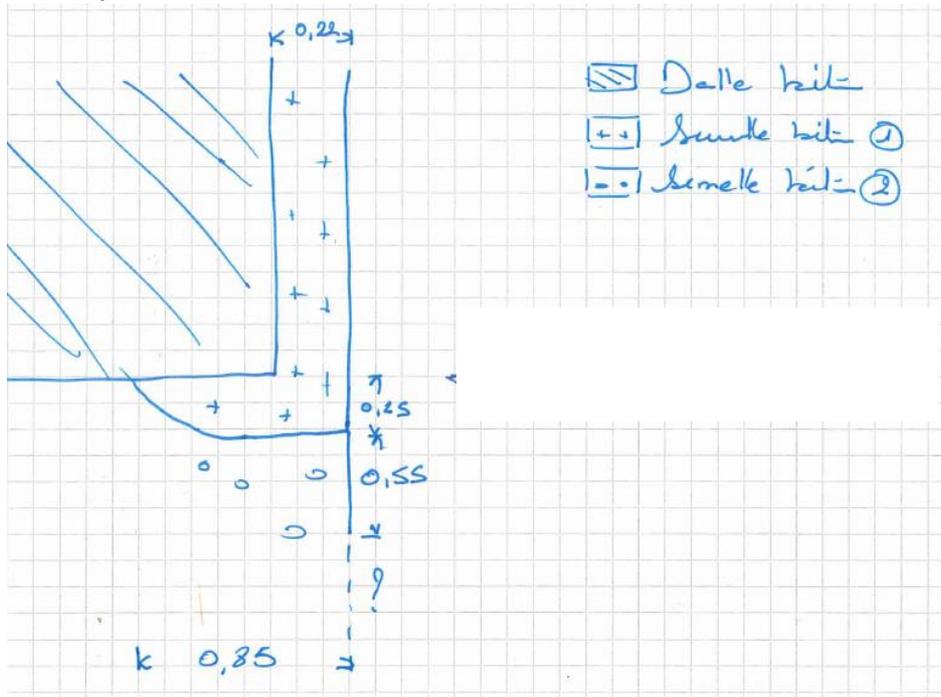


Vue complète de la dalle en regardant vers le nord.

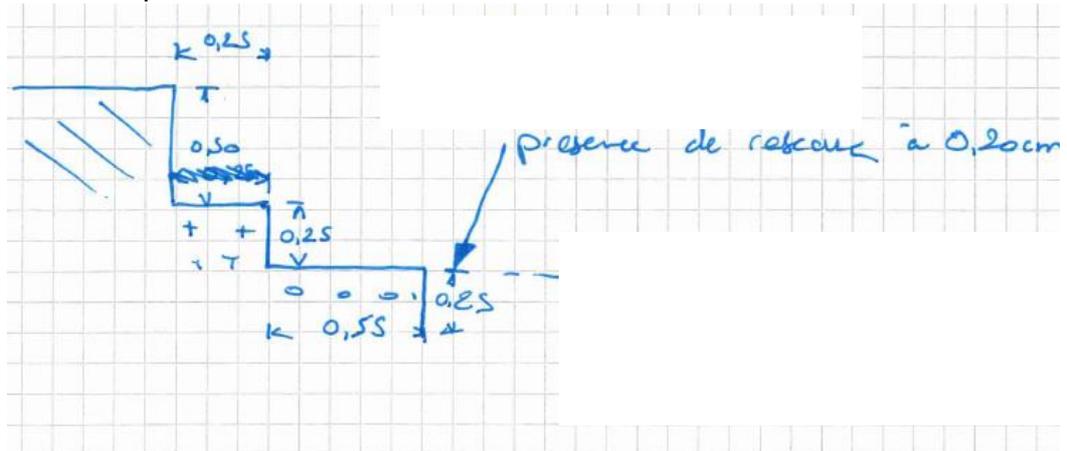
**Nous ne connaissons pas l'utilisation faite de cette dalle par le passé, ni s'il existe d'autres ouvrages sur le terrain que nous nous n'aurions pas repérés entre les sondages.**

Il appartiendra à un géomètre de repérer en X, Y, Z cet ouvrage en béton armé, de le reporter sur plan, pour le superposer au projet.

Vue en plan de RFI :



Vue en coupe de RFI :

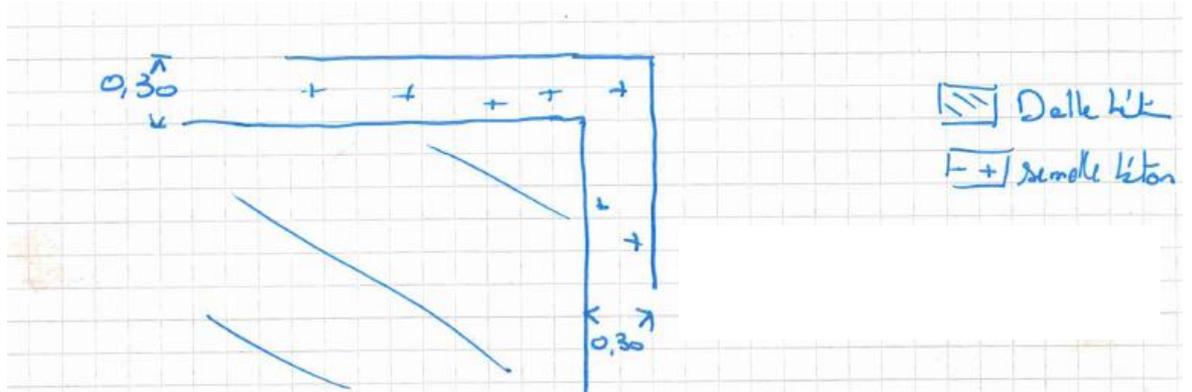


L'épaisseur de la dalle est donc d'un mètre d'après le schéma.

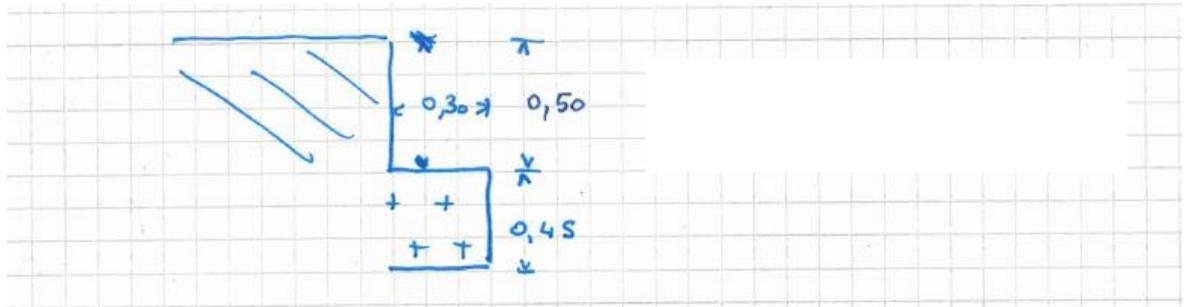
Photo de RFI :



Vue en plan de RF2 :



Vue en coupe de RF2 :

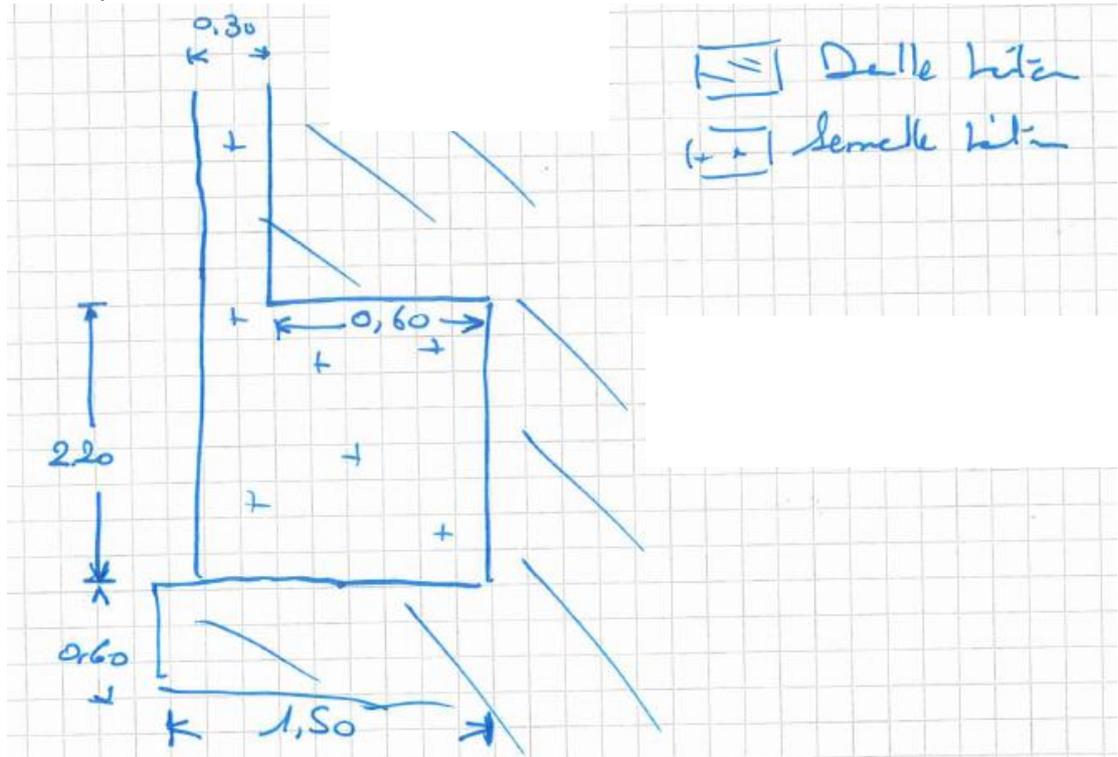


L'épaisseur de la dalle est donc de 0,95m d'après le schéma.

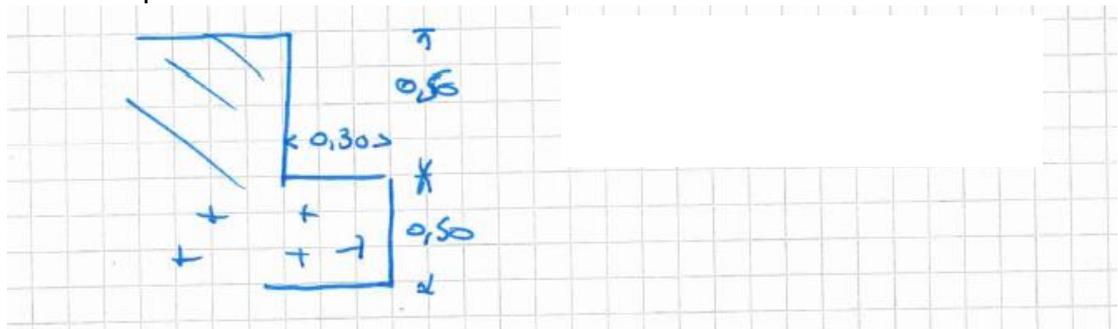
Photo de RF2 :



Vue en plan de RF3 :



Vue en coupe de RF3 :

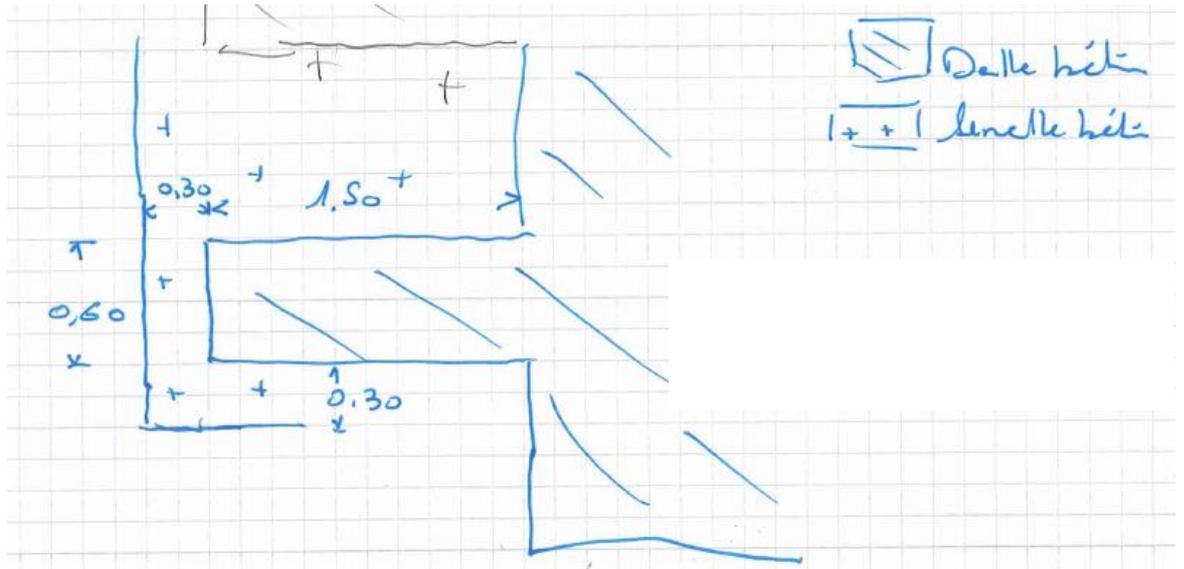


L'épaisseur de la dalle est donc d'un mètre d'après le schéma.

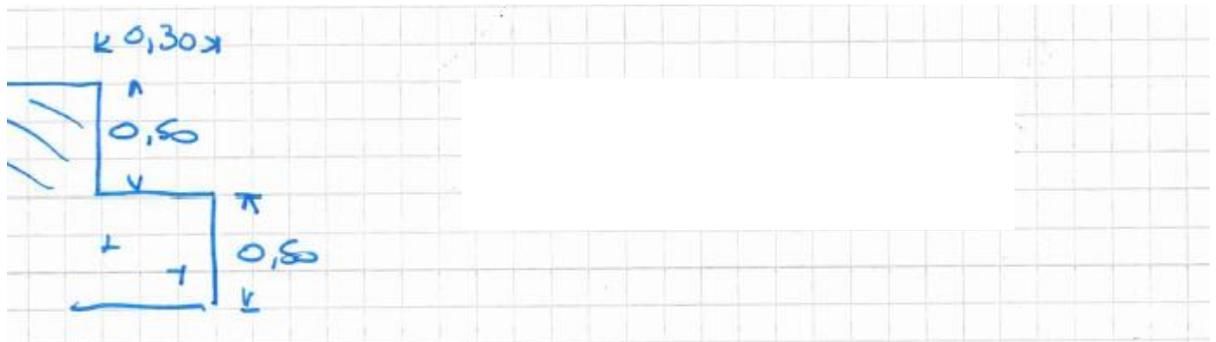
Photo de RF3 :



Vue en plan de RF4 :



Vue en coupe de RF4 :



L'épaisseur de la dalle est donc d'un mètre d'après le schéma.

Photo de RF4 :



## I. Accélération et composantes verticales et horizontales

Depuis le 1<sup>er</sup> mai 2011 la commune se situe en **zone de sismicité 3**, correspondant à une accélération au niveau du rocher de :  $a_{gr} = 1,1 \text{ m/s}^2$  (décret n°2010-1255 daté du 22 octobre 2010).

L'ouvrage est supposé de classe IV d'après le cahier des charges AIA. Soit un coefficient d'importance de  $\gamma I = 1,4$ .

Les investigations réalisées ont permis de déterminer que le sol rencontré était de **type C** selon l'Eurocode 8, (voir calculs en annexe).

Dans le cas d'un sol de type C et pour une zone de sismicité 3, le paramètre de sol vaut **S = 1,5**.

L'accélération maximale en surface pour ce site sera donc pour les bureaux de :

$$a_{max} = a_{gr} \times \gamma I \times S = 2,31 \text{ m/s}^2$$

D'où :

Pour l'évaluation des composantes horizontales du mouvement sismique on a :

TB = 0,06 s

TC = 0,40 s

TD = 2,00 s

La valeur de palier maximum  $Se(H) = 5,78 \text{ m/s}^2$ , en Z3 pour un sol de classe C et ouvrage de classe IV.

Pour l'évaluation des composantes verticales du mouvement sismique on a :

TB = 0,03 s

TC = 0,20 s

TD = 2,50 s

avec :  $avg/ag = 0,9$  depuis l'arrêté du 19 juillet 2011.

La valeur de palier maximum  $Se(V) = 4,16 \text{ m/s}^2$ , en Z3 pour un ouvrage de classe IV.

## 2. Analyse fine du risque de liquéfaction

### 2.1. Préambule

Un sol peut se liquéfier, c'est-à-dire perdre toute résistance au cisaillement induit par les sollicitations sismiques, si les trois conditions suivantes sont réunies :

- Sol soumis à une accélération,
- Sol saturé,
- Sol de faible compacité.

Le phénomène de liquéfaction entraîne une réorganisation des sols avec une diminution de volume de la partie liquéfiée. Il se produit donc des tassements différentiels.

Lorsqu'un sol se liquéfie, il se produit :

- Pour des fondations superficielles :

- Perte de capacité portante,
- Perte de résistance aux efforts horizontaux.

- Pour des fondations profondes :

- Perte de capacité portante (terme de frottement latéral et/ou terme de pointe sur la hauteur des sols liquéfiables).
- Perte de réaction latérale (plus de butée du sol sur la hauteur liquéfiable)
- Apparition de frottement négatif.

L'analyse du risque de liquéfaction d'un sol consiste à comparer :

- La contrainte de cisaillement induite par le séisme en fonction de la classe du sol, de la classe de l'ouvrage, et de la zone sismique,
- La contrainte de cisaillement que le sol est capable de supporter (au-delà de laquelle la résistance au cisaillement s'annule).

## 2.2. Analyse quantitative fine du risque de liquéfaction

Cette analyse a nécessité la réalisation d'essais au piézocône (CPTU) avec mesure de la pression interstitielle (sondages CPTU1 et CPTU3).

Les variations des résistances mécaniques mesurées au pénétromètre à pointe électrique en fonction de la profondeur sont données par les graphes fournis en annexe.

Ces graphes détaillent les paramètres suivants :

- Frottement latéral **fs** (MPa)
- Résistance de pointe **qc** (MPa)
- Pression interstitielle **u** (MPa)
- Rapport de frottement (% =  $f_s/q_c$ ).

La combinaison du rapport de frottement et de la résistance de pointe permet de caractériser le rapport sable/argile des sols :

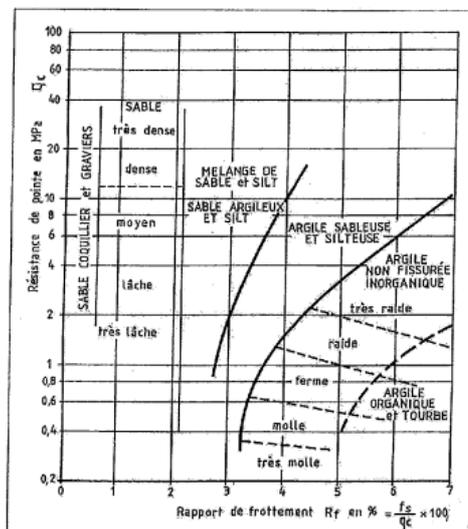


Fig. 6.14. Estimation de la nature des sols d'après  $q_c$  et  $R_f$   
(Schmermann: 1969)

## 2.3. Méthode de calcul

Nous effectuons cette étude de liquéfaction des sols conformément à la méthode de SEED & IDRIS (1971, révisée NCEER 1996).

L'objet de la méthode est de caractériser le risque de liquéfaction à partir de la mesure de la résistance de pointe  $q_c$  au pénétromètre statique (à pointe électrique), avec mesure du frottement latéral  $f_s$ .

Cette mesure a été réalisée avec la pointe électrique, également équipée de mesure de pression interstitielle (pointe piézocône).

La méthode suit les prescriptions de la norme NF EN 1998-5 de septembre 2005.

On compare la contrainte de cisaillement cyclique  $\tau_e$  produite par un séisme, à la résistance au cisaillement cyclique non drainée du sol  $\tau_{cy,u}$ , estimée à partir de la méthode exposée par Robertson et Wride (1998).

On définit :

### **Rapport de Contrainte Cyclique Normalisée CSR (Cyclic Stress Ratio)**

$$CSR(z) = \frac{\tau_e}{\sigma'_v} = 0,65 \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot a_{max} \cdot rd$$

Avec :

- $\tau_e$  : contrainte de cisaillement induite par le séisme
- $a_{max}$  :  $= \alpha S$  accélération maximale en surface telle qu'elle résulte de l'aléa sismique
- $rd$  : coefficient d'atténuation sismique
- Niv

Selon Robertson, on peut formuler ce coefficient :

$rd = 1$	pour $z \leq 10m$
$rd = 1,174 - 0,0267 \cdot z$	pour $z < 23m$
$rd = 0,744 - 0,008 \cdot z$	pour $z < 30m$
$rd = 0,5$	pour $z \geq 30m$

La norme NF EN 1998-5 ne considère pas d'atténuation sismique, mais indique que la formule n'est pas valable au-delà de 20 m.

Nous avons donc considéré dans notre programme d'analyse « CPT-LIQ » :  $rd=1$  jusqu'à 20 m, puis une atténuation au-delà de 20 m de profondeur, avec les valeurs de  $rd$  ci-dessus.

L'arrêté du 22 octobre 2010 fixe les valeurs de  $\alpha S$ . Celles-ci sont proposées par le programme. Mais il est possible d'utiliser d'autres valeurs.

### **Rapport de Contrainte de Résistance Sismique Normalisé CRR (Cyclic Resistance Ratio)**

Il est calculé à partir du pénétromètre à pointe électrique, et la mesure de  $q_c$  (ou  $qT$  pour le piézocone) et de  $f_s$  selon la méthode de Robertson & Wride (1997).

### Calcul de l'indice de comportement du sol $I_c$

$$I_c(z) = [(3,47 - \log Q)^2 + (\log R_f + 1,22)^2]^{0,5}$$

Avec un calcul par itérations :

a/ on suppose  $n = 1$  (sol argileux)  
 $Q = (q_c - \sigma_v) / \sigma'_v$   
 $R_f = f_s / (q_c - \sigma_v) \cdot 100$  (%) Rapport de frottement corrigé

Si  $I_c > 2,6$ ;  $n = 1$  ; Sol probablement argileux et non liquéfiable

Si  $I_c \leq 2,6$  Reprendre les calculs de  $I_c$  avec b/

b/ on suppose  $n = 0,5$  (sol granulaire)  
 $Q = q_c / Pa \cdot (Pa / \sigma'_v)^n$   
Avec :  $Pa =$  pression atmosphérique = 100 kPa

Si  $I_c \leq 2,6$ ;  $n = 0,5$  ; Sol probablement granulaire

Si  $I_c > 2,6$  Reprendre les calculs de  $I_c$  de b/ et  $n=0,7$   
 $n = 0,7$  ; Sol probablement silteux

### Calcul de la résistance de pointe normalisée $q_{cIN}$

$$q_{cIN}(z) = \frac{q_c}{Pa} \cdot C_q$$

$$\text{Avec : } C_q = \left( \frac{Pa}{\sigma'_v} \right)^n < 1,7$$

$n$  calculé issu du §5.4.2.A ( $n = 0,5$  ou  $0,7$ )

### Calcul de la correction de résistance de pointe liée aux fines (passant à 80 $\mu\text{m}$ ) : $(q_{cIN})_f$

Soit méthode de base :

$$(q_{cIN})_f = k_c \cdot q_{cIN}$$

Avec : pour  $I_c \leq 1,64$   $k_c = 1$

$$\text{Sinon } K_c = -0,403 I_c^4 + 5,581 I_c^3 - 21,63 I_c^2 + 33,75 I_c - 17,88$$

Soit Méthode modifiée :

$$(q_{cIN})_f = q_{cIN} + \Delta q_{cIN}$$

$$\text{Avec } \Delta q_{cIN} = \frac{k_c}{1 - k_c} \cdot q_{cIN}$$

Et  $k_c = 0$  pour  $FC \leq 5\%$   
 $k_c = 0,0267$  (FC-5) pour  $5 \leq FC \leq 35\%$   
 $k_c = 0,8$  pour  $FC > 35\%$

$$\text{Et } FC = 1,75 I_c^{3,25} - 3,7$$

### Calcul du rapport de contrainte sismique CRR

Ce rapport est normalisé pour un séisme de magnitude 7,5 : CRR<sub>7,5</sub>.

Si $(qcIN)f < 50$ ,	$CRR_{7,5} = 0,833 [(qcIN)f/1000] + 0,05$
Si $50 \leq (qcIN)f < 160$	$CRR_{7,5} = 93 [(qcIN)f/1000]^3 + 0,08$
Si $(qcIN)f \geq 160$	pas de risque de liquéfaction

Correction de contrainte moyenne CRR<sub>v</sub> :

$$CRR_v = CRR_{7,5} k\sigma$$

$$\text{Avec } \sigma'_m = \sigma'_v \frac{1+2.k_0}{3} = 0,65 \sigma'_v \text{ pour } k_0 = 0,47$$

$$\text{Et } \begin{cases} k\sigma = 1 & \text{pour } \sigma'_m \leq 100 \text{ kPa} \\ k\sigma = 1 - 0,4 (\sigma'_m - 100)/600 & \text{pour } 100 < \sigma'_m \leq 700 \text{ kPa (avec } \sigma'_m \text{ en kPa)} \\ k\sigma = 0.6 & \text{pour } \sigma'_m > 700 \text{ kPa} \end{cases}$$

Correction de magnitude CRR<sub>M</sub> :

$$CRR_M = CRR_v \cdot CM$$

Le coefficient de correction de magnitude CM proposé par défaut, est issu de l'Eurocode 8 partie 5, annexe B (P06-035-1) :

Magnitude des ondes de surface $M_s$	Correction de magnitude CM
5.5	2.86
6	2.20
6.5	1.69
7	1.30
8	0.67

### **Calcul du coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction**

Le coefficient partiel de sécurité relatif à la résistance au cisaillement  $\tau_{cy,u}$  est  $\gamma_{\tau cy} = 1,25$ .

On considère qu'il n'y a pas de risque de liquéfaction pour le niveau de séisme et le projet considéré si :

$$FS = CRR_M / CSR \geq \gamma_{\tau cy}$$

## 2.4. Paramètres de calcul

Les coefficients caractéristiques du séisme sont les suivants :

Pour l'étude de liquéfaction, on considèrera:

- $ag = \gamma I$ .  $agr = 1,54 \text{ m/s}^2$ ,
- paramètre de sol S : 1,5,
- accélération de calcul :  $ag^* S = 2,31 \text{ m/s}^2$ ,
- la magnitude à prendre en compte est de 5.5,

- facteur de correction de la magnitude :  $MSF = 2.86$ ,
- le coefficient de sécurité à prendre en compte vis-à-vis du risque de liquéfaction est de 1.25,
- le niveau d'eau maximal possible (hors crues) lors d'un séisme sera de : 3,00 m/TN.

Les essais au pénétromètre statique à la pointe électrique et mesure de la pression interstitielle notés CPTU1 à CPTU3 réalisés au droit du site ont permis d'estimer le risque de liquéfaction.

Le risque de liquéfaction est étudié pour ces essais en prenant en compte la nature des sols (% de fines) par l'intermédiaire du coefficient RF (rapport de frottement en %).

## 2.5. Conclusion sur le risque de liquéfaction des sols

Les résultats obtenus sont représentés par les figures présentées en annexes (Cf. « Résultats des calculs de liquéfaction » en annexe). Elles montrent la variation du coefficient de sécurité en fonction de la profondeur ; et indiquent également les passages de sols fins non liquéfiables selon la classification de Robertson (segments de droite en vert foncé alignés sur l'axe des ordonnées).

On remarque que l'analyse du risque de liquéfaction a souvent conduit à des coefficients de sécurité calculés à 0 : ceci s'explique par le fait que dans ce cas la teneur en fines (argiles) des argiles sableuses présentes est suffisante pour classer les sols en non liquéfiables, notamment entre 25,00 m et 28,00 m de profondeur).

Les résultats montrent que tous les coefficients FS calculés sont majoritairement supérieurs à 1,25 : ceci traduit la non-liquéfaction des sols. Les indices de liquéfaction calculés ici (Robertson et Wride, 1997 ; ainsi que Robertson et Wride modifiée) concluent à un risque de liquéfaction peu probable ( $IL = 0$ ).

Toutefois, on a parfois localement un coefficient FS inférieur à 1,25. Il s'agit de **couches liquéfiables d'épaisseur faible et dans tous les cas inférieure à 30 cm** (lentilles de taille maximale de 14 cm en CPTU1 et de 22 cm en CPTU3) qui sont considérées comme négligeables.

Enfin nous avons aussi calculé **l'épaisseur cumulée de ces lentilles**, sur 20 m depuis le niveau du TA, qui **est bien inférieure à 3,00 m** (soit 1,32 m en CPTU1 et de 1,20 m en CPTU3).

**En raison de la nature des sols et des résultats des essais de pénétration statique CPTU effectués, il apparaît que les sols rencontrés sont considérés comme non liquéfiables.**

**De ce fait, il n'est donc pas nécessaire de traiter le risque de liquéfaction dans le mode de fondation.**

Il n'y a pas de densification du sol à prévoir ; et de ce fait **la sismicité sera à prendre en compte** d'un point de vue structurel uniquement.

## I. Description générale du projet

Il est envisagé la construction d'une chaufferie gaz en rez-de-chaussée et sans parties enterrées.

Le niveau bas du projet est supposé en profil rasant par rapport au niveau du terrain naturel actuel. Le projet n'est actuellement pas calé en m NGF puisque sans plan de géomètre disponible au moment de la réalisation de notre étude.

Les descentes de charges données par AIA sont les suivantes :

charges ELS (t/ml et t)	VERTICALES		
	filantes	ponctuelles	
		moyennes	maxi localem <sup>t</sup> .
si dallages en plancher bas(*)	12	50	70
si pas de dallages en plancher bas	18	90	120

(\*) faisabilité à confirmer

Nous ne disposons pas d'autre information concernant ce projet au moment de la rédaction de ce rapport.

## 2. Mode de fondation envisageable

### 2.1. Rappel du contexte géotechnique lié au projet

- Sols non liquéfiables,
- Présences d'une couche de sols organiques entre 4 et 6 m de profondeur d'après les essais de pénétration statique (Rapport de frottement  $RF > 6\%$ ) qui empêche la réalisation d'un dallage sur terre-plein, compte tenu du risque de tassement dans le temps, des sols organiques évolutifs,
- Faible compacité des sols sur les 15 premiers mètres, nécessitant la réalisation de pieux, au-delà de cette profondeur,
- Efforts d'arrachement probablement à reprendre en plus de la descente de charges verticales pouvant atteindre 120T aux ELS.
- Présence d'une dalle en béton armé de 3 à 4 m x 10 m x 1 m d'épaisseur à purger au droit de PM2, avant réalisation des fondations et du dallage du projet.

### 2.2. Fondations

Compte tenu des caractéristiques du site et des éléments portés à notre connaissance concernant le projet, nous conseillons le système de fondation suivant :

- fondations **profondes sur pieux** forés à la tarière creuse ancrés dans les sables plus ou moins denses en fonction des efforts de compression et d'arrachement à reprendre.

**Nota 1** : d'autres techniques de pieux (de type pieux forés boue ou tubés jusqu'au toit du rocher) seront à prévoir en fonction des efforts d'arrachement à reprendre.

**Nota 2** : La présence d'une dalle en béton (et du risque de présenter des refus comme au droit de la fouille PM2) et de passages plus ou moins indurés en surface nécessitera la réalisation d'avant trous à la pelle mécanique. Il est important de noter que ces avant trous seront limités à 5.5 m de profondeur en raison des limitations en profondeur des engins de terrassement.

## 2.3. Niveau bas

Compte tenu de la classe sismique du sol (C et non A), de l'hétérogénéité possible des remblais de sable (d'après les essais de pénétration statique), de la portance très médiocres et aléatoires des alluvions organiques évolutives (reconnues en CPTUI et CPTU3 entre 4,00 m et 6,00 m de profondeur) et dans le cas d'une solution de fondations profondes sur pieux, alors tous les planchers seront obligatoirement **portés par un réseau de longrines** en béton armé.

## 3. Etude des solutions de fondations profondes

### 3.1. Portance suivant l'Eurocode 7.

Les paramètres nécessaires au dimensionnement des fondations profondes indiqués ci-après sont donc basés sur ce document. La norme propose 4 modèles de calcul. Nous retiendrons ici la procédure "Modèle de terrain".

La stabilité générale d'un pieu fait intervenir trois termes :

- terme de pointe
- terme de frottement axial
- terme de frottement négatif

#### **VALEUR DU TERME DE POINTE**

La résistance à la rupture de pointe est notée  $R_b$ . Elle est obtenue par la relation suivante :

$$R_b = A_b \times q_b$$

Dans laquelle :

$A_b$  désigne la section de la pointe ;

$q_b$  désigne la contrainte de rupture du sol sous la pointe et  $q_b = kp pl_e^* + q_o$

Dans laquelle :

$kp$  désigne un coefficient semi-empirique, fonction de la nature géologique du sol, du type de pieu et de hauteur d'encastrement effective  $D_{ef}$  ;

$pl_e^*$  désigne la pression limite équivalente et est une pression limite pondérée qui tient compte de la distribution des pressions limites mesurées de part et d'autre de la pointe du pieu ;

$q_0$  désigne la contrainte verticale due au poids des terres qui s'exerce sur le plan de pose de la pointe des pieux de part et d'autre de ceux-ci et dans l'état définitif de la construction. Si  $\gamma$  désigne la densité apparente du sol, on a :  $q_0 = \gamma h$ . Ici  $q_0$  sera négligé ce qui permet de négliger le poids du pieu.

#### **VALEUR DU TERME DE FROTTEMENT AXIAL**

La résistance à la rupture au frottement axial est notée  $R_s$ . Elle est obtenue par la relation suivante :

$$R_s = \sum_i (P_{si} \times q_{si} \times h_i)$$

Dans laquelle :

$P_s$  désigne le périmètre du pieu ;

$q_s$  désigne le frottement axial unitaire limite de chaque couche et

$$q_s(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} \times f_{\text{sol}}(p_l^*(z))$$

Dans laquelle :

$\alpha_{\text{pieu-sol}}$  est défini en fonction de la catégorie des pieux et de la classe de sol ;

$f_{\text{sol}}$  est fonction uniquement de la classe de sol.

$h_i$  désigne la hauteur de pieu sur laquelle s'exerce le frottement dans la couche  $i$ .

#### **VALEUR DU TERME DE FROTTEMENT NEGATIF**

Ce frottement dû au tassement des couches de sol le long du pieu est à considérer comme une charge. Il doit donc être ajouté aux descentes de charges ou déduit de la capacité portante nette des pieux.

Ici, dans la mesure où on préconise un plancher porté il n'y aura pas lieu de prendre en compte de frottement négatif. Cependant, à l'extérieur du bâtiment tout aménagement pouvant engendrer des surcharges induiront un frottement négatif qu'il y aura lieu de prendre en compte sur les pieux en périphérie du bâtiment.

## 3.2. Type de pieu

L'entrepreneur devra s'assurer que le type de pieux qu'il propose et le matériel qu'il met en œuvre lui permettra de traverser les matériaux reconnus sur le site et réaliser les ancrages correspondant aux capacités portantes retenues en fonction de la nature et la forte compacité des micaschistes compacts.

Les pieux forés tubés sont des pieux de classe I et de catégorie 4 (virole récupérée) selon l'Eurocode 7. Les pieux forés boue sont des pieux de classe I et de catégorie 2 selon l'Eurocode 7.

Ici les pieux forés à la tarière creuse (pieux FTC) sont des pieux de classe 2 et de catégorie 6 selon l'Eurocode 7.

Compte tenu des descentes de charge modérée, nous estimons que des pieux « flottants » devraient être suffisants pour reprendre la descente de charge.

#### **Remarque importante :**

Si l'on souhaite un ancrage dans le micaschiste compact, les pieux FTC seront trop courts et de plus il est probable que la tarière creuse rencontre le refus sur le toit du rocher et que les pieux n'iront pas au-delà de 33,00 m profondeur.

C'est pourquoi, en fonction de la profondeur à atteindre pour mobiliser les efforts d'arrachement au stade G2\_PRO, nous recommanderons la réalisation de pieux forés à la boue (tubés provisoirement en tête), pour obtenir un encastrement dans le rocher compact.

On rappellera ici que le toit du rocher peut être variable (d'une manière générale). Des adaptations de la longueur des pieux seront donc à prévoir, en cas de variation du toit du rocher, si cette solution d'ancrage dans le rocher est retenue.

### 3.3. Application au projet

#### FROTTEMENT AXIAL

Désignation (désignation selon l'Eurocode 7)	Prof. de la base <sup>(1)</sup>	Module Pressio. E <sub>M</sub>	Pression limite nette p <sub>l</sub> *	Classe de sol (P94-262)	q <sub>s</sub> retenue <sup>(3)</sup>
	m / TN	MPa	MPa		kPa
Mort terrain – Remblai sableux	5,50 m	-	-	Sol 1	0 <sup>(2)</sup>
Argiles fermes	15,0 m	7	0,56	Sol 1	<b>54</b>
Sables moyennement denses	32,0 m	13	0,91	Sol 2	<b>83</b>
Sables très denses	34,0 m	58,7	3,78	Sol 2	<b>170</b>
Micaschiste compact (EM > 100 MPa)	>34 m	136	>5,00	Sol 5	<b>200</b>

<sup>(1)</sup> : à partir du sondage PMT2 – le plus défavorable.

<sup>(2)</sup> : compte-tenu des caractéristiques de ces terrains, le frottement axial sera négligé sur leur hauteur.

<sup>(3)</sup> : ces valeurs ont été déterminées pour des pieux FTC

#### TERME DE POINTE

Pour un ancrage effectif dans le schiste compact vers 11,0 m/TN :

$$p_{le*} = 0,91 \text{ MPa}$$

$$k_p = 1,65 \text{ MPa}$$

Nous avons retenu la pression limite la plus faible pour tenir compte de la présence de couche molle entre 22 et 23 m puis entre 25 et 28 m de de profondeur d'après CPTU1 et CPTU2.

#### COEFFICIENTS DE MODELE

Compte-tenu de la méthode d'évaluation utilisée et du type de pieux envisagé, on retient les coefficients suivants :

$$\gamma_{R;d1} = 1,15$$

$$\gamma_{R;d2} = 1,10$$

## RESULTATS

A titre indicatif, nous avons indiqué ci-après les capacités portantes d'un pieu foré à la tarière creuse  $\varnothing$  600 mm ancré dans le sable moyennement dense vers 20,00 m/TN.

Etat limite		Portance (compression)	Résistance de traction	Résistance intrinsèque (***)
Etats Limites de Services (ELS)	Caractéristiques	$R_{c,crd} = 1\ 279$ kN	$R_{t,crd} = -729$ kN	$R^*_{cd,ELS} = 1\ 555$ kN
	Quasi-permanents	$R_{c,crd} = 1\ 047$ kN	$R_{t,crd} = -534$ kN	sans objet
Etats Limites Ultimes (ELU)	Fondamentaux	$R_{c,d} = 1\ 586$ kN	$R_{t,d} = -996$ kN	$R^*_{cd,ELU} = 3\ 455$ kN
	Sismiques	$R_{c,d} = 1\ 586$ kN	$R_{t,d} = -996$ kN	$R^*_{cd,ELU} = 3\ 987$ kN
	Accidentels	$R_{c,d} = 1\ 745$ kN	$R_{t,d} = -1\ 091$ kN	$R^*_{cd,ELU} = 4\ 319$ kN

(\*\*\*) : Effort axial maximal en compression

A titre d'exemple, nous avons fait d'autres calculs en fonction de la longueur du pieu (et pour un diamètre  $\varnothing$  600 mm) et dans ces cas on aurait les portances suivantes **exprimées en kN** :

### 9.1 En fonction de la longueur

Longueur du pieu (m)		D =	20.0	18.0	19.0	20.0	21.0	22.0	23.0	24.0
<b>Portance (compression)</b>										
ELS	Caractéristiques	$R_{c,crd} = 1\ 279$	1 082	1 180	1 279	1 378	1 476	<del>1 575</del>	<del>1 674</del>	
	Quasi-permanents	$R_{c,crd} = 1\ 047$	885	966	1 047	1 127	1 208	1 289	1 369	
ELU	Fondamentaux	$R_{c,d} = 1\ 586$	1 356	1 471	1 586	1 701	1 817	1 932	2 047	
	Sismiques	$R_{c,d} = 1\ 586$	1 356	1 471	1 586	1 701	1 817	1 932	2 047	
	Accidentels	$R_{c,d} = 1\ 745$	1 491	1 618	1 745	1 871	1 998	2 125	2 252	
<b>Résistance de traction</b>										
ELS	Caractéristiques	$R_{t,crd} = -729$	-596	-663	-729	-795	-861	-928	-994	
	Quasi-permanents	$R_{t,crd} = -534$	-437	-486	-534	-583	-632	-680	-729	
ELU	Fondamentaux	$R_{t,d} = -996$	-815	-905	-996	-1 087	-1 177	-1 268	-1 358	
	Sismiques	$R_{t,d} = -996$	-815	-905	-996	-1 087	-1 177	-1 268	-1 358	
	Accidentels	$R_{t,d} = -1\ 091$	-892	-992	-1 091	-1 190	-1 289	-1 388	-1 488	
<b>Résistance intrinsèque en compression</b>										
ELS	Caractéristiques	$R^*_{cd,ELS} = 1\ 555$	1 555	1 555	1 555	1 555	1 555	1 555	1 555	1 555
	Quasi-permanents									
ELU	Fondamentaux	$R^*_{cd,ELU} = 3\ 455$	3 455	3 455	3 455	3 455	3 455	3 455	3 455	3 455
	Sismiques	$R^*_{cd,ELU} = 3\ 987$	3 987	3 987	3 987	3 987	3 987	3 987	3 987	3 987
	Accidentels	$R^*_{cd,ELU} = 4\ 319$	4 319	4 319	4 319	4 319	4 319	4 319	4 319	4 319

On notera qu'à partir de 23 m de profondeur la portance des pieux (de diamètre 600 mm) sera limitée par la capacité intrinsèque en compression du béton et par la puissance de la tarière.

Ainsi il faudra veiller à limiter les charges aux capacités intrinsèques en compression d'un pieu en béton. Dans ces exemples nous avons supposé un  $f_{c28} = 25$ MPa. On rappellera ci-dessous les charges maximales en fonction du diamètre d'un pieu.

Diamètre	500 mm	600 mm	700 mm	800 mm	900 mm	1000 mm
Charge max (kN)	1080	1555	2116	2793	3534	4363

### 3.1. Sujétions de conception et d'exécution des pieux

#### **Construction des fondations :**

La technique d'exécution retenue devra permettre d'atteindre les fiches et niveaux d'assise demandés en tenant compte de la résistance du substratum mais aussi de la compacité des remblais de surface rencontrés sur le site (avec blocs / dalle béton possible) et de la présence d'eau dans le sol.

Compte tenu de la nature des remblais, on prévoira la réalisation possible d'avant-trous à la pelle mécanique muni d'un brise roche hydraulique afin de s'affranchir des blocs éventuels pouvant être rencontrés dans les horizons de surface. Dans ce cas, on prévoira le comblement de ces avant-trous avec un matériau sablo-graveleux soigneusement compacté avant la foration. On veillera à une implantation précise et à une bonne verticalité des pieux.

On prévoira des surconsommations de béton dans les horizons mous argileux.

Le tubage (ou le chemisage) des pieux est donc recommandé pour limiter les surconsommations dans les remblais et les horizons mous de surface.

Ils seront bétonnés à l'aide d'un béton non délavable, résistant aux eaux agressives, et armés sur toute leur hauteur au stade G2\_AVP (à vérifier au stade G2\_PRO). La classe d'environnement est inférieure à XA1, d'après les essais en laboratoire en annexe.

Les pieux recevant des efforts d'arrachement ou des efforts horizontaux notables devront être armés en conséquence.

On veillera à ne pas circuler avec les engins à proximité des pieux fraîchement bétonnés afin d'éviter l'apparition d'efforts horizontaux venant cisailer les fondations. Le trépannage des pieux est proscrit compte tenu de la présence d'ouvrages avoisinants à proximité du projet.

Afin d'éviter la prise en compte d'un effet de groupe pour les pieux, on respectera une distance entraxe supérieure à trois fois le diamètre du pieu utilisé.

Au droit de la zone où la dalle béton a été rencontrée (PM2), et qui sera à purger, les sols seront remaniés (suite à la purge de la dalle avant réalisation des pieux) et les remblais contiendront des points durs. De ce fait il sera nécessaire de prévoir une piste de chantier (plate-forme de travail) **dimensionnée de façon adaptée et pouvant assurer la stabilité et la traficabilité de la machine de pieux.**

Par ailleurs, concernant le dimensionnement des pieux, on notera que :

- en cas de surcharge appliquée sur la plate-forme (remblais), on retiendra un terme de frottement négatif venant réduire la capacité portante nette des pieux ;
- dans le cas de pieux à la tarière creuse, on prévoira un système d'asservissement permettant de garantir le bétonnage des fondations ainsi qu'un enregistrement des paramètres de forage (couple de rotation, pression d'injection, vitesse d'avancement, pression sur l'outil, profondeur), permettant de vérifier l'encastrement dans la couche d'ancrage ;
- un étalonnage de l'enregistreur de paramètres avec la réalisation d'un forage d'essai pourra être effectué à proximité de nos sondages.

### **Conception**

Les pieux en béton devront être armés toute leur hauteur au stade G2\_AVP (à vérifier au stade G2\_PRO). On utilisera alors une technique d'exécution adaptée.

Le fluage vertical des sols, pouvant créer des frottements négatifs le long du fût des pieux et ainsi diminuer leur capacité portante, n'a pas été pris en compte dans leur dimensionnement. Il conviendra d'en tenir compte au stade G2 PRO.

Nous recommandons des diamètres de pieux supérieurs ou égaux à 400 mm, pour diminuer les risques de flambement et de striction, à vérifier au stade G2 PRO.

## 4. Assise de voiries et structures des chaussées

### 4.1. Résultats des essais en laboratoire

Deux échantillons de sols ont été prélevés au droit des futures voiries au droit des sondages PM1 et PM2 bis entre 0,50 et 1,00 m de profondeur, pour identification GTR des sols.

Les analyses en laboratoire comprennent :

- 2 mesures de la teneur en eau,
- 2 granulométries par tamisage,
- 2 mesures de l'argilosité par VBS,

Les résultats sont repris ci-dessous dès que disponibles.

fondasol LABORATOIRE GÉOTECHNIQUE		RÉCAPITULATIF D'ESSAIS DE LABORATOIRE														Management QSHE		FTQ.244					
Affaire N° : AN.170221		Nom de l'affaire : IDEX - CHAUFFERIE A COUERON				Ingénieur d'étude, visa : A.ANDREI				RESPONSABLE DU LABORATOIRE F.BOUTON						Page 1 / 1							
Forage	Prof. moyenne (m)	Nature	Wn		I <sub>p</sub>	p <sub>d</sub>	p <sub>s</sub>	VBS	Dmax	Passant à			Passa			Proct			IPI	ICBR immersion	G	Classification	
			%	%						50 mm	2 mm	80 µm	2 mm	80 µm	2 µm	W <sub>opt</sub>	p <sub>dopt</sub>	%					%
		Normes	94-050	051 & 52		94-053	94-054	94-068	056 & 57	50 mm	2 mm	80 µm	2 mm	80 µm	2 µm	W <sub>opt</sub>	p <sub>dopt</sub>	%	%	%			11-300
Remarques:		*Wn = teneur en eau sur 0/20 (NF P11-300)		*Ic ne peut être calculé uniquement si le matériau < 400µm (NF P94-051)																			
		Nombre d'essais	2					2	2	2	2	2	2	2									
PM1	0.90	Sable	3.2					0.20	15	100.0	84.1	1.2	84.1	1.2									B1
PM2	1.30	Sable	1.8					0.08	13	100.0	78.9	1.2	78.9	1.2									D1

D'après nos observations, et en attendant les résultats des essais en laboratoire, cela veut dire que la plateforme supérieure des terrassements (P.S.T.) est constituée par des sols fins sableux propres, et donc très peu argileux, (de type B1 et D1) entre 0,50 et 0,80 m de profondeur en PM1 et PM2 bis.

### 4.2. Généralités

Sous l'emprise du tracé, les zones de terre végétale et de remblais sableux seront décapés pour la mise en place de la couche de forme. Les sols remaniés par de quelconques opérations seront purgés.

Les zones où l'humidité des sols ne parviendra pas à être maîtrisée par le drainage seront également purgées.

Les plates-formes devront être réalisées en période hydrique favorable afin de ne pas risquer une perte générale et importante de portance des sols d'assises.

Dans le cas contraire, la portance et la traficabilité de la plate-forme ne permettront pas de réaliser des travaux de terrassement dans de bonnes conditions et nécessiteront inmanquablement des travaux supplémentaires afin d'obtenir une portance EV2 de 50 MPa sur la plate-forme finie.

Les fonds de forme devront être refermés dès l'arrivée de la pluie et à la veille des week-ends. On prévoira une forme de pente de 2 % orientée vers une tranchée drainante raccordée à un exutoire.

N'ayant pas renseignement particulier concernant les trafics prévus sur les voiries, nous prendrons l'hypothèse d'un trafic inférieur à 25 Poids Lourds par Jour et par sens (PL / j).

Le dimensionnement des chaussées sera effectué conformément au Guide pour la construction des chaussées à faible trafic du CETE OUEST de 2002, en adoptant une plate-forme support de chaussée de portance PF2- ( $EV2 \geq 50$  MPa).

D'après ce catalogue, les voiries supporteront un trafic de classe  $t_5$  ( $< 25$  PL / j).

### 4.3. Réemploi

Les matériaux BI/DI sont des matériaux sableux à graveleux avec très peu de fines, généralement insensibles à l'eau. Leur emploi en couche de forme nécessite la mesure de leur résistance mécanique (friabilité des sables FS). Leur granulométrie souvent mal graduée (et souvent de petit calibre) les rend très érodables et d'une traficabilité difficile.

### 4.4. Portance et couche de forme

Les matériaux constituant l'assise de la couche de forme (P.S.T.) ont été classifiés B5 selon le GTR. Ils correspondent à une catégorie de matériaux **déformables à très déformables et peu sensibles à l'eau**.

Après décapage de la terre végétale, on mettra en œuvre une couche de forme. Celle-ci sera réalisée en matériau d'apport type 0/63 mm, propre, exempt d'argile ( $VBS \leq 0,1$ ), dur ( $LA$  ou  $MDE < 45$ ), bien gradué et non gélif.

Avec mise en place préalable d'un géotextile, cette couche de forme pourrait avoir une épaisseur minimum de 50 cm. La portance serait alors au moins égale à une portance  $PF_2-$ .

Tableau 3 - Epaisseurs des couches de forme en matériaux granulaires			
Qualification de la Portance de la P.S.T.	Contexte de réalisation (*)	Epaisseur de C. de F. pour une classe de plate-forme PF2-	Epaisseur de C. de F. pour une classe de plate-forme PF2+
Sols déformables à très déformables	Déblai sans drainage	0,75 m (0,20 m de 0/63 + 0,55 m de 0/150) ou 0,60 m (0,20 m de 0/63 + 0,40 m de 0/150) <b>sur géotextile.</b>	1,00 m (0,20 m de 0/63 + 0,80 m de 0/150) ou 0,85 m (0,20 m de 0/63 + 0,65 m de 0/150) <b>sur géotextile.</b>
	Déblai avec drainage profond	0,60 m (0,20 m de 0/63 + 0,40 m de 0/150) ou 0,50 m de 0/63 <b>sur géotextile.</b>	0,80 m (0,20 m de 0/63 + 0,60 m de 0/150)
Sols peu déformables mais sensibles à l'eau	Déblai sans drainage	0,45 m de 0/63	0,60 m (0,20 m de 0/63 + 0,40 m de 0/150)
	Remblai ou déblai avec drainage	0,30 m de 0/63	0,45 m de 0/63
Sols très peu déformables Insensibles à l'eau	Remblai ou déblai.	Couche de réglage de 10 cm d'épaisseur de 0/31,5 ou 0/20.	Couche de réglage de 20 cm d'épaisseur de 0/31,5 ou 0/20. Si $EV2 > 120$ MPa obtention de PF3

En effet, d'après ce tableau on notera **qu'en cas de drainage latéral profond** de chaque côté de la future voirie alors l'épaisseur de **la couche de forme pourrait être réduite à 50 cm sur géotextile**. Ce qui sera naturellement le cas ici du fait de la forte perméabilité des sables de surface.

L'épaisseur de la couche de forme devra être plus importante si elle est mise en œuvre lors d'une période défavorable (pluvieuse). La réalisation de planches d'essais validées par des essais à la plaque permettra d'optimiser l'épaisseur de cette couche de forme à mettre en œuvre au moment des travaux.

La rencontre en phase chantier au niveau de l'arase terrassement d'éléments fortement inhomogènes (blocs de béton par exemple) nécessiterait la purge de ceux-ci afin d'éviter les phénomènes de point dur sous la couche de forme.

#### 4.5. Contrôle

La plate-forme d'assise sera contrôlée par des essais à la plaque (3 au minimum) avec un ratio de 1 essai pour 500 m<sup>2</sup> de plateforme au-delà de 1500 m<sup>2</sup>.

Les critères de réception seront les suivants:

- Module de 2<sup>ème</sup> cycle :  $EV_2 \geq 50 \text{ MPa}$
- Indice de compactage :  $k = EV_2/EV_1 \leq 2,0$  (à confirmer suivant le type de matériaux mis effectivement en oeuvre)

#### 4.6. Structures de chaussée

Les structures de chaussée correspondront à une plate-forme de portance PF<sub>2</sub>- (module à la plaque compris entre 50 et 80 MPa).

A titre d'exemple, dans le cadre d'une ébauche dimensionnelle, nous proposons les **structures souples** suivantes pour des voiries soumises à un trafic t<sub>5</sub> (structures à mettre en œuvre au-dessus de la couche de forme):

↳ Exemple n°1 : Structure GNT (Grave Non Traitée ordinaire) :

- ↳ 6 cm de Béton Bitumineux Souple (BBS)
- ↳ 16 cm de GNT 0/31.5

↳ Exemple n°2 : Structure GB2 (Grave Bitume de classe 2) :

- ↳ 4 cm Béton Bitumineux Mince (BBM)
- ↳ 12 cm de GB2

Nous attirons votre attention sur la nécessité de prévoir une structure souple. Les structures rigides de type Béton ou Grave Ciment sont exclues. En effet la présence de remblais sur des épaisseurs variables engendrera des tassements différentiels inévitables. Une structure souple sera mieux adaptée et évitera la formation de cassures nettes. Des rechargements de la chaussée qui se sera déformée seront donc à prévoir localement.

#### 4.7. Vérification au gel des structures

Cette vérification sera à réaliser en phase projet par l'entreprise de terrassement une fois la composition précise de la structure connue (épaisseur traitée, structure mise en œuvre).

## 5. Aléas prévisibles de chantier (non exhaustifs)

A ce stade de l'étude plusieurs aléas ont été identifiés :

- la classe d'environnement vis-à-vis de l'agressivité des eaux est inférieure à XAI,
- la traficabilité difficile des sols sableux de surface du fait de l'absence de fines. Les essais en laboratoire confirment qu'il s'agit de sols de type BI/DI d'après le GTR,
- présence d'une dalle en béton reconnue en PM2 qui a nécessité de décaler le point PM2 bis proche de SDI (d'anciennes infrastructures seront purgées à l'aide d'un BRH). L'indice B du rapport a défini les contours de cet ouvrage. Les contours seront à relever par un géomètre en X, Y, Z, et à reporter sur plan.
- présence de sols organiques évolutifs d'après les essais de pénétration statique CPTU1 et CPTU3, entre 4,00 m et 6,00 m de profondeur nécessitant la réalisation d'un plancher porté,
- toit du rocher compact vers 34,00 m de profondeur, des pieux de type FTC seront trop courts pour atteindre le toit du rocher. Compte tenu des descentes de charges modérée, des pieux seront ancrés dans les sables moyennement denses à denses devraient être suffisants (à confirmer au stade G2\_PRO en fonction des descentes de charge réelles),
- projet et sondages à recalculer en m NGF.

Fondasol se tient à la disposition du maître d'ouvrage pour effectuer les missions complémentaires qui permettraient de réduire ces aléas.

## 6. Conclusion

Le présent rapport conclut la mission **G1\_PGC + G2\_AVP** confiée à Fondasol.

Nous avons indiqué dans cette étude les recommandations sur les fondations à prévoir pour les ouvrages projetés ainsi que les précautions à prendre lors de la réalisation des travaux de fondations, de terrassement et de dallages.

Conformément à la norme NFP 94-500, les calculs et valeurs dimensionnelles donnés dans le présent rapport en mission G2\_AVP ne sont que des ébauches destinées à donner un premier aperçu des sujétions techniques d'exécution et ne constituent pas un dimensionnement du projet. Selon la norme NF P 94-500, la présente mission G2\_AVP doit être suivie d'une mission d'étude géotechnique de projet G2\_PRO. En l'absence de géotechnicien missionné, la mission G2\_PRO incombe de fait à l'équipe de maîtrise d'œuvre.

Rappelons que selon l'enchaînement des missions au sens de la norme NFP 94-500 :

- l'élaboration du projet nécessite une mission géotechnique de type G2\_PRO,
- les études géotechniques d'exécution doivent être établies dans le cadre d'une mission G3,
- et une mission G4 de supervision géotechnique d'exécution des travaux doit être réalisée.

FONDASOL reste à la disposition du maître d'ouvrage et des autres intervenants, pour participer à toute mission d'assistance technique complémentaire pour la conception des fondations et pour contrôler la bonne adaptation des travaux mis en œuvre aux conditions géotechniques du site.

### 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 factuel 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 dégagée 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 inhérentes 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 L241-I 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 sur cotisation 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 défectuosité 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)

Tout ouvrage est en interaction avec son environnement géotechnique. C'est pourquoi, au même titre que les autres ingénieries, l'ingénierie géotechnique est une composante de la maîtrise d'œuvre indispensable à l'étude puis à la réalisation de tout projet.

Le modèle géologique et le contexte géotechnique général d'un site, définis lors d'une mission géotechnique préalable, ne peuvent servir qu'à identifier des risques potentiels liés aux aléas géologiques du site. L'étude de leurs conséquences et de leur réduction éventuelle ne peut être faite que lors d'une mission géotechnique de conception. En effet, les contraintes géotechniques de site sont conditionnées par la nature de l'ouvrage et variables dans le temps, puisque les formations géologiques se comportent différemment en fonction des sollicitations auxquelles elles sont soumises (géométrie de l'ouvrage, intensité et durée des efforts, cycles climatiques, procédés de construction, phasage des travaux notamment).

L'ingénierie géotechnique doit donc être associée aux autres ingénieries, à toutes les étapes successives d'étude et de réalisation d'un projet, et ainsi contribuer à une gestion efficace des risques géologiques afin de fiabiliser le délai d'exécution, le coût réel et la qualité des ouvrages géotechniques que comporte le projet.

L'enchaînement et la définition synthétique des missions types d'ingénierie géotechnique sont donnés dans les tableaux 1 et 2.

Les éléments de chaque mission sont spécifiés dans les chapitres 7 à 10 (*de la norme*). Les exigences qui y sont présentées sont à respecter pour chacune des missions, en plus des exigences générales décrites au chapitre 5 de la présente norme.

L'objectif de chaque mission, ainsi que ses limites, sont rappelés en tête de chaque chapitre.

Les éléments de la prestation d'investigations géotechniques sont spécifiés au chapitre 6 (*de la norme*).

**Tableau 1 - Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique**

Étape	Phase d'avancement du projet	Missions d'ingénierie géotechnique		Objectifs	Prestations d'investigations géotechniques*
Etudes géotechniques préalables	Étude préliminaire Esquisse APS	Étude géotechnique de site - G1 ES		Spécificités géotechniques du site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
		Étude géotechnique des Principes Généraux de Construction - G1 PGC		Premières adaptations du projet au site	
Etudes géotechniques de conception	APD/AVP	Étude géotechnique G2 AVP		Définition et comparaison des solutions envisageables	Fonction du site et de la complexité du projet
	PRO	Étude géotechnique G2 PRO		Conception et justifications du projet	Fonction du site et des choix constructifs
	DCE/ACT	Étude géotechnique G2 DCE/ACT		Consultation et choix de l'entreprise de travaux	
Etudes géotechniques d'exécution	EXE/VISA	Études géotechniques d'exécution G3	Supervision géotechnique des études d'exécution G4	Conformité des études d'exécution	Fonction des méthodes de construction et des adaptations envisagées
	DET/AOR	Suivi géotechnique d'exécution G3	Supervision géotechnique d'exécution G4	Conformité des travaux	Fonction des conditions rencontrées et du comportement des ouvrages
Cas particulier	Diagnostic	Diagnostic géotechnique G5		Influence d'un élément géotechnique sur un ouvrage	Fonction de la spécificité des éléments étudiés
NOTE * À définir par l'ingénierie géotechnique chargée de la mission correspondante.					

**« Classification des missions types d'ingénierie géotechnique » en page suivante**

## Missions types 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.

### ÉTAPE 1 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES PRELABLES (G1)

Ces missions excluent toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre d'une mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elles sont à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elles comprennent deux phases :

#### Phase ÉTUDE DE SITE (G1ES)

Réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS, elle permet 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 un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser, en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

#### Phase PRINCIPES GÉNÉRAUX DE CONSTRUCTION (G1 PGC)

Réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS elle permet de réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées :

- Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser, en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à ce stade de l'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels) ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, amélioration de sols).

### ÉTAPE 2 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE CONCEPTION (G2)

Elles permettent l'élaboration des projets des ouvrages géotechniques et réduisent les conséquences des risques géologiques importants identifiés. Elles sont à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et sont réalisées en étroite collaboration avec la maîtrise d'œuvre. Elles comprennent trois phases :

#### Phase Avant Projet (G2 AVP)

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

- Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser, 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 (G2 PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées. Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser, 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 (G2 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, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

### ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G4, distinctes et simultanées)

#### ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXÉCUTION (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 un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser, 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 GÉOTECHNIQUE D'EXÉCUTION (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.

#### DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (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 :

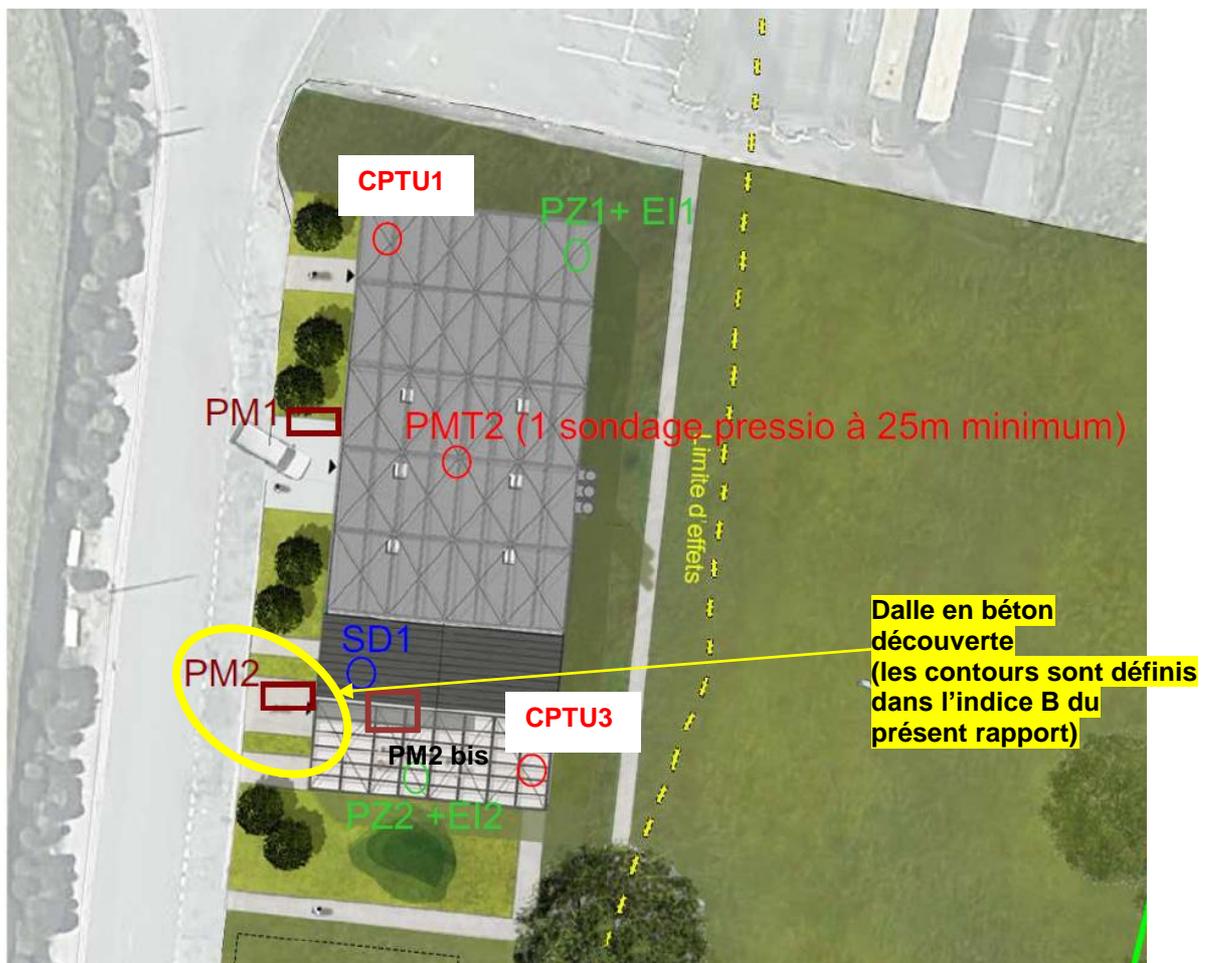
- Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre 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).

**Annexes**

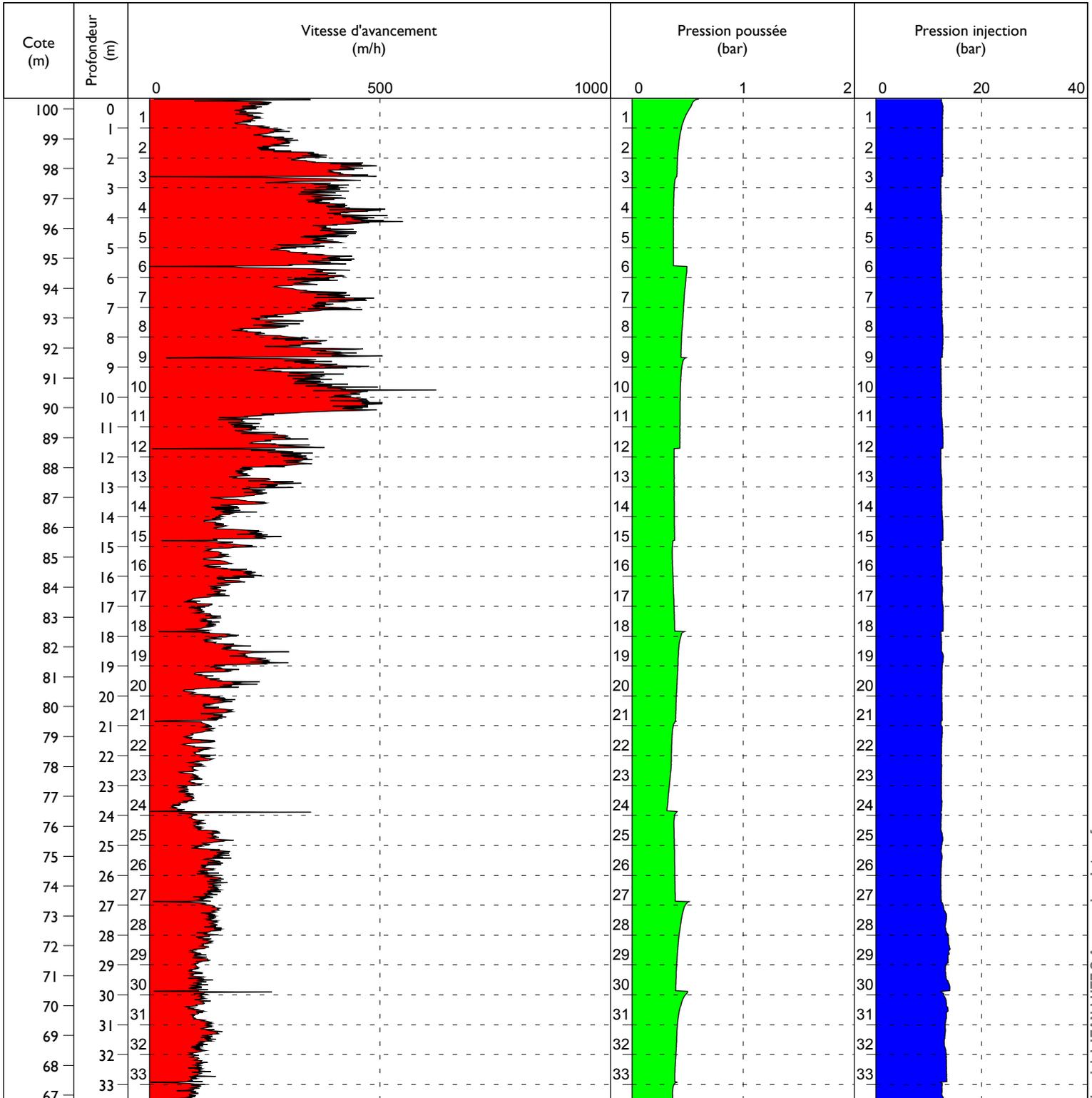


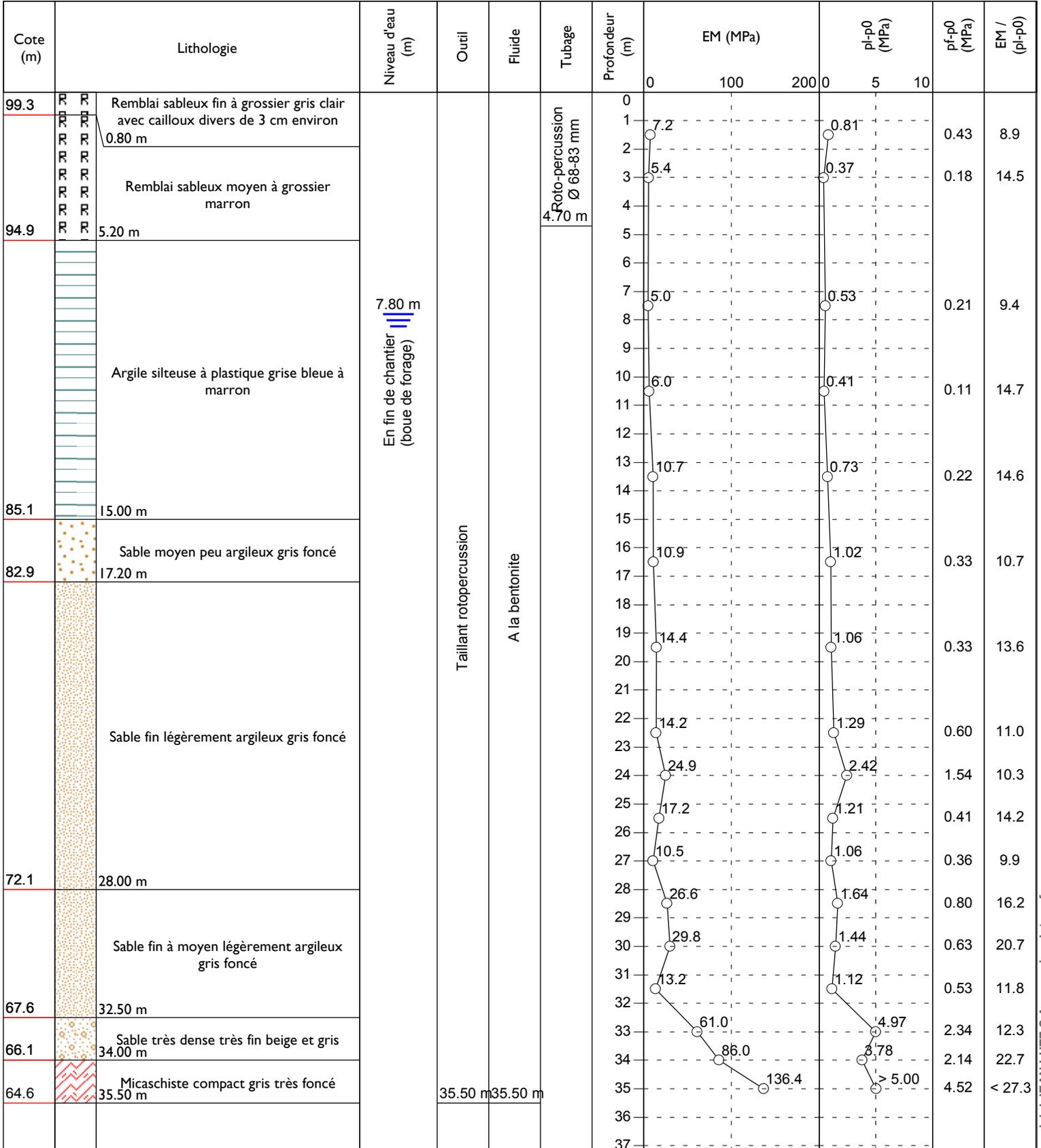


Plan d'implantation  
des sondages

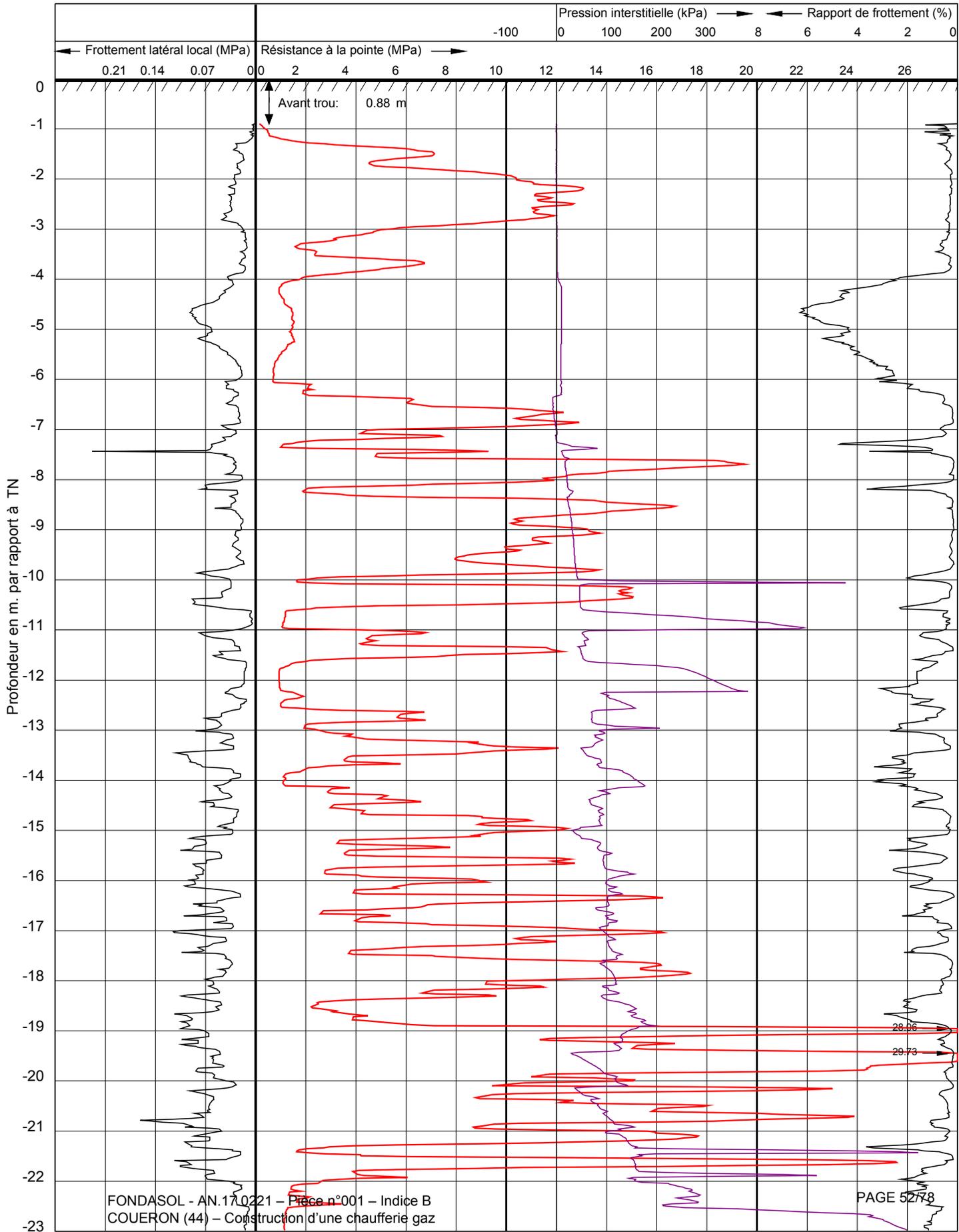


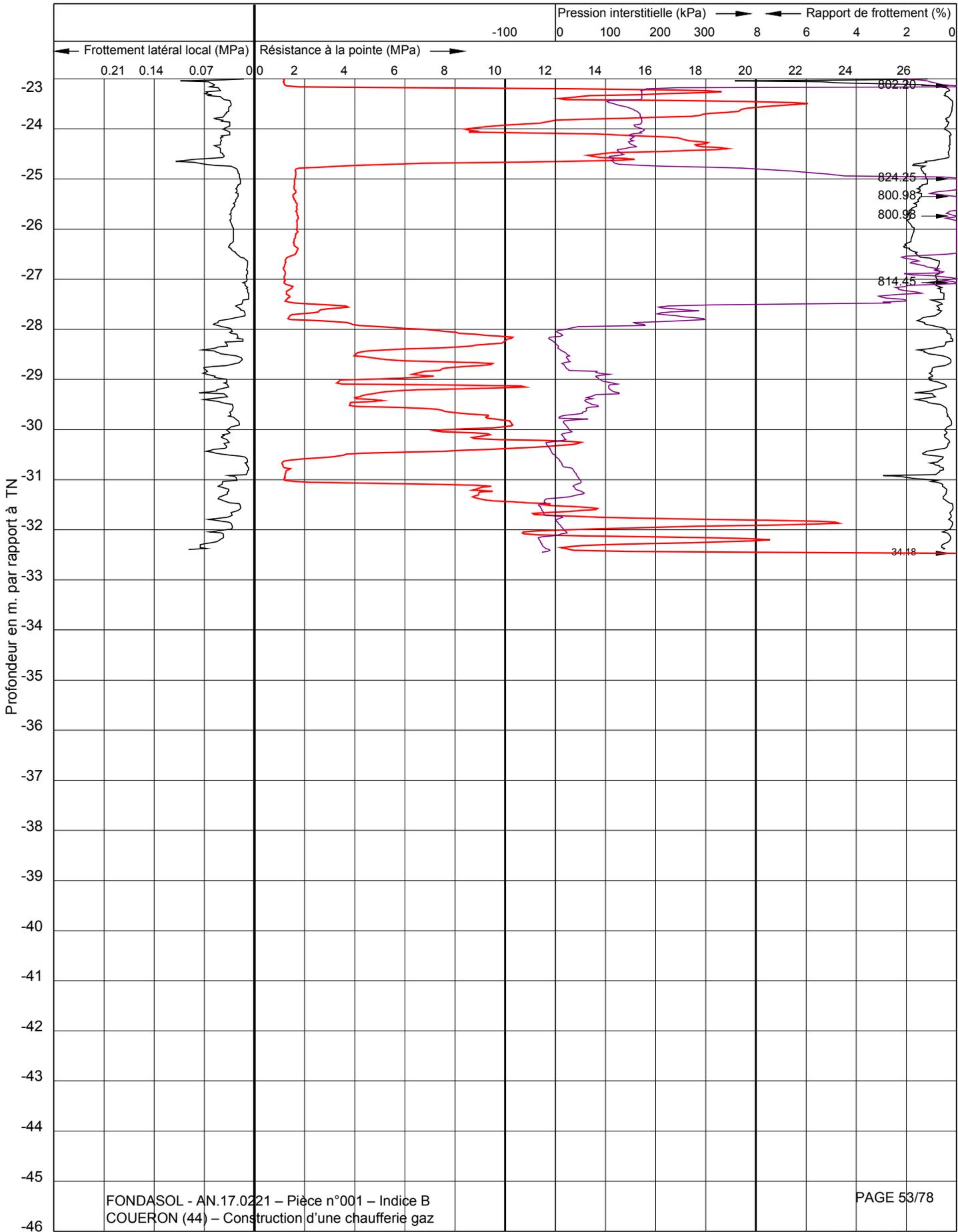


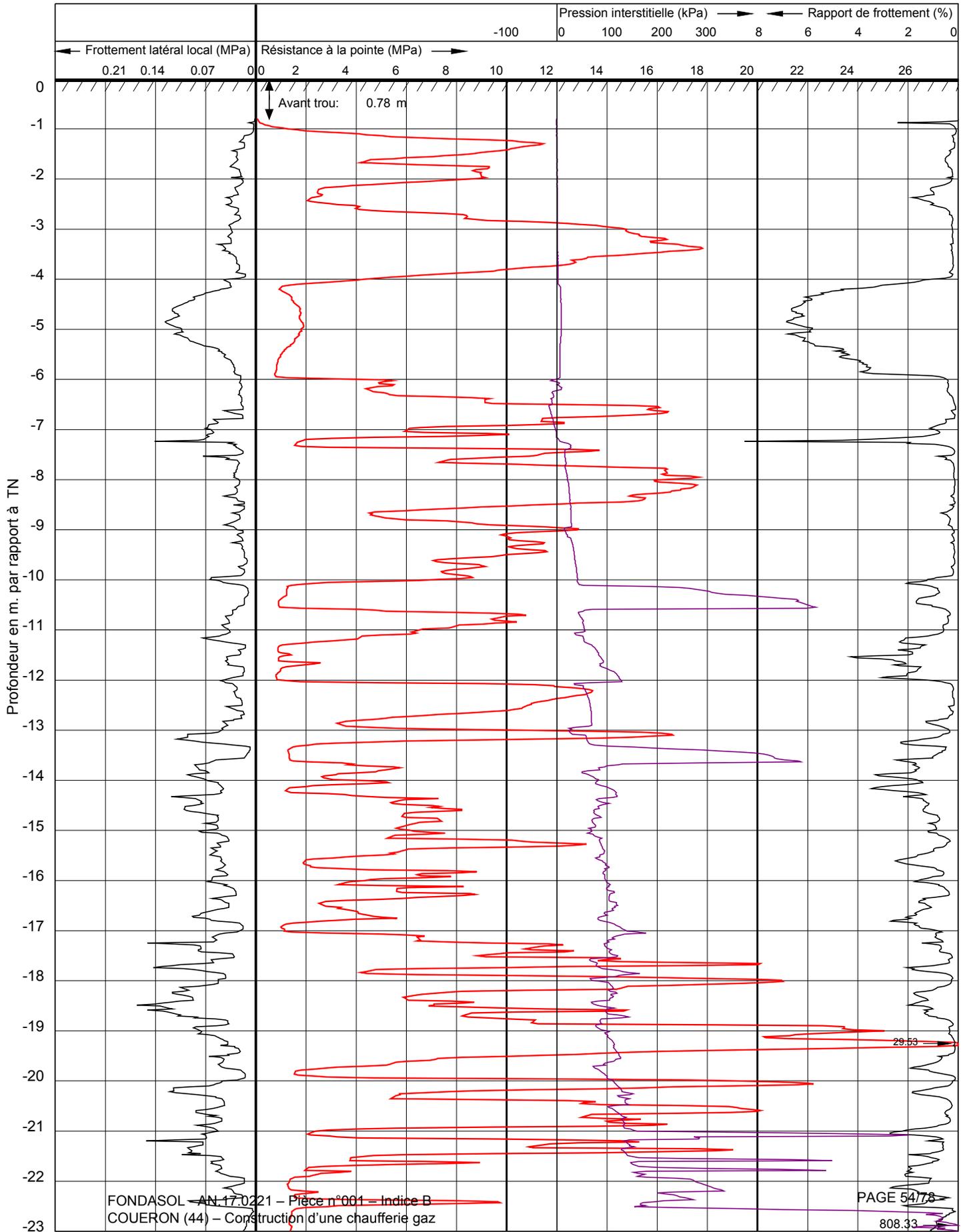


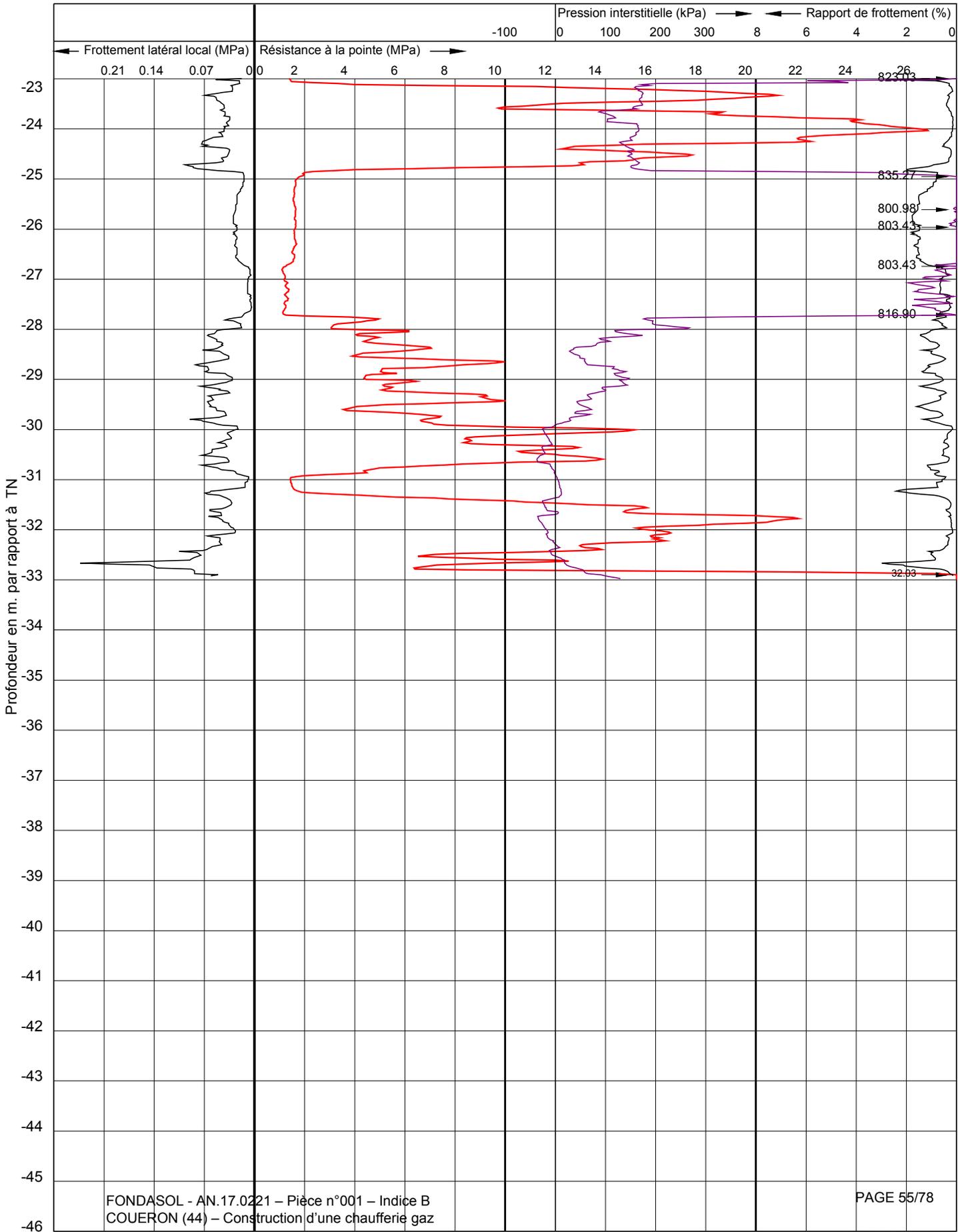


Cote (m)	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Fluide	Tubage	Profondeur (m)	Vitesse d'avancement (m/h)			Pression poussée (bar)			Pression injection (bar)							
							0	150	300	0	2.5	5	0	15	30					
99.3	Remblai sableux fin à grossier gris clair avec cailloux divers de 3 cm environ 0.80 m	7.80 m En fin de chantier	Taillant rotoperçussion	A la bentonite	R Percussion Ø 68-83 mm	0	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]							
94.9	Remblai sableux moyen à grossier marron 5.20 m					1	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]							
	Argile silteuse à plastique grise bleue à marron					2	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]							
						3	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]							
	4					[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]								
	5					[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]								
	6					[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]								
	7					[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]								
	8					[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]								
	9					[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]								
10	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
11	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
12	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
13	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
14	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
15	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
16	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
17	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
18	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
19	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
20	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
21	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
22	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
23	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
24	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
25	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
26	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
27	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
28	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
29	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
30	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
31	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
32	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
33	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
34	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
35	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
85.1	Sable moyen peu argileux gris foncé 15.00 m	7.80 m En fin de chantier	Taillant rotoperçussion	A la bentonite	R Percussion Ø 68-83 mm	15	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]							
82.9	Sable fin légèrement argileux gris foncé 17.20 m					16	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]							
	Sable fin légèrement argileux gris foncé					17	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]							
						18	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]							
	19					[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]								
	20					[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]								
	21					[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]								
	22					[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]								
	23					[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]								
	24					[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]								
25	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
26	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
27	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
28	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
29	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
30	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
31	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
32	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
33	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
34	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
35	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]													
72.1	Sable fin à moyen légèrement argileux gris foncé 28.00 m	7.80 m En fin de chantier	Taillant rotoperçussion	A la bentonite	R Percussion Ø 68-83 mm	28	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]							
67.6	Sable fin à moyen légèrement argileux gris foncé 32.50 m					29	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]							
	Sable très dense très fin beige et gris 34.00 m					30	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]							
						31	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]							
	32					[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]								
	33					[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]								
	34					[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]								
	35					[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]								
	66.1					Sable très dense très fin beige et gris 34.00 m	7.80 m En fin de chantier	Taillant rotoperçussion	A la bentonite	R Percussion Ø 68-83 mm	34	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]		
	64.6					Micaschiste compact gris très foncé 35.50 m					35	[Graphique]			[Graphique]			[Graphique]		









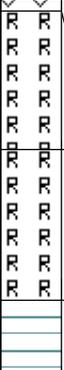
**Sondage : PZ1**

EXGTE 3.20/GTE

Cote (m)	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Fluide	Tubage
100.07 m					
99.07 m	Remblai sableux très fin marron très foncé légèrement limoneux avec cailloux divers et débris d'ardoise	05/07/2017 En cours de forage 3.90 m 	Taillant rotoperçusion  6.00 m	A l'air  4.00 m	Roto-perçusion Ø 68-83 mm
97.67 m	Remblai sableux propre fin beige-jaune				
96.07 m	Remblai sableux moyen à grossier propre marron avec quelques cailloutis divers				
94.07 m	Argile silteuse grise bleue			A l'eau 6.00 m	

**Sondage : PZ2**

EXGTE 3.20/GTE

Cote (m)	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Fluide	Tubage
100.34 m <del>100.14 m</del>					
	 <p>0.20 m Terre végétale noirâtre avec débris de bois, feuilles et racines</p> <p>2.40 m Remblai sableux très fin beige-gris avec nombreux débris de brique et cailloux divers de 2 à 4 cm</p> <p>4.80 m Remblai sableux propre moyen à grossier marron-beige</p> <p>6.00 m Argile silteuse à plastique grise-bleue à vert-kaki</p>	<p>05/07/2017 En fin de chantier</p> <p>4.10 m</p> 	Taillant rotoperçussion	A l'air	Roto-perçussion Ø 68-83 mm



**CHAUFFERIE GAZ NORD CHEZINE,  
COUERON**

N° affaire AF.AN.17.0221

Date : **05/07/2017**

Cote NI : **100.07**

Profondeur : **0.00 - 1.70 m**

Largeur godet : **PELLE 40 T**

Opérateur : **Salou Yann**

1/50

**Sondage : E11**

EXGTE 3.20/GTE

Cote (m)	Profondeur (m)	Lithologie	Venue d'eau / niveau d'eau non stabilisé	Observations
99.6	0	Remblai sableux marron foncé avec débris de végétaux sec et quelques débris de maçonnerie en pierre avec mortier de 5 à 8 cm	 06/07/2017 Légère humidité	Arrêt volontaire Tenue moyenne des parois
	0.50 m			
98.4	1	Remblai sableux propre fin à moyen marron à marron foncé (sable de Loire)		
	1.70 m			

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr



**CHAUFFERIE GAZ NORD CHEZINE,  
COUERON**

N° affaire AF.AN.17.0221

Date : **05/07/2017**

Cote NI : **100.34**

Profondeur : **0.00 - 1.60 m**

Largeur godet : **PELLE 40 T**

Opérateur : **Salou Yann**

1/50

**Sondage : E12**

EXGTE 3.20/GTE

Cote (m)	Profondeur (m)	Lithologie	Venue d'eau / niveau d'eau non stabilisé	Observations
99.2	0	Remblai sableux marron foncé avec débris divers (mortier gris clair de 5 cm, branche, débris d'ardoise, feraille fine (boite de conserve), scorie noire)	06/07/2017 Légère humidité	Arrêt volontaire Tenue moyenne des parois
	1			
98.7		Remblai sableux propre fin à moyen marron à marron foncé		

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

Date : **05/07/2017**

Cote NI : **100.16**

Profondeur : **0.00 - 1.30 m**

Largeur godet : **PELLE 4 T**

Opérateur : **Salou Yann**

1/50

**Sondage : PM1**

EXGTE 3.20/GTE

Cote (m)	Profondeur (m)	Lithologie	Venue d'eau / niveau d'eau non stabilisé	Observations
99.7	0	Remblai sableux marron foncé avec débris divers (brique, schiste, plastique, débris végétaux, cailloux) 0.50 m	06/07/2017 Légère humidité	Arrêt volontaire Tenue moyenne des parois
	1	Remblai sableux propre fin à moyen marron à marron foncé 1.30 m		

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr



# CHAUFFERIE GAZ NORD CHEZINE, COUERON

N° affaire AF.AN.17.0221

Date : 05/07/2017

Cote NI : 100.22

Profondeur : 0.00 - 1.60 m

Largeur godet : PELLE 4 T

Opérateur : Salou Yann

1/50

Sondage : PM2

EXGTE 3.20/GTE

Cote (m)	Profondeur (m)	Lithologie	Venue d'eau / niveau d'eau non stabilisé	Observations
100.1	0	R R Remblai sableux fin à grossier marron foncé 0.15 m	06/07/2017 Légère humidité	REFUS à 0,15 m/TN
98.6	1	DALLE EN BETON - refus à la pelle mécanique 1.60 m		

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

Cote (m)	Profondeur (m)	Lithologie	Venue d'eau / niveau d'eau non stabilisé	Observations
99.3	0 1	Remblai sableux fin à grossier marron foncé avec débris divers (brique de 2 à 4 cm, cailloux de schiste et mortier blanc) 1.00 m	06/07/2017 Légère humidité	Arrêt volontaire Tenue moyenne des parois
98.7	1	Remblai sableux propre fin à grossier marron à beige foncé avec petites lentilles argileuses marron 1.60 m		



# Calcul du risque de liquéfaction

Affaire : IDEX - COUERON  
Référence : AN.17.221  
Sondage : CPTU1

Paramètres définissant l'accélération sismique

Accélération de la pesanteur : $g$ ( $m/s^2$ ) =	9.81	Classe de sol (NF EN 1998-1) :	C
Accélération maximale de surface : $a_{max}$ ( $m/s^2$ ) =	2.31 <sup>(1)</sup>	Zone de sismicité (décrets n°2010-1254 et 2010-1255) :	3
<i>(1) : valeur calculée selon les prescriptions des autorités françaises (voir ci-contre) : <math>a_{max} = a_g \cdot S = a_{gr} \cdot \gamma_1 \cdot S</math></i>		Catégorie d'importance de l'ouvrage (arrêtés du 22 octobre 2010 et du 19 juillet 2011 (bâtiments) ou arrêté du 26 octobre 2011 (ponts) :	IV
		$a_g$ ( $m/s^2$ ) =	1.1
		$\gamma_1$ =	1.4
		S =	1.5

Paramètres définissant les facteurs de correction

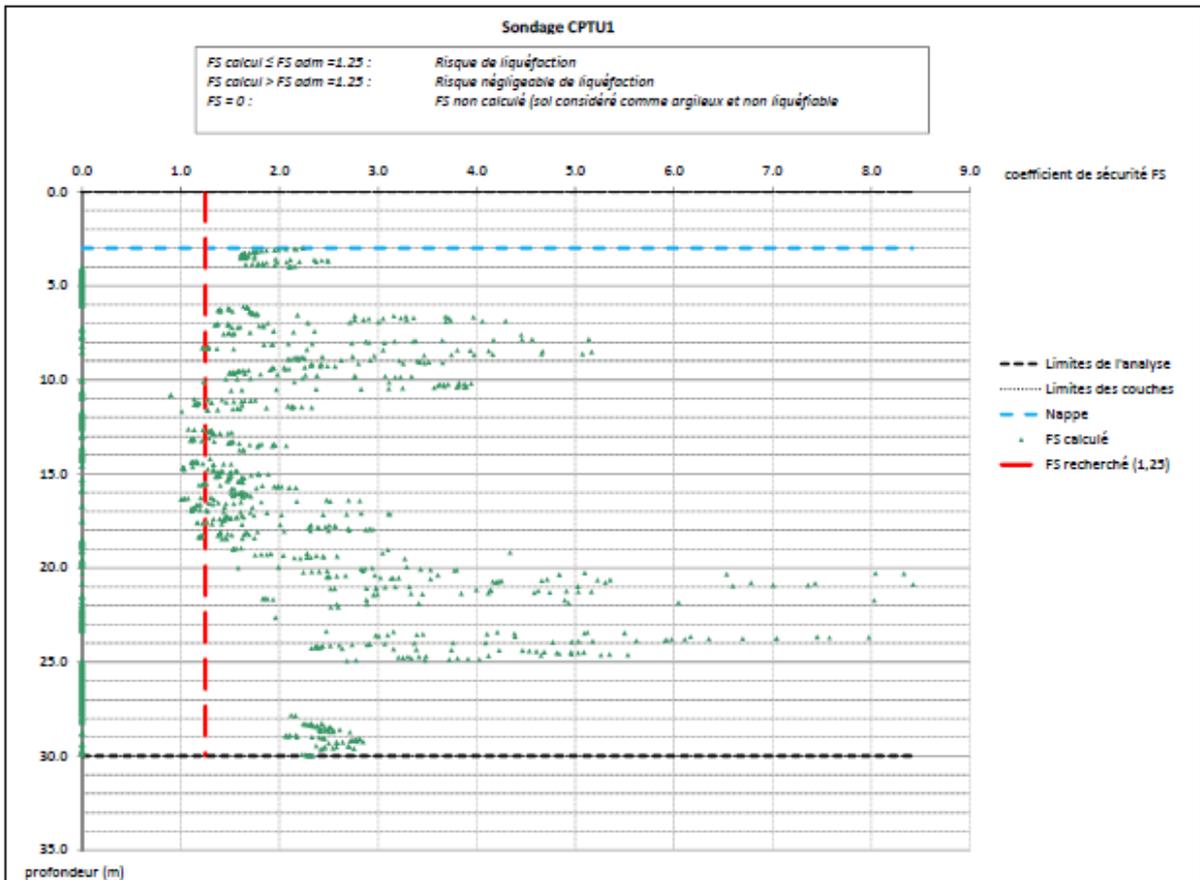
Magnitude des ondes de surface : $M_s$ =	5.5 <sup>(2)</sup>
Facteur de correction de magnitude : $CM$ =	2.9 <sup>(3)</sup>
<i>(2) : valeur calculée selon les prescriptions des autorités françaises pour un site en zone de sismicité 3 (arrêté du 20 oct. 2010 ou arrêté du 26 oct. 2011)</i>	
<i>(3) : valeur calculée selon les prescriptions des autorités françaises (Annexe B de la norme NF EN 1998-5)</i>	

Application du coefficient de correction de la contrainte de cisaillement ( $\tau_d$ ) pour le calcul de CSR au-delà de 20 m de profondeur (calcul selon Idriss, 1999)

Données complémentaires

Profondeur de la nappe (m/TN) =	3 (nappe en-dessous de la surface du sol)
Profondeur de la limite supérieure de l'analyse (m/TN) =	0
Profondeur de la limite inférieure de l'analyse (m/TN) =	30

Représentation graphique des résultats (Coefficient de sécurité FS en fonction de la profondeur)



Evaluation du risque selon la méthode d'Iwasaki :

Estimation du risque par la méthode d'Iwasaki IL = 0.0 => Liquéfaction peu probable selon l'indice IL.

Affaire : IDEX - COUERON  
Référence : AN.17.221  
Sondage : CPTU3

Paramètres définissant l'accélération sismique

Accélération de la pesanteur : $g$ ( $m/s^2$ ) =	9.81	Classe de sol (NF EN 1998-1) :	C
Accélération maximale de surface : $a_{max}$ ( $m/s^2$ ) =	2.31 <sup>(1)</sup>	Zone de sismicité (décrets n°2010-1254 et 2010-1255) :	3
(1) : valeur calculée selon les prescriptions des autorités françaises (voir ci-contre) : $a_{max} = a_g \cdot S = a_g \cdot \gamma_1 \cdot S$		Catégorie d'importance de l'ouvrage (arrêtés du 22 octobre 2010 et du 19 juillet 2011 (bâtiments) ou arrêté du 26 octobre 2011 (ponts) :	IV
		$a_g$ ( $m/s^2$ ) =	1.1
		$\gamma_1$ =	1.4
		S =	1.5

Paramètres définissant les facteurs de correction

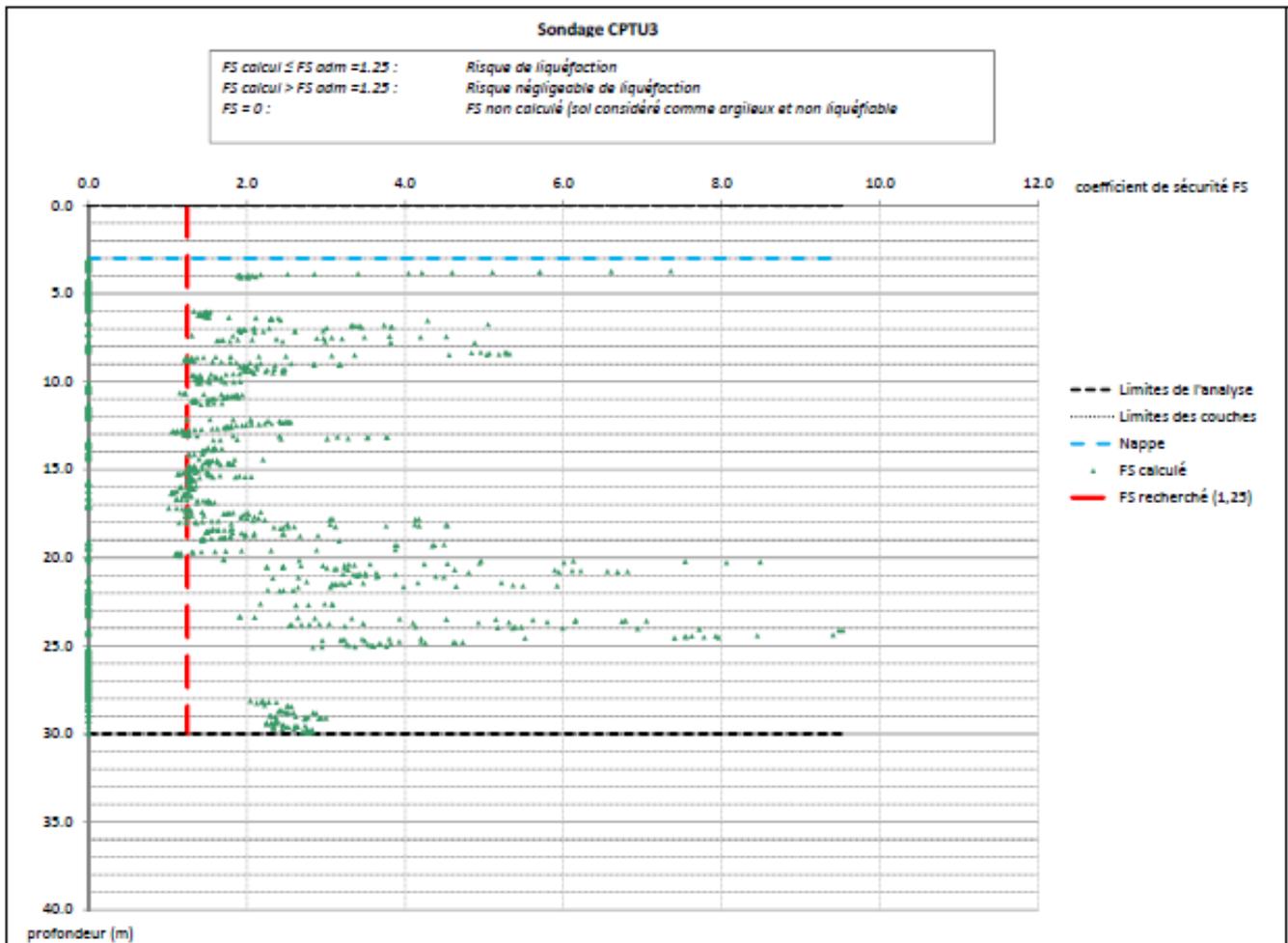
Magnitude des ondes de surface : $M_s$ =	5.5 <sup>(1)</sup>
Facteur de correction de magnitude : $CM$ =	2.9 <sup>(1)</sup>
(2) : valeur calculée selon les prescriptions des autorités françaises pour un site en zone de sismicité 3 (arrêté du 20 oct. 2010 ou arrêté du 26 oct. 2011)	
(3) : valeur calculée selon les prescriptions des autorités françaises (Annexe B de la norme NF EN 1998-5)	

Application du coefficient de correction de la contrainte de cisaillement ( $rd$ ) pour le calcul de CSR au-delà de 20 m de profondeur (calcul selon Idriss, 1999)

Données complémentaires

Profondeur de la nappe (m/TN) =	3 (nappe en-dessous de la surface du sol)
Profondeur de la limite supérieure de l'analyse (m/TN) =	0
Profondeur de la limite inférieure de l'analyse (m/TN) =	30

Représentation graphique des résultats (Coefficient de sécurité FS en fonction de la profondeur)



Evaluation du risque selon la méthode d'Iwasaki :

Estimation du risque par la méthode d'Iwasaki IL = 0.0 => Liquéfaction peu probable selon l'indice IL.

## Agressivité des eaux sur les bétons

RAPPORT D'ANALYSE N° : **D170701214**

FONDASOL ATLANTIQUE NANTES

A l'attention de Nicolas ANDRE

ZAC de la Pentecôte

12 Rue Léon Gaumont

44700 ORVAULT

Réf. Dossier : CDE N°AN05846

Tél. 02 51 77 86 50

Fax. 02 51 78 65 15

Objet : Agressivité eau sur béton Couëron Idex AN.17.0221

Dossier enregistré le : 11/07/2017 Edité le : 20/07/2017

ECHANTILLON N° : E170702821 (Eaux douces diverses (non naturelles))

Réf Client : PZ1

Descriptif : Agressivité eau sur béton - AN.17.0221 - Couëron Idex

Prélevé le : 11/07/2017 11:00

Date début analyse échantillon : 11/07/2017

Par : CLIENT

Analyses	Résultats	Références méthodes Types Méthodes	LQ	Déb. analyse
<b>Agressivité de l'eau sur les bétons (P18-011)</b>				
* pH n° Sandre : 1302	7,2	NF EN ISO 10523 (T90-008) Potentiométrie		11/07/2017
* Azote ammoniacal n° Sandre : 1335	0,23 mg/L	NF EN ISO 11732 (T90-080) Flux continu	0,05	11/07/2017
Anhydride carbonique agressif (CO2 ag) n° Sandre : 6426	11,9 mg/L	Méthode interne Calcul	0,2	17/07/2017
* Titre alcalimétrique complet (TAC) n° Sandre : 1347	9,0 °f	NF EN ISO 9963-1 (T90-036) Titrimétrie	0,5	11/07/2017
TAC d'équilibre (selon Legrand-Poirier) n° Sandre : 6544	11,7 °f	NF EN ISO 9963-1 (T90-036) Titrimétrie	0,5	17/07/2017
* Magnésium n° CAS: 7439-95-4 n° Sandre : 1372	63,0 mg/L	NF EN ISO 17294-2 (T90-164) ICP-MS	0,2	17/07/2017
* Sulfates n° Sandre : 1338	33 mg/L	NF EN ISO 10304-1 (T90-042) Chromatographie Ionique	2	17/07/2017

Approuvé le 20/07/2017 par Aurelien FERCHAUD , Responsable adjoint Labo. Chimie Environnement



L'accréditation de la Section Essais de COFRAC atteste de la compétence du laboratoire Inovalys pour les seuls essais couverts par l'accréditation précédés par un (\*). Ce rapport d'analyse ne concerne que les produits soumis à analyse. Sauf mention particulière présente sur le rapport, il n'a pas été tenu compte de l'incertitude associée au résultat pour déclarer ou non la conformité. La reproduction de ce rapport d'analyse n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 2 page(s).

## Résultats des essais en laboratoire (GTR)

Affaire N° : AN.170221		Nom de l'affaire : IDEX - CHAUFFERIE A COUERON			Ingénieur d'étude, visa : A.ANDREI					RESPONSABLE DU LABORATOIRE F.BOUTON							Page 1 / 1			
Indice mémo :										Date 26/07/2017		Nom F.BOUTON			Visa 					
Forage	Prof. moyenne (m)	Nature	Wn	W <sub>L</sub>	I <sub>p</sub>	ρ <sub>d</sub>	ρ <sub>s</sub>	VBS	D <sub>max</sub>	Passant à			Passa		Proct		IPI	ICBR immersion	G	Classification
			%	%	(-)	T/m <sup>3</sup>	T/m <sup>3</sup>	(-)	mm	50 mm 0 / D %	2 mm 0 / D %	80 μm 0 / D %	2 mm 0 / 50 %	80 μm %	2 μm 0 / D %	W <sub>opn</sub> %				
		Normes	94-050	94-051 & 52		94-053	94-054	94-068	94-056 & 57								94-078		11-300	
Remarques:		*Wn = teneur en eau sur 0/20 (NF P11-300)			*Ic ne peut être calculé uniquement si le matériau < 400μm (NF P94-051)															
Nombre d'essais			2					2	2	2	2	2	2							
PM1	0.90	Sable	3.2					0.20	15	100.0	84.1	1.2	84.1	1.2						B1
PM2	1.30	Sable	1.8					0.08	13	100.0	78.9	1.2	78.9	1.2						D1

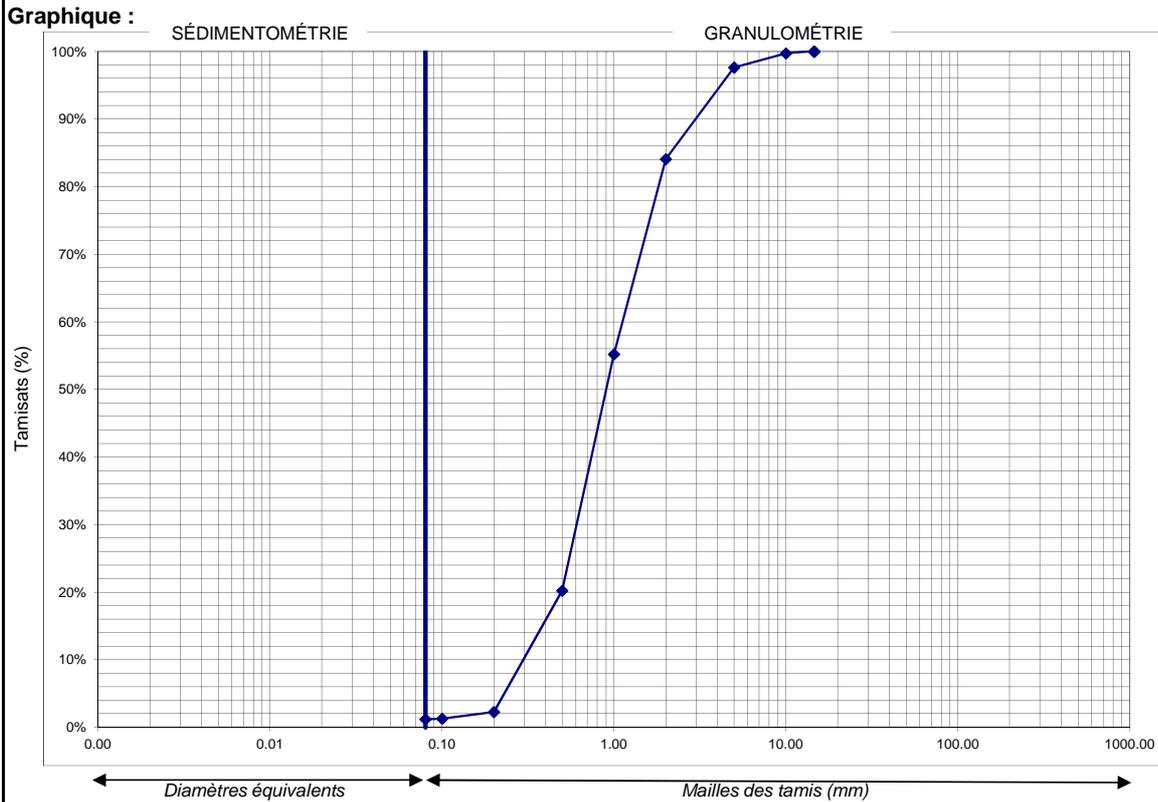
**ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE PAR TAMISAGE À SEC  
APRÈS LAVAGE ET SÉDIMENTATION**  
(réalisé selon les normes NF P 94-056 et NF P 94-057)

**Nom de l'affaire :** IDEX - CHAUFFERIE A COUERON  
**N° d'affaire :** AN.170221 **Laboratoire :** TOULOUSE

Quantité de matériau Normalisée: oui  
Sondage : PM1 Date d'essai de prélèvement: 06/07/2017  
Profondeur (m) : 0.50 à 1.30 m Date d'essai : 25/07/2017  
Cote (m) : à m Mode de prélèvement : Pelle mécanique  
Profondeur moyenne : 0.9 m Date de réception : 11/06/2017

**NATURE DU SOL TESTÉ ET CONDITION D'ESSAI :**

<b>Classification NF P 11-300 :</b>	B1	<b>Nature du sol selon Classification granulométrique</b>	sable
<b>Nature du sol :</b>	Sable	Maille Maximum utilisée ou Diamètre maximum : dm = 20 mm	Température d'étuvage : 105°C
<b>% de passant à :</b>			Plus gros élément Dmax = 14.6 mm
50 mm = 100.00%	2 mm = 84.06%		
20 mm = 100.00%	80 µm = 1.21%		
5 mm = 97.64%	2 µm =		



Facteurs d'uniformité Cu : 3.50 Facteur de courbure Cc : 1.10

**DONNÉES GRANULOMÉTRIQUES (NF P 94-056)**

**Résultats :**

Mailles (X) mm	80	63.0	50	31.5	20	10	5	2	1	0.5	0.2	0.1	0.08	0.063
Passant %	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	99.72	97.64	84.06	55.20	20.23	2.28	1.29	1.21	1.13
Refus %						0.28	2.36	15.94	44.80	79.77	97.72	98.71	98.79	98.87

**Observations :**

**IDENTIFICATION D'UN SOL EN LABORATOIRE**

**Nom de l'affaire :** IDEX - CHAUFFERIE A COUERON

**N° d'affaire :** AN.170221 **Laboratoire :** TOULOUSE

Quantité de matériau Normalisée: oui

**Sondage :** PM1 **Date de prélèvement :** 06/07/2017  
**Profondeur (m) :** 0.50 à 1.30 **Date de réception :** 11/06/2017  
**Cote (m) :** à **Mode de prélèvement :** Pelle mécanique  
**Profondeur moyenne :** 0.90 m  
**Nature matériau :** Sable **Étuve (°C)**

x	
105°C	50°C

**TENEUR EN EAU PONDÉRALE (NF P 94-050)**

**Date de l'essai :** 18/07/2017

**Observations :** **Résultat :**  
**Teneur en eau :**  
 $w_p = 3.2 \%$

**MASSE VOLUMIQUE DES SOLS FINS (NF P 94-053) - MÉTHODE D'IMMERSION DANS L'EAU**

**Date de l'essai :** **Résultats :**  
**Conditions :**  **$\rho =$  t/m<sup>3</sup>**  
Conditions de conservations : **Autres paramètres :**  
Conditions de préparation : immersion dans l'eau  **$\rho_d =$  t/m<sup>3</sup>**  
Température de la salle d'essai : °C  **$\gamma =$  kN/m<sup>3</sup>**  
**Observations :**  **$\gamma_d =$  kN/m<sup>3</sup>**  
**Nom de l'opérateur :**

**LIMITES D'ATTERBERG**

*Limite de liquidité: Méthode du cône (NF P 94-052-1) et limite de plasticité (NF P 94-051)*

**Limite de liquidité  $W_L$  :** **Date de l'essai :**

Mesure N°	1	2	3	4
Enfoncement (mm)				
w (%) (NF P 94-050)				

**Limite de plasticité  $W_p$  :** **Résultats :**

Mesure N°	1	2	3
w (%) (NF P 94-050)			

**Observations :**  **$W_L =$  %**  
 **$W_p =$  %**  
 **$I_p =$**

**ESSAI AU BLEU DE MÉTHYLÈNE (NF P 94-068)**

**Date de l'essai :** 19/07/2017 **Fraction 0/5mm dans la fraction**  
Proportion : C = **97.64**

**Observations :** **Résultat :**  
**Valeur de bleu du sol :**  
**VBS = 0.20**

**ÉQUIVALENT DE SABLE (NF EN 933-8)**

**Date de réception de l'échantillon :** **Résultats :**

**Observations :**  **$SE_1 =$  %**  
 **$SE_2 =$  %**  
**Équivalent de sable :**  
 **$SE =$  %**

**COEFFICIENT DE FRIABILITÉ DES SABLES (NF P 18-576)**

**Observations :** **Résultat :**  
 **$F_s =$  %**

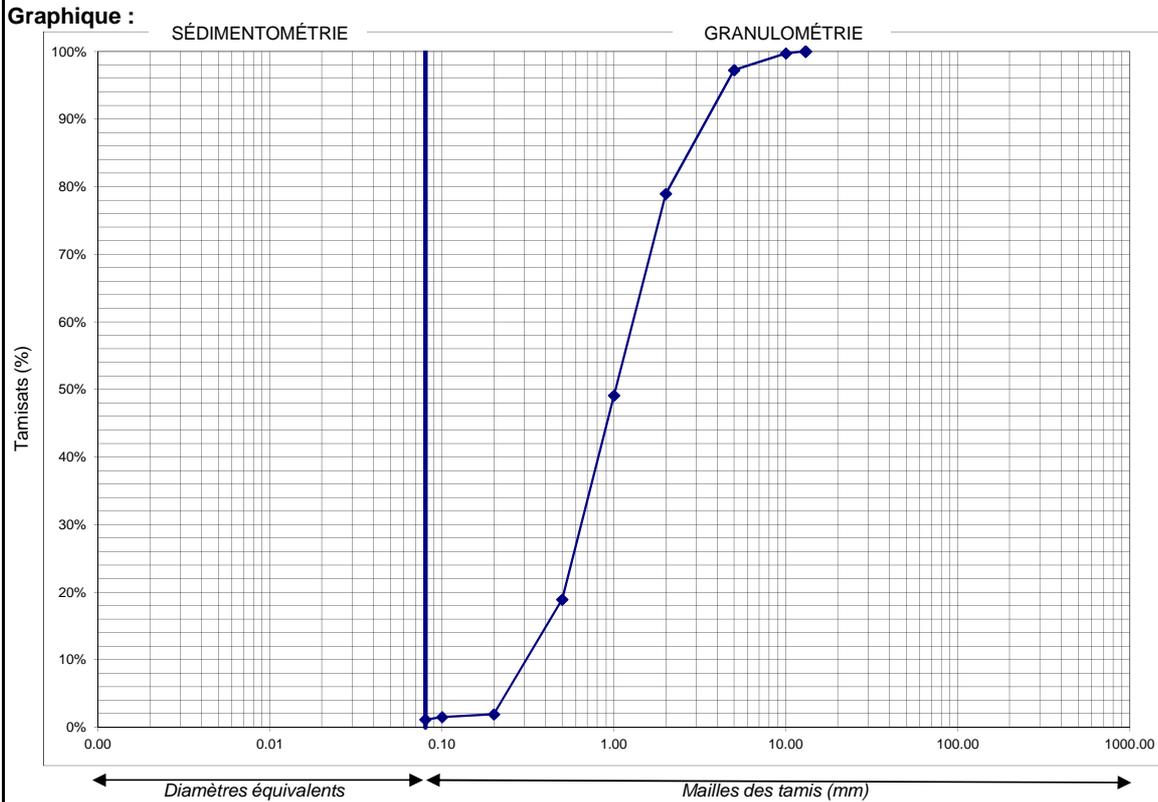
**ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE PAR TAMISAGE À SEC  
APRÈS LAVAGE ET SÉDIMENTATION**  
(réalisé selon les normes NF P 94-056 et NF P 94-057)

**Nom de l'affaire :** IDEX - CHAUFFERIE A COUERON  
**N° d'affaire :** AN.170221 **Laboratoire :** TOULOUSE

Quantité de matériau Normalisée: oui  
Sondage : PM2 Date d'essai de prélèvement: 06/07/2017  
Profondeur (m) : 1.00 à 1.60 m Date d'essai : 25/07/2017  
Cote (m) : à m Mode de prélèvement : Pelle mécanique  
Profondeur moyenne : 1.3 m Date de réception : 11/06/2017

**NATURE DU SOL TESTÉ ET CONDITION D'ESSAI :**

<b>Classification NF P 11-300 :</b>	D1	<b>Nature du sol selon Classification granulométrique</b>	sable
<b>Nature du sol :</b>	Sable	Maille Maximum utilisée ou Diamètre maximum : dm = 20 mm	Température d'étuvage : 105°C
<b>% de passant à :</b>			Plus gros élément Dmax = 13 mm
50 mm = 100.00%	2 mm = 78.94%		
20 mm = 100.00%	80 µm = 1.16%		
5 mm = 97.24%	2 µm =		



Facteurs d'uniformité Cu : 4.00      Facteur de courbure Cc : 1.00

**DONNÉES GRANULOMÉTRIQUES (NF P 94-056)**

**Résultats :**

Mailles (X) mm	80	63.0	50	31.5	20	10	5	2	1	0.5	0.2	0.1	0.08	0.063
Passant %	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	99.69	97.24	78.94	49.09	18.92	1.92	1.53	1.16	1.07
Refus %						0.31	2.76	21.06	50.91	81.08	98.08	98.47	98.84	98.93

**Observations :**

**IDENTIFICATION D'UN SOL EN LABORATOIRE**

**Nom de l'affaire :** IDEX - CHAUFFERIE A COUERON

**N° d'affaire :** AN.170221 **Laboratoire :** TOULOUSE

Quantité de matériau Normalisée: oui

**Sondage :** PM2 **Date de prélèvement :** 06/07/2017  
**Profondeur (m) :** 1.00 à 1.60 **Date de réception :** 11/06/2017  
**Cote (m) :** à **Mode de prélèvement :** Pelle mécanique  
**Profondeur moyenne :** 1.30 m  
**Nature matériau :** Sable **Étuve (°C)**

x	
105°C	50°C

**TENEUR EN EAU PONDÉRALE (NF P 94-050)**

**Date de l'essai :** 18/07/2017

**Observations :** **Résultat :**  
**Teneur en eau :**  
 $w_p = 1.8 \%$

**MASSE VOLUMIQUE DES SOLS FINS (NF P 94-053) - MÉTHODE D'IMMERSION DANS L'EAU**

**Date de l'essai :** **Résultats :**  
**Conditions :**  **$\rho =$  t/m<sup>3</sup>**  
Conditions de conservations : **Autres paramètres :**  
Conditions de préparation : immersion dans l'eau  **$\rho_d =$  t/m<sup>3</sup>**  
Température de la salle d'essai : °C  **$\gamma =$  kN/m<sup>3</sup>**  
**Observations :**  **$\gamma_d =$  kN/m<sup>3</sup>**  
**Nom de l'opérateur :**

**LIMITES D'ATTERBERG**

*Limite de liquidité: Méthode du cône (NF P 94-052-1) et limite de plasticité (NF P 94-051)*

**Limite de liquidité  $W_L$ :** **Date de l'essai :**

Mesure N°	1	2	3	4
Enfoncement (mm)				
w (%) (NF P 94-050)				

**Limite de plasticité  $W_p$ :** **Résultats :**

Mesure N°	1	2	3
w (%) (NF P 94-050)			

**Observations :**  **$W_L =$  %**  
 **$W_p =$  %**  
 **$I_p =$**

**ESSAI AU BLEU DE MÉTHYLÈNE (NF P 94-068)**

**Date de l'essai :** 19/07/2017 **Fraction 0/5mm dans la fraction**  
Proportion : C = **97.24**

**Observations :** **Résultat :**  
**Valeur de bleu du sol :**  
**VBS = 0.08**

**ÉQUIVALENT DE SABLE (NF EN 933-8)**

**Date de réception de l'échantillon :** **Résultats :**  
**Observations :**  **$SE_1 =$  %**  
 **$SE_2 =$  %**  
**Équivalent de sable :**  
 **$SE =$  %**

**COEFFICIENT DE FRIABILITÉ DES SABLES (NF P 18-576)**

**Observations :** **Résultat :**  
 **$F_s =$  %**

## Calcul d'une fondation profonde selon l'Eurocode 7

### I – Principes de calcul

La capacité portante des pieux s'exprime à partir de l'effort mobilisable à la base  $R_b$  et de celui mobilisable en frottement axial  $R_s$ , à partir des relations suivantes :

#### I.1 – Terme de pointe :

- Méthode pressiométrique :

$$R_b = A_b \times k_p \times p_{le}^* \quad (p_{le}^* : \text{pression limite nette équivalente})$$

- Méthode pénétrométrique :

$$R_b = A_b \times k_c \times q_{ce} \quad (q_{ce} : \text{résistance de pointe équivalente})$$

#### I.2 – Terme de frottement axial :

$$R_s = P_s \int_0^D q_s(z) \times dz$$

On définit ensuite les valeurs caractéristiques de pointe et de frottement :

$$R_{b;k} = \frac{R_b}{\gamma_{R;d1} \cdot \gamma_{R;d2}}$$

$$R_{s;k} = \frac{R_s}{\gamma_{R;d1} \cdot \gamma_{R;d2}}$$

Puis, les valeurs de calcul :

$$\text{E.L.U:} \quad R_{c;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s}$$

$$\text{E.L.S:} \quad R_{c;cr;k} = 0.5 R_{b;k} + 0.7 R_{s;k} \quad (\text{charge de fluage})$$

Pour les pieux réalisés sans refoulement.

$$R_{c;cr;k} = 0.7 R_{b;k} + 0.7 R_{s;k} \quad (\text{charge de fluage})$$

Pour les pieux réalisés avec refoulement.

$$R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}} \quad (\text{charge de service})$$

## 2 – Coefficients de modèle

$\gamma_{R;d1}$  et  $\gamma_{R;d2}$  sont des coefficients de modèle dépendant de la méthode d'évaluation utilisée et du type de pieux réalisé.

### 2.1 – Méthode pressiométrique

	Procédure du « pieu modèle » (utilisation des coefficients $\xi$ ou de l'annexe D de la norme NF EN 1990)		Procédure du « modèle de terrain »	
	$\gamma_{R;d1}$ Compression	$\gamma_{R;d1}$ Traction	$\gamma_{R;d2}$ Compression	$\gamma_{R;d2}$ Traction
Pieux non ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10 et 15	1,15	1,4	1,1	
Pieux ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	1,4	1,7		
Pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	2,0	2,0		

### 2.2 – Méthode pénétrométrique

	Procédure du « pieu modèle » (utilisation des coefficients $\xi$ ou de l'annexe D de la norme NF EN 1990)		Procédure du « modèle de terrain »	
	$\gamma_{R;d1}$ Compression	$\gamma_{R;d1}$ Traction	$\gamma_{R;d2}$ Compression	$\gamma_{R;d2}$ Traction
Pieux non ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10 et 15	1,18	1,45	1,1	
Pieux ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	1,45	1,75		
Pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	2,0	2,0		

### 3 – Coefficients partiels

Les coefficients dépendent de la classe et de la catégorie du pieu :

	Compression	Traction
$\gamma_b, \gamma_s$ ELU durables et transitoires	1,1	1,15
$\gamma_b, \gamma_s$ ELU accidentels	1,0	1,05
$\gamma_{cr}$ ELS caractéristiques	0,9	1,1
$\gamma_{cr}$ ELS quasi-permanent	1,1	1,5

## Cartographie du potentiel radon

La cartographie du potentiel du radon des formations géologiques établie par l'IRSN conduit à classer les communes en 3 catégories :

### Catégorie 1

Les communes à potentiel radon de catégorie 1 sont celles localisées sur les formations géologiques présentant les teneurs en uranium les plus faibles. Ces formations correspondent notamment aux formations calcaires, sableuses et argileuses constitutives des grands bassins sédimentaires (bassin parisien, bassin aquitain) et à des formations volcaniques basaltiques (massif central, Polynésie française, Antilles...).

Dans les communes à potentiel radon de catégorie 1, une grande majorité de bâtiments présente des concentrations en radon faibles. Les résultats de la campagne nationale de mesure en France métropolitaine montrent ainsi que seulement 20% des bâtiments dépassent 100 Bq.m<sup>-3</sup> et moins de 2% dépassent 400 Bq.m<sup>-3</sup>.

### Catégorie 2

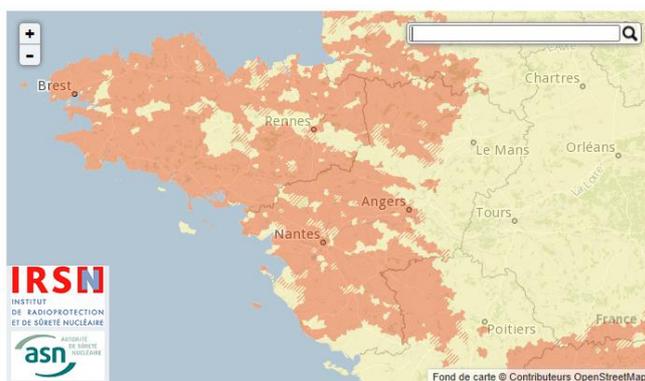
Les communes à potentiel radon de catégorie 2 sont celles localisées sur des formations géologiques présentant des teneurs en uranium faibles mais sur lesquelles des facteurs géologiques particuliers peuvent faciliter le transfert du radon vers les bâtiments.

Les communes concernées sont notamment celles recoupées par des failles importantes ou dont le sous-sol abrite des ouvrages miniers souterrains... Ces conditions géologiques particulières peuvent localement faciliter le transport du radon depuis la roche jusqu'à la surface du sol et ainsi augmenter la probabilité de concentrations élevées dans les bâtiments.

### Catégorie 3

Les communes à potentiel radon de catégorie 3 sont celles localisées sur les formations géologiques présentant des teneurs en uranium les plus élevées. Les formations concernées sont notamment celles constitutives des grands massifs granitiques français (massif armoricain, massif central, Guyane française...), certaines formations volcaniques (massif central, Polynésie française, Mayotte...) mais également certains grès et schistes noirs.

Dans les communes à potentiel radon de catégorie 3, la proportion des bâtiments présentant des concentrations en radon élevées est plus importante que dans le reste du territoire. Les résultats de la campagne nationale de mesure en France métropolitaine montrent ainsi que plus de 40% des bâtiments de ces communes dépassent 100 Bq.m<sup>-3</sup> et plus de 6% dépassent 400 Bq.m<sup>-3</sup>.

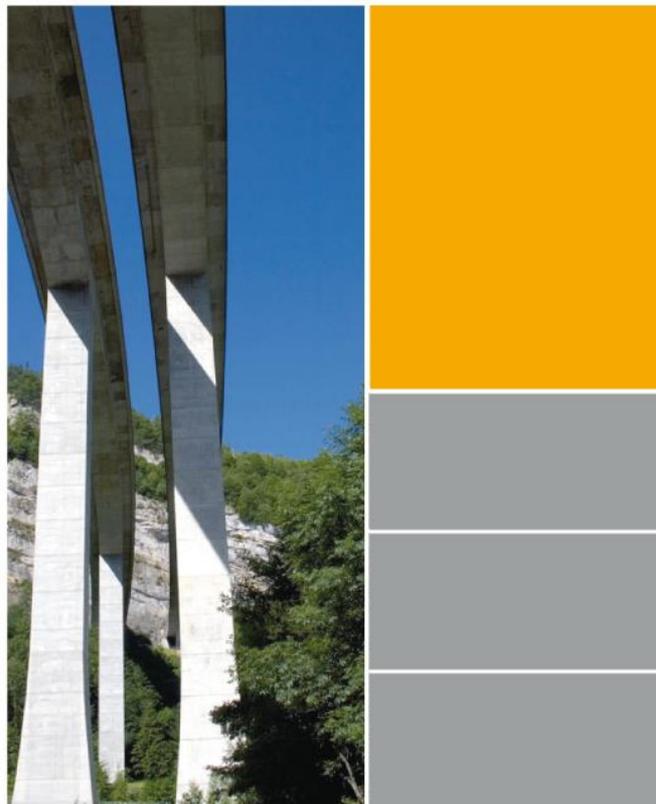


Depuis 2002 et 2008, la réglementation française oblige **certaines ERP** (écoles, établissements sanitaires et sociaux...) et **lieux de travail souterrains** (grottes, voies de stationnement et de circulation...), situés dans les **31 départements identifiés comme prioritaires**, à mesurer leur concentration en radon. Les mesures doivent être réalisées par des professionnels agréés, et conformément aux normes en vigueur. Et si cette valeur est supérieure à 400 Bq/m<sup>3</sup>, à mettre en oeuvre des actions de remédiation, c'est-à-dire des travaux visant à réduire la teneur en radon.

**Concernant l'habitat, un décret est en cours d'adoption**, qui devrait rendre obligatoire le dépistage chez les particuliers. Le seuil retenu est différent (300 Bq/m<sup>3</sup>), sur la base des dernières recommandations internationales. Le Haut Conseil de santé publique (HCSP) a donné un avis favorable en mars 2010 au seuil de 300 Bq/m<sup>3</sup> retenu par la DGS pour l'habitat et les lieux ouverts au public.

Ingénieur chargé d'affaire :  
**antoine.andrei@fondasol.fr**

**Agence de Nantes**  
12 rue Léon Gaumont  
44700 Orvault  
T : 02 51 77 86 50  
F : 02 51 78 65 15



**fondasol**

TERRITOIRE(S) D'EXIGENCE

**www.fondasol.fr**