



CONSTRUCTION D'UNE EXTENSION AU CLUB HOUSE

73, Rue de Lesches
Coupvray (77)

VILLE DE COUPVRAY

73, Rue de Lesches
77700 COUPVRAY

Mission Géotechnique d'Avant-Projet
G1 ES, PGC et G2 AVP

Réf Semofi	Date	Phase	Type	Indice	Pièce
C22-16836	02/05/2022	G2 AVP	RPT	A	01



Indice	Date	Objet de l'édition/révision	Rédacteur	Superviseur	Approuvé par
A	02/05/2022	Première émission – Diffusion après contrôle interne	Mme. I. ANDRIAMADY	M. D. SAUZEAU	M. G. CASADO

Nombre de pages **27** + 8 Annexes

GRILLE DE REVISION

PAGE	REVISION	A	B	C	D	PAGE	REVISION	A	B	C	D
1	X					33					
2	X					34					
3	X					35					
4	X					36					
5	X					37					
6	X					38					
7	X					39					
8	X					40					
9	X					41					
10	X					42					
11	X					43					
12	X					44					
13	X					45					
14	X					46					
15	X					47					
16	X					48					
17	X					49					
18	X					50					
19	X					51					
20	X					52					
21	X					53					
22	X					54					
23	X					55					
24	X					56					
25	X					57					
26	X					58					
27	X					59					
28						60					
29						61					
30						62					
31						63					
32						64					

RESUME SYNOPTIQUE

Référence SEMOFI :	C22-16836	
Maître d'Ouvrage :	Ville de Coupvray	
Projet :	Construction d'une extension de type RDC sans niveau enterré.	
Mission confiée à SEMOFI :	Etude Géotechnique d'Avant-Projet G2 AVP	
Autres missions associées :	-	
Adresse :	73, Rue de Lesches à Coupvray (77).	
Contexte particulier :	Zone urbaine, présence d'un bâtiment en mitoyenneté immédiate	
Reconnaitances réalisées :	<ul style="list-style-type: none"> - 2 sondages pressiométriques de 15,0m de profondeur, - 1 piézomètre de 10,0m de profondeur, crépiné entre 1,0 et 10,0m, - 2 sondages carottés de 1,0m de profondeur pour prélever des échantillons de sols intacts, - 2 sondages au pénétromètre dynamique jusqu'au refus, - 2 fouilles de reconnaissances de fondations des structures mitoyennes. 	
Conditions et risques géotechniques :		Niveau du risque estimé
Géologie	Remblais anthropiques (X), Colluvions de pente (EC), Alluvions anciennes (F), Calcaire grossier (e _{sa-b}).	
Aléas géotechniques	Risque de Remontée de nappe.	
Principes de construction :		
Fondation	<p>Fondation superficielle par l'intermédiaire d'un radier armé général ancrée dans les Colluvions de Pente à condition de réaliser une bêche périmétrique ancrée de 1,2m depuis le terrain naturel, et de s'assurer que les vérifications vis-à-vis des déformations verticales / non-poinçonnement du sol d'assise restent justifiées. Sinon, il sera nécessaire de s'orienter vers une solution de fondations profondes (micropieux).</p> <p>Si les descentes de charges restent modestes et que les tassements absolus unitaires calculés restent dans des ordres de grandeur acceptables, des fondations superficielles (massifs isolés / filants) pourront être étudiés</p>	
Plancher bas	<p>Radier faisant office de plancher bas.</p> <p>Si des massifs isolés / filants sont finalement exécutés, une dalle portée par les fondations devra être retenue.</p>	
Terrassements/Soutènements	Sans objet. Aucune opération de terrassement à proprement parlé.	
Recommandations :	Cette mission devra être accompagnée d'une Mission Géotechnique de Conception G2 PRO à réaliser préalablement à l'établissement du DCE. Selon l'enchaînement des missions, les études géotechniques d'exécution doivent être établies dans le cadre d'une mission G3 à la charge de l'entreprise ; parallèlement, le Maître d'Ouvrage devra confier à un géotechnicien une mission G4 de supervision géotechnique d'exécution.	
<p>Ce résumé synoptique présente succinctement le contexte géotechnique du projet, les solutions préconisées et les principaux risques associés.</p> <p>Il convient de se référer impérativement au corps du rapport pour la conception du projet, le dimensionnement des ouvrages géotechniques et leur exécution.</p>		

SOMMAIRE

1	GENERALITES	5
1.1	DEFINITION DE L'OPERATION.....	5
1.2	DOCUMENTS FOURNIS ET UTILISES	5
1.3	DEFINITION DU PROJET	5
1.3.1	<i>Description des ouvrages</i>	5
1.3.2	<i>Catégorie d'ouvrage</i>	6
2	ETUDE DE SITE (G1 ES).....	7
2.1	CONTEXTE DE SITE.....	7
2.2	CONTEXTE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE	8
2.3	ALEAS NATURELS POTENTIELS AU DROIT DU SITE.....	10
3	INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES	13
3.1	PROGRAMME D'INVESTIGATIONS	13
3.2	RESULTATS DES INVESTIGATIONS.....	13
3.2.1	<i>Facies et description lithologique</i>	13
3.2.2	<i>Synthèse des résultats pénétrométriques</i>	14
3.2.3	<i>Paramètres géomécaniques</i>	15
3.2.4	<i>Hydrogéologie</i>	15
3.2.5	<i>Essais en laboratoire</i>	16
3.2.6	<i>Examen des fondations des existants/mitoyens</i>	16
4	PRINCIPES GENERAUX DE CONSTRUCTION (G1 PGC)	18
4.1	ANALYSE DES ALEAS GEOTECHNIQUES ET DE LA ZONE D'INFLUENCE GEOTECHNIQUE (ZIG)	18
4.2	ADAPTATION DU PROJET AU SITE ET AU SOL.....	19
4.2.1	<i>Système de fondation</i>	19
4.2.2	<i>Niveau bas</i>	20
5	ANALYSE ET RECOMMANDATIONS GEOTECHNIQUES (G2 AVP)	21
5.1	PREAMBULE	21
5.2	NORMES ET REGLEMENTS.....	21
5.3	MODELE GEOTECHNIQUE DE CALCUL	21
5.4	FONDATIONS SUPERFICIELLES	22
5.4.1	<i>Mode de fondation possible et horizon porteur</i>	22
5.4.2	<i>Zone de mitoyenneté</i>	22
5.4.3	<i>Ebauche dimensionnelle des fondations</i>	22
5.4.4	<i>Sujétions d'exécution du radier</i>	25
5.5	AVOISINANTS.....	26
5.6	INCERTITUDES GEOTECHNIQUES RESIDUELLES	27

1 GENERALITES

1.1 Définition de l'opération

Références	Désignations
Devis : ADA/P22-31038. Commande : Bon de commande n°BA220059. Demandeur : Ville de Coupvray. Mandataire : SEMOFI.	Projet : Construction d'une extension à un club house. Lieu : 73, rue de Lesches à Coupvray (77).

Tableau 1 : Définition de l'opération

Cette mission constitue une étude géotechnique préalable **G1 Phases ES et PGC** et de conception **G2 phase AVP** au sens de la norme NF 94-500 (Missions Géotechniques Type - Révision novembre 2013 présentées en Annexe).

Nota : Une ébauche dimensionnelle est établie à partir des résultats de la phase AVP d'une étude géotechnique de conception (G2). Elle donne des ordres de grandeur des caractéristiques dimensionnelles envisageables, ainsi qu'un premier aperçu des sujétions géotechniques d'exécution. Elle ne permet pas le dimensionnement d'un projet.

1.2 Documents fournis et utilisés

Dans le cadre de l'étude, les documents suivants ont été fournis :

Suivi	Référence	Auteur	Date	Information
[1]	-	STORAI Bruno – Architecte	Avril 2022	Dossier de plans et coupes du projet

Tableau 2 : Documents fournis dans le cadre de l'étude

En complément, les documents suivants ont été utilisés pour mener à bien cette étude :

Suivi	Référence	Auteur	Echelle	Information
[a]	Carte géologique de Lagny	BRGM	1/50 000 ^{ème}	Informations relatives au contexte géologique

Tableau 3 : Documents utilisés pour l'étude

1.3 Définition du projet

1.3.1 Description des ouvrages

Le projet prévoit l'aménagement de l'extension d'un club house sur la commune de Coupvray (77). Cette future extension sera de type RDC sans niveau enterré.

Le projet sera réalisé sur une parcelle d'une superficie de l'ordre de 740 m². Le projet prendra place sur les parcelles cadastrales référencées 0732, 0736 et 0740 – Section 0A.

D'après les informations fournies par la Maîtrise d'Ouvrage, l'arase supérieure de la dalle basse du RDC se situera à la cote altimétrique de 47,75 mNGF, correspondant à peu près au niveau du Terrain Naturel Actuel.

A ce stade de la Conception, les descentes de charges du futur projet ne nous ont pas été communiquées.

Cette étude conservera un caractère général. Elle devra être affinée dans le cadre d'une Mission Géotechnique de Conception G2 PRO.

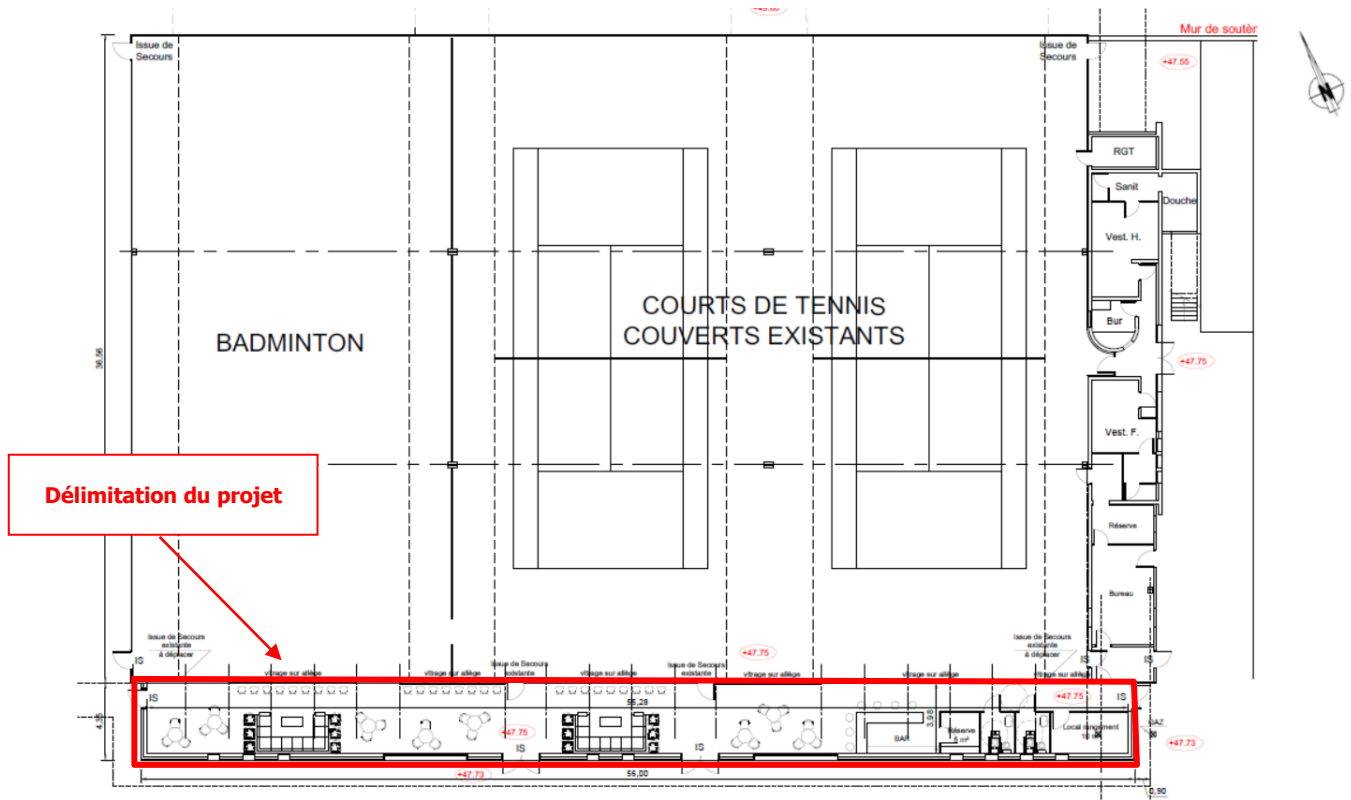


Figure 1 : Extrait du plan de masse du projet

1.3.2 Catégorie d'ouvrage

A défaut d'indication du Maître d'Ouvrage, nous proposons de retenir (en référence à la norme NF EN 1997-1 et son annexe nationale) :

- Une classe de conséquences CC2,
- Un ouvrage de catégorie géotechnique 2,
- Un ouvrage de durée d'utilisation de projet 4 (50 ans, structures courantes de génie civil et de bâtiments).

2 ETUDE DE SITE (G1 ES)

2.1 Contexte de site

Coupvray se trouve en banlieue Est de Paris, dans le département de la Seine-et-Marne (77). Le site se situe à environ 200 m au Nord du Canal de Meaux.

La topographie du site est relativement plane ; elle se situe environ à la cote altimétrique de 47,0 mNGF.

L'emprise de la future extension du club house est actuellement vierge de toute construction.

A noter la présence d'une dalle béton sur l'emprise du futur projet

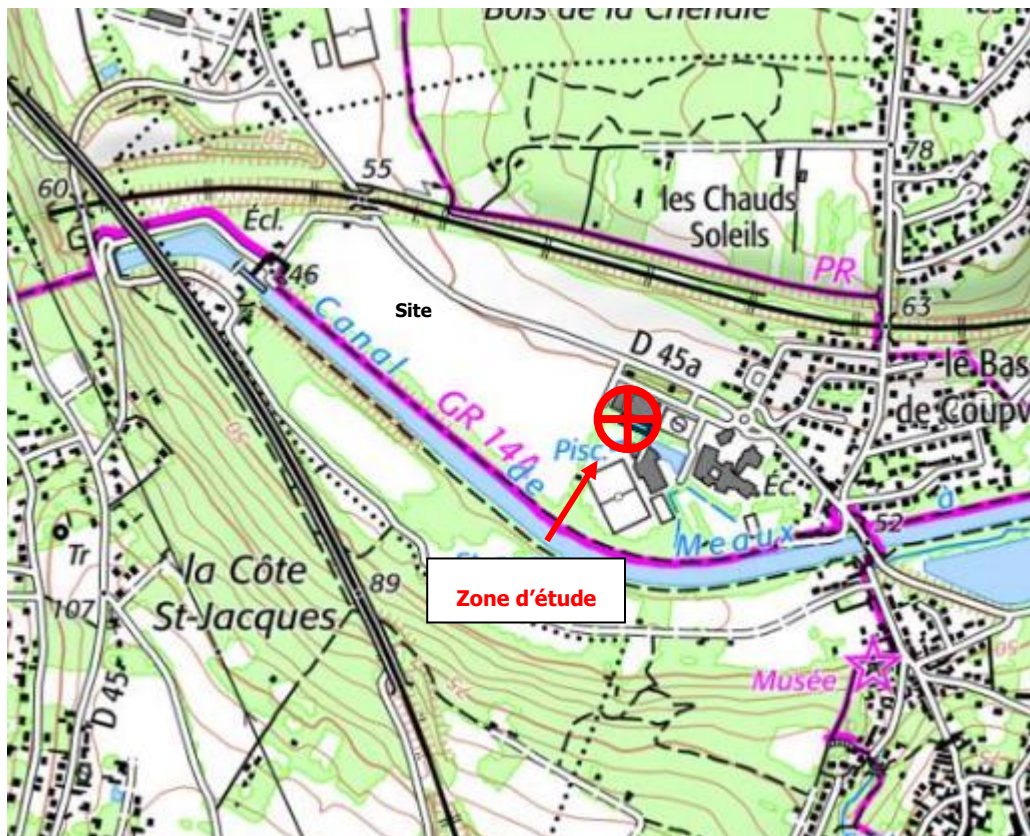


Figure 2 : Localisation du site

Par ailleurs, le projet sera en mitoyenneté aux terrains de tennis couverts situés au Nord du projet, ainsi qu'à l'extension attenante et à la passerelle actuelle située à l'Est du projet.

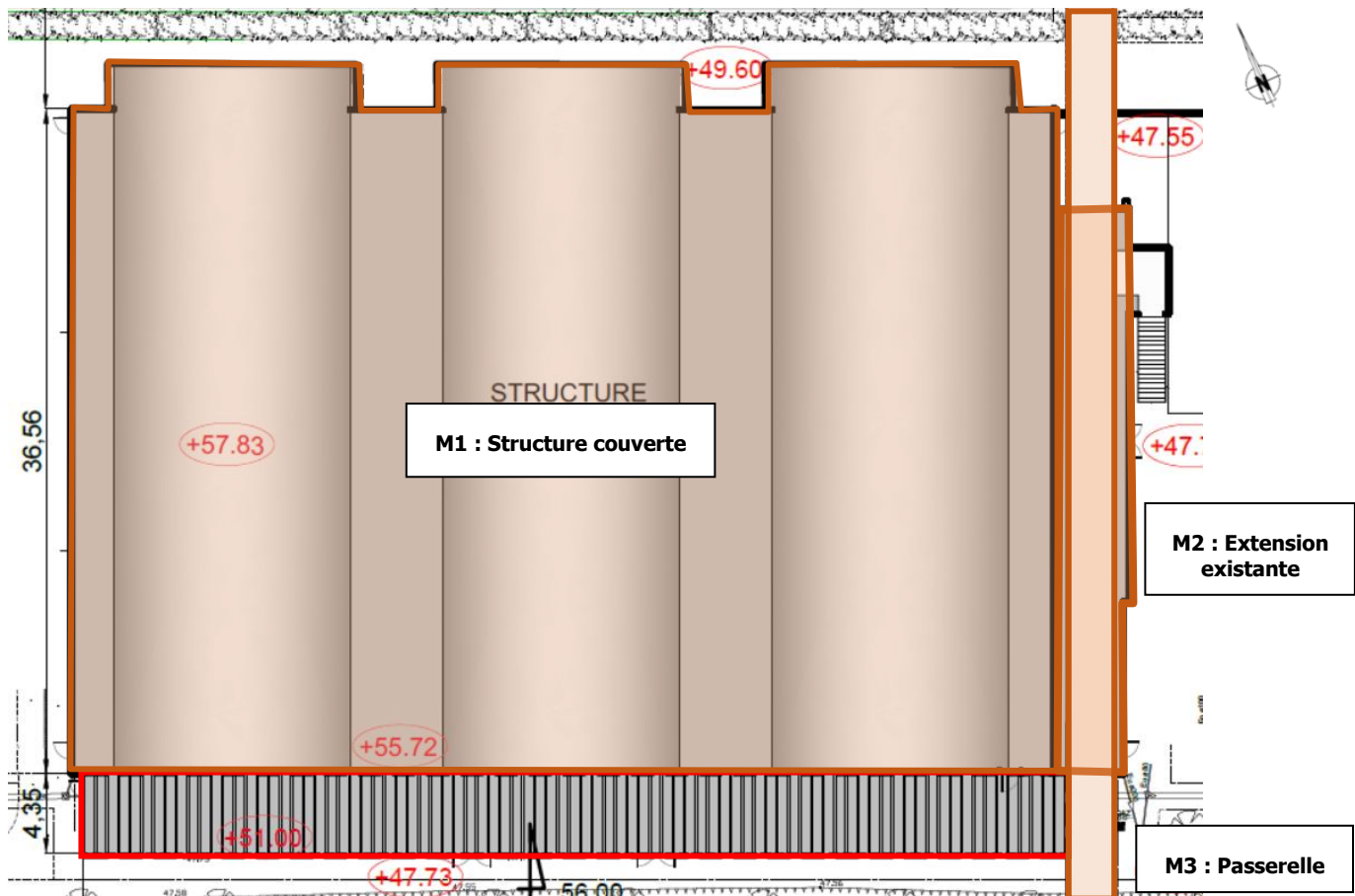


Figure 3 : Mitoyens au projet

Les réponses des concessionnaires (DICT) indiquent l'absence des réseaux suivants notamment au niveau des voiries mais également de la parcelle d'étude.

Cette liste de concessionnaires reste non exhaustive. Compte-tenu du caractère privatif de la parcelle d'étude, un nombre de concessionnaires ne peut être répertorié par les DICT et devront faire l'objet d'un réperage spécifique au cas par cas.

Il conviendra de prendre en compte l'existence des réseaux au droit de la parcelle d'étude et aux abords immédiats pour ne pas les endommager. L'Entreprise devra prendre toutes les précautions nécessaires pour ne pas les dégrader lors de la réalisation des fondations du futur bâtiment. Une attention particulière devra être portée sur la possible présence de réseaux au droit du site ou en immédiate proximité.

2.2 Contexte géologique et hydrogéologique

Le site d'étude se trouve en contexte général de plaine alluviale du Canal de Meaux, mais également en pied de versant de la plateforme structurale du Calcaire grossier. Compte tenu du contexte de pente dans lequel se trouve le site d'étude, il est attendu des Colluvions de pente sur une épaisseur plus ou moins importante matérialisés par les formations présentes plus haut topographiquement.

D'après le document [a], le contexte géologique est caractérisé par les formations suivantes :

- Remblais anthropiques (X),
- Colluvions de pente (C),

- Alluvions anciennes (F),
- Calcaire grossier (e_{5a-b}).



Figure 4 : Extrait de la carte géologique de Lagny au 1/50000

Le contexte hydrogéologique est caractérisé par les niveaux aquifères suivants :

- **Circulations superficielles** contenues au sein des remblais,
- **Circulations de versant** conditionnées par le niveau imperméable des Argiles vertes situées en amont de la parcelle d'étude et jouant le rôle de substratum imperméable. Ces circulations suivent, en principe, le sens de la pente. A noter qu'une nappe perchée dans le Bartonien est située topographiquement au-dessus du site. Cette nappe se déverse alors sur les versants par l'intermédiaire de sources de débordement.

Ces eaux sont ensuite drainées sur les versants par les niveaux plus perméables des Remblais.

Des circulations d'eau pérennes sont ici possibles et sont alimentées par les précipitations et la vidange de la nappe du Bartonien attendue en amont de la parcelle d'étude. De ce fait, des variations saisonnières en fonction des conditions météorologiques peuvent se produire. On s'attendra à observer une remontée du niveau d'eau lors des périodes humides, alors qu'elle viendra à diminuer en période sèche ; un tarissement est également possible.

- **Nappe alluviale** du Canal de Meaux, contenue dans les formations des Alluvions. Le niveau de la nappe est étroitement lié aux fluctuations saisonnières du canal, du fait de l'alimentation directe de la nappe par les eaux météoriques et selon

l'amortissement des ondes de crues de la Seine dans l'aquifère. Les niveaux d'eau de la nappe peuvent donc monter ou diminuer selon les battements saisonniers.

- **Nappe du Lutétien** pouvant être en pression sous les Marnes et Caillasses ou l'écran médian argileux des Sables de Beauchamp.

2.3 Aléas naturels potentiels au droit du site

L'ensemble des aléas géotechniques potentiellement présents sur site est présenté dans le tableau suivant :

Risque	Type d'aléas	Etat	Commentaires	Source
Cavités	Carrières souterraines	Non concerné	Hors zone de carrière	Inventaire des cavités souterraines abandonnées « hors mines » établie par le BRGM et l'IGC
	Carrières à ciel ouvert			
	Dissolution du Gypse antéludien	Non concerné	En dehors du périmètre	Périmètre non concerné par arrêté inter-préfectoral du 25/02/1977 Portail de la prévention des risques majeurs (www.georisque.gouv.fr)
Mouvement de terrain	Glissement, chute, éboulement, effondrement, coulée, érosion	Non concerné	Commune concerné par un PPRN Risque mouvement de terrain « Aléa Tassements différentiels » prescrit le 11/07/2001	Portail de la prévention des risques majeurs (www.georisque.gouv.fr)
	Retrait-gonflement des argiles	Aléa moyen	-	Cartographie de l'aléa retrait-gonflement des sols argileux établie par le BRGM (www.georisque.gouv.fr)
Aléa sismique	Séisme	Très faible	Zone de sismicité 1 ($A_{gr} = 0,4 \text{ m/s}^2$)	Nouveau zonage sismique français (décret N°2010-1254 du 22 octobre 2010) (www.planseisme.fr ; www.georisque.gouv.fr)
Inondations	Inondations par remontée de nappe	Aléa fort	Enveloppes Approchées des Inondations Potentielles cours d'eau et submersion marine de plus d'un hectare	Cartographie des remontées de nappe établie par le BRGM
	Inondations par crue	Non Concerné	-	Cartographie du PPRI

Tableau 4 : Synthèse des aléas géotechniques

▪ Risque de retrait-gonflement des argiles

Ces phénomènes sont connus dans les sols argileux, sensibles aux variations hydriques. En effet, en période de sécheresse, les argiles perdent leur état de saturation intrinsèque par évaporation de l'eau qu'elles contiennent. Il en résulte alors un phénomène de retrait se traduisant par une diminution du volume de l'argile et entraînant un tassement (diminution verticale du volume). Lorsque le terrain est réhydraté, l'eau pénètre dans les fissures de l'argile qui tend de nouveau vers son volume à l'état saturé se traduisant par un gonflement. C'est le phénomène de retrait gonflement des argiles induisant des désordres de type fissures par exemple.

Le site se positionne au droit d'une zone **d'aléa moyen** vis-à-vis du phénomène de retrait gonflement compte-tenu de la présence des Colluvions de pente attendus à faible profondeur. Ce complexe superficiel est composé du démantèlement et du fluage des formations situées en amont topographiquement, dont notamment les Argiles vertes sujettes

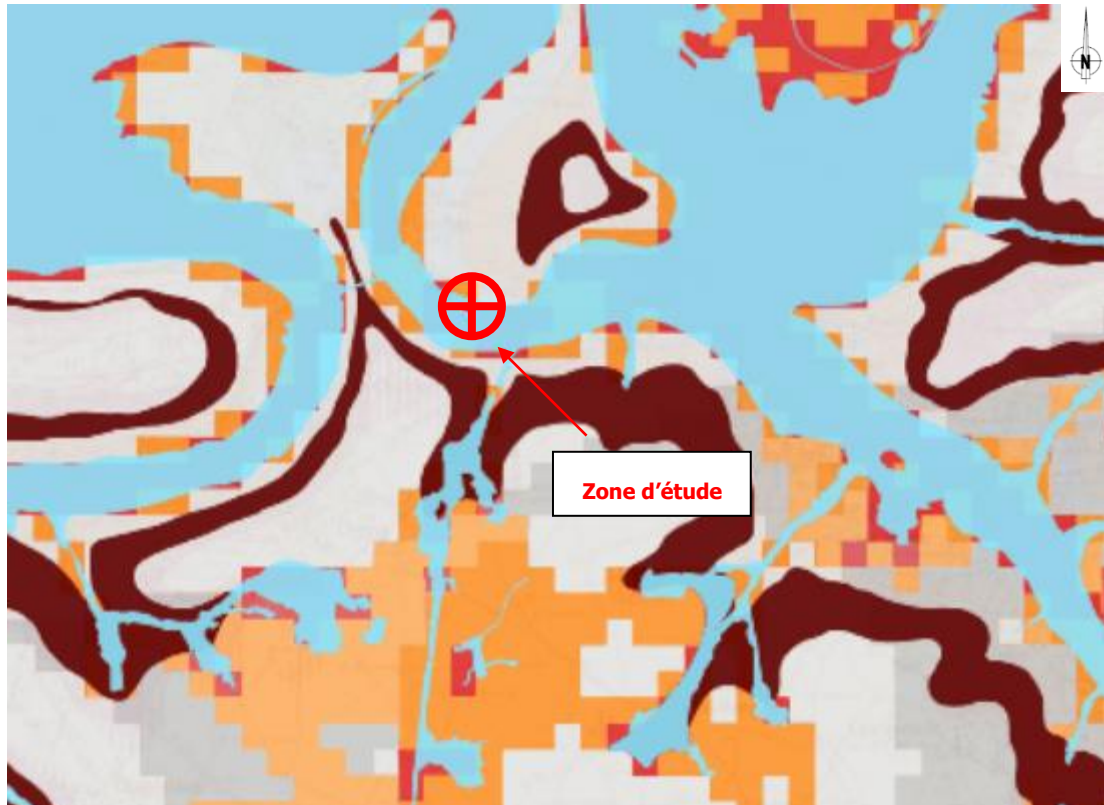
au cycle de retrait / gonflement des argiles et qui conservent alors leur comportement plastique et donc leur sensibilité vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement.



Figure 5 : Carte du risque retrait-gonflement des argiles

▪ Risque d'inondation par remontée de nappe

Le site d'étude se place au droit d'une zone vulnérable à la remontée du niveau de la nappe compte-tenu de sa proximité avec le Canal de Meaux. Dans le secteur, la nappe générale est attendue à faible profondeur par rapport au TN ; il conviendra ainsi de tenir compte de cet aléa dans la conception du projet.



3 INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

3.1 Programme d'investigations

Les investigations géotechniques se sont déroulées la semaine du 25/03/2022. Ces investigations de reconnaissance géotechniques in situ, ainsi que les essais en laboratoire, ont été effectués conformément au programme de base et ont consisté en la réalisation de :

Sondage	Type	Prof. [m/TN]	Remarques
SP1	Sondage pressiométrique	15,0	Réalisation d'un essai pressiométrique tous les 1,5m à partir de 1,0m
SP2		15,0	
PZ1	Sondage destructif	10,0	Mise en place d'un piézomètre Tube crépiné entre 2,0 et 1,0m
SC1	Carotté	1,0	Prélèvement d'échantillons de sols pour la réalisation d'essais en laboratoire
SC2		1,0	
PD1	Pénétrromètre dynamique	1,9	-
PD2		2,2	-
RF1	Fouille de reconnaissance de fondations	1,3	-
RF2		1,3	-

Tableau 5 : Programme d'investigations géotechniques

Le programme des essais en laboratoire est récapitulé dans le tableau suivant :

Sondage	GTR
SC1	1
SC2	1

Tableau 6 : Programme des essais en laboratoire

3.2 Résultats des investigations

Préambule : Les paragraphes ci-dessous ont pour but d'établir une synthèse de l'ensemble des résultats des investigations. Les valeurs géomécaniques déduites ne constituent pas les valeurs caractéristiques à retenir dans le cadre de l'ébauche dimensionnelle des ouvrages géotechniques.

3.2.1 Facies et description lithologique

L'ensemble des investigations géotechniques réalisées dans le cadre du projet, a permis de caractériser les formations géologiques, dont la succession lithologique, de haut en bas, est la suivante :

- **Remblais** constitués d'un complexe argileux brunâtre contenant des matériaux d'origine anthropique divers (briques, bétons, etc.). Cet horizon a été reconnu jusqu'à 0,5 m/TN d'après nos sondages ponctuels. A noter que des poches locales de surépaisseurs brutales non mises en évidence par nos sondages ponctuels restent possibles compte-tenu des éventuels aménagements antérieurs du site.

Les Remblais peuvent présenter des caractéristiques mécaniques hétérogènes. Cette hétérogénéité peut notamment se traduire par des tassements et des gonflements évolutifs, non quantifiables et non maîtrisables à terme.

La présence de circulations d'eau anarchiques au sein de cette formation est possible, en relation avec les conditions météorologiques.

- **Colluvions de Pente** constitués d'un complexe argilo-marneux brunâtre. Cet horizon a été reconnu jusqu'à des profondeurs comprises entre 2,6 à 2,7 m/TN d'après nos sondages ponctuels. Les Colluvions de Pente proviennent du démantèlement des formations situées au-dessus topographiquement du site. La zone d'étude se retrouvant en pied de versant, les Colluvions de Pente qui ont pu être mises en place correspondent aux débris et résidus des formations supérieures qui sont constituées de terrains essentiellement marno-argileux. L'épaisseur de cette couche géologique, du fait de son mode de dépôt gravitaire, est très variable et peut présenter des poches locales de surépaisseurs brutales non mises en évidence par nos sondages ponctuels,
- **Alluvions anciennes** constituées de sables et graviers et reconnues jusqu'à des profondeurs comprises entre 6,0 à 6,5 m/TN au droit de nos sondages ponctuels. Cet horizon peut contenir des passages très durs et très indurés (blocs de silex, bancs de grès). Compte-tenu de leur mode de dépôt fluvial, des variations d'épaisseurs brutales au sein de cette formation sont possibles, et peuvent ne pas avoir été mise en évidence par nos sondages ponctuels,
- **Calcaire grossier** constitué d'une alternance de bancs calcaires relativement massifs et de marno-calcaire sableux en tête puis de sables calcaires verdâtre (glauconie) en base. A noter que des bancs calcaires fossilifères très compacts peuvent être rencontrés. Cet horizon a été reconnu jusqu'à la base de nos sondages de reconnaissance de sol ponctuels les plus profonds (fins de sondages), soit jusqu'à 15,0 m/TN. A noter que la base de cet horizon n'a donc pas été reconnue.

Nota : la description des terrains traversés et la position des interfaces comportent des imprécisions inhérentes à la méthode de forage destructif. Seul le mode de forage par carottage permet une reconnaissance précise des interfaces.

Le Tableau 7 récapitule les profondeurs, **en m/TN**, de la base des formations rencontrées au droit des sondages réalisés dans le cadre de cette campagne.

Couche	SP1	SP2	PZ1	SC1	SC2
TN	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Remblais	0,3	0,4	0,4	0,3	0,5
Colluvions de Pente	2,7	2,6	2,7	>1,0*	>1,0*
Alluvions anciennes	6,0	6,5	6,0	-	-
Calcaire grossier	>15,0*	>15,0*	>8,7*	-	-

* : fin des sondages

Tableau 7 : Profondeurs des sols de formations rencontrées

Remarque : Nous soulignons que les interfaces des formations comportent des incertitudes du fait que ces extrapolations se basent sur des sondages ponctuels.

3.2.2 Synthèse des résultats pénétrométriques

Les sondages pénétrométriques ponctuels PD1 et PD2 ont été réalisés respectivement depuis le TN et au sein du sondage SC2. La synthèse des résultats des sondages pénétrométriques sont récapitulés dans le Tableau 8.

Sondage	Formations	Base [m/TN]	Qd [MPa]
PD1	Remblais	0,4	Qd = 1,49
	Colluvions de Pente	1,9*	1,49 ≤ Qd ≤ 8,37
PD2	Colluvions de Pente	2,2*	0,49 ≤ Qd ≤ 9,28

* : Base de nos sondages

Tableau 8 : Synthèse des résultats pénétrométriques

Nota : les résultats détaillés des sondages pénétrométriques sont présentés en Annexe.

3.2.3 Paramètres géomécaniques

Les sondages pressiométriques réalisés permettent de caractériser mécaniquement les formations identifiées précédemment.

Horizon	Nb d'essai	Pression Limite P _L * [MPa]			Pression fluage P _f * [MPa]			Module pressiométrique E _M [MPa]		
		Min	Max	Moy	Min	Max	Moy	Min	Max	Moy
Remblais	Aucun essai réalisé dans cette formation.									
Colluvions de Pente	4	1,0	1,14	1,07	0,69	0,89	0,78	5,1	11,2	6,8
Alluvions anciennes	8	1,26	2,91	1,90	0,90	2,91	1,36	6,6	60,9	10,7
Calcaire grossier	16	1,23	3,07	2,42	0,9	2,94	1,97	7,1	71,3	18,6

Tableau 9 : Résultats des sondages pressiométriques

Nota : les valeurs moyennes des P_f* et P_f correspondent à des moyennes géométriques et celles des E_M à des moyennes harmoniques.

Ces valeurs caractérisent des terrains :

- Peu consistants pour les **Colluvions de Pente**,
- Résistants pour les **Alluvions anciennes**,
- Relativement compact pour le **Calcaire grossier**.

3.2.4 Hydrogéologie

▪ Niveau d'eau

Préambule : Cette étude ne constitue pas une étude hydrogéologique approfondie. Nous nous limiterons aux données de base concernant la mesure ponctuelle du niveau d'eau dans le sol.

Le niveau d'eau stabilisé a été mesuré ponctuellement le 25/04/2022 au sein du piézomètre PZ1 ; les résultats sont présentés dans le Tableau 10 :

Piézomètre	Date de mesure	Fond du piézomètre	Niveau d'eau	Nappe recherchée
		[m/TN]	[m/TN]	
PZ1	25/04/2022	6,85	3,92	Nappe alluviale

Tableau 10 : Niveaux d'eau stabilisé relevé ponctuellement

Ce niveau d'eau relevé ponctuellement correspond à la nappe alluviale contenue au sein des Alluvions. Le niveau de cette nappe et son régime d'écoulement sont influencés par les variations du niveau du Canal de Meaux située à une distance de 200 m environ.

De plus, compte-tenu de la position du secteur d'étude en pied de versant favorisant les circulations superficielles en surface, une nappe collinaire peut être attendue à faible profondeur. Ces circulations d'eau sont alors anarchiques et se font à la faveur des poches plus perméables au sein des Remblais et Colluvions de Pente en fonction des conditions climatiques. Des circulations d'eau plus ou moins pérennes et plus ou moins localisées sont alors possibles.

Les remblais et les terrains superficiels peuvent également être le siège de circulations d'eau superficielles, notamment en période pluvieuse prolongée.

Remarque : ce niveau de nappe se base uniquement sur une intervention ponctuelle et ne permet qu'une approche du niveau d'eau à un moment donné. Il sera affiné dans le cadre de l'étude hydrogéologique du site et à la suite du suivi piézométrique d'une durée d'un an qui est en cours de réalisation. Ces prestations complémentaires permettront de préciser le contexte hydrogéologique du site, de définir les niveaux de référence (EB, EC, EH et EE) et de mieux appréhender l'impact des circulations de versant sur les futurs niveaux enterrés.

3.2.5 Essais en laboratoire

▪ Identification des sols en laboratoire

Les essais d'identification des sols en laboratoires ont été effectués au sein d'échantillons de sols intacts prélevés au droit des sondages carottés SC1 et SC2 ; les résultats sont présentés dans le Tableau 11 :

Sondage	Prof. [m/TN]	Lithologie / Formation	Passant à 0,08 mm [%]	Limite d'Atterberg (NF P 94-051)				Analyse GTR (NF P 11-300)
				W _p [%]	W _L [%]	I _p	I _c	
SC1	1,0	Colluvions de Pente	97	21	29	8	1,1	A₁
SC2	1,0		97	20	39	19	0,65	A₂

Tableau 11 : Classification GTR des sols

Les Colluvions de Pente sont matérialisés par des sols de classe GTR A₁ et A₂.

Nota : les procès-verbaux des essais en laboratoire sont présentés en **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**

3.2.6 Examen des fondations des existants/mitoyens

Deux fouilles de reconnaissance de fondations manuelles ont été effectuées pour définir le mode de fondation des bâtiments mitoyens. Elles ont mis en évidence les principaux éléments concernant la nature et l'assise des fondations des structures mitoyennes.



Figure 6 : Localisation des fouilles de reconnaissances de fondations

Les caractéristiques des fondations mitoyennes sont présentées dans le Tableau 12 :

Fouille	Formation d'assise	Type de fondation	Prof. [m]	Débord [m]
RF1	Colluvions de Pente	Superficielle	0,74	0,30
RF2	Colluvions de Pente	Superficielle	0,91	> 0,41*

* : Le débord de la fondation n'a pas été reconnu. Nous supposons qu'une semelle filante / longrine relie les deux poteaux entre eux. Cette hypothèse est confirmée par la rencontre d'un élément en béton entre les deux poteaux, reconnu à l'aide d'un sondage vertical réalisé à la barre à mine.

Tableau 12 : Synthèse des reconnaissances de fondations

4 PRINCIPES GENERAUX DE CONSTRUCTION (G1 PGC)

4.1 Analyse des aléas géotechniques et de la Zone d'Influence Géotechnique (ZIG)

L'étude de site ainsi que les investigations géotechniques ont permis d'identifier un certain nombre de contraintes déterminantes dans le choix des méthodes d'exécution :

- La présence de terrains sous-consolidés et faiblement compacts (Remblais et Colluvions de Pente) sur des épaisseurs de l'ordre de 2,7 m, d'après nos sondages ponctuels. A noter que compte-tenu du mode de dépôt gravitaire des Colluvions de Pente, des poches locales et brutales non mises en évidence pour nos sondages ponctuels restent possibles,
- La présence de remblais constitués de matériaux anthropiques de natures diverses, pouvant générer des hors profils lors des travaux de terrassement,
- A noter la présence d'une dalle béton dans l'emprise du futur projet qu'il sera nécessaire de purger. L'utilisation d'un outil BRH pourra être nécessaire,
- La présence de blocs voire de bancs très indurés et de taille diverse au sein de la formation des Colluvions de pente, pouvant générer des hors profils lors des ouvertures des fouilles de fondations,
- La présence possible de bancs calcaires fossilifères très indurés dans le Calcaire grossier pouvant générer des ralentissements de cadence lors de foration de fondations spéciales,
- La présence possible de bancs gréseux très indurés dans les Alluvions anciennes pouvant générer des ralentissements de cadence lors de foration de fondations spéciales,
- La présence de la nappe alluviale à faible profondeur, elle se situe à environ 3,92m par rapport au TN actuel d'après notre relevé piézométrique ponctuel,
- La présence de structures mitoyennes constituées par des terrains de tennis couverts, une extension à ces terrains de tennis situés au Nord du futur bâtiment, ainsi que d'une passerelle située à l'Est du projet. Les principales observations / conclusions données suite aux fouilles de reconnaissance de fondation à la pelle manuelle devront impérativement être prise en compte pour la conception du projet (adaptation du système de fondation et respect des règles de mitoyenneté),
- La présence de réseaux enterrés au droit de la parcelle d'après les réponses des concessionnaires (DICT). Nous rappelons qu'il est important de prendre en compte la présence de ces réseaux dans la conception de l'ouvrage (géométrie, distance, profondeur, implantation et calepinage des fondations...).

En fonction des différents risques énoncés, des adaptations des ouvrages géotechniques sont pris en compte dans la conception du projet, à ce stade de l'étude et en fonction des informations en notre possession à ce jour.

Toutes modifications du projet et renseignements sur les incertitudes restantes aura un impact sur nos conclusions géotechniques.

4.2 Adaptation du projet au site et au sol

4.2.1 Système de fondation

Le projet prévoit la réalisation d'un bâtiment de type RDC sans niveau enterré. Par hypothèse, le niveau du rez-de-chaussée du projet a été considéré au niveau du terrain naturel.

Ainsi, le niveau bas du projet sera assis au sein de l'horizon des Remblais sous consolidés et peu portants, de qualité géomécanique hétérogène source de tassements importants non maîtrisables dans le temps. Ainsi, tout ancrage de fondation est proscrit dans ce faciès sous réserve d'observer des déformations non maîtrisables dans le temps et non acceptable pour la future structure..

Il pourra être envisagé de fonder superficiellement l'ensemble du projet par l'intermédiaire d'un radier ancré dans la formation des Colluvions de Pente compte-tenu de la qualité mécanique des sols d'assise et pour répartir au maximum les futurs charges du projet. A noter que ce mode de fondation ne pourra être validé que sous réserve que :

- Le radier soit ancré dans la formation des Colluvions de Pente. Il sera alors nécessaire de purger l'ensemble des Remblais et de les substituer par un matériau d'apport type GNT compacté dans les règles de l'Art,
- D'exécuter une bêche périmétrique ancrée de 1,2m de profondeur/TN pour limiter les variations hydriques au niveau du sol d'assise du futur radier,
- Les déformations verticales soient acceptables pour la structure et que le sol d'assise ne poinçonne pas.

A noter que si les descentes de charges du projet s'avèrent être relativement faibles et peuvent être justifiées avec un taux de travail minoré par rapport à celui défini au paragraphe §5.4.3 pour tenir compte de l'hétérogénéité des Colluvions de pente, l'exécution de massifs isolés / filants pourra être étudiée. Un ancrage de 1,2m de profondeur dans les Colluvions de pente devra néanmoins être respecté.

Si l'une des conditions émises ci-avant ne peut être respectée et/ou est techniquement trop contraignantes / couteuse, il sera alors nécessaire de retenir un système de fondations profondes par l'intermédiaire de micropieux pour s'affranchir des éventuelles difficultés.

Nous rappelons que le choix du mode de fondation ne peut être considéré et validé sans tenir des structures avoisinantes. Le système de fondation retenu pour le futur projet d'extension ne devra en aucun cas impacter et être source d'efforts parasites sur les structures mitoyennes. Il sera impératif de respecter les règles de mitoyenneté.

Les différentes solutions techniques envisageable à ce stade de la Conception sont les suivantes :

- ⇒ Respecter la règle des 3H / 2V entre arête de fondations voisines,
- ⇒ Exécuter des massifs de fondations ancrés à minima à la même cote altimétrique que l'arase inférieure des fondations mitoyennes existantes reconnues lors des fouilles de reconnaissance de fondations.

Note pour le projet : Nous conseillons vivement de reporter les nouvelles charges liées à l'extension neuve sur des fondations indépendamment du bâtiment actuel.

Le bâtiment actuel qui sera conservé a atteint son état d'équilibre et les déformations verticales restantes attendues sont négligeables voire inexistantes. En venant recharger cette structure, des tassements de seconde génération non prévus à la conception du projet sont susceptibles d'être observés, ce qui pourrait conduire à un état de fissuration sur les appuis porteurs. Afin d'éviter tout désordre, nous recommandons de désolidariser mécaniquement ces deux ensembles par un joint de structure.

4.2.2 Niveau bas

Compte-tenu qu'il est recommandé en 1^{ère} approche de fonder le futur bloc structurel par l'intermédiaire d'un radier de fondation, ce dernier fera office de dalle basse.

Si l'exécution de massifs isolés / filants est *in fine* retenue pour le futur projet, compte tenu de la présence de Remblais / Colluvions de pente hétérogènes et sous consolidés au niveau de l'assise du projet, une solution de dalle portée sur un réseau de longrines reliées aux fondations sera retenue.

5 ANALYSE ET RECOMMANDATIONS GEOTECHNIQUES (G2 AVP)

5.1 Préambule

A ce stade du projet, ce rapport présente une ébauche dimensionnelle des fondations établie sur la base :

- Des vues en plan et élévations du dossier de permis de construire,
- D'hypothèses sur les descentes de charges,
- D'hypothèses sur les dimensions des fondations existantes,
- De tolérances usuelles de déformation.

Les éléments fournis ci-après (hypothèses géotechniques, résistance des sols de fondation, estimation des tassements, ...) permettent une première validation des solutions proposées.

Le BET du projet pourra utiliser ces premiers éléments pour vérifier la faisabilité des solutions de fondation proposées lorsque les descentes de charges seront disponibles.

La justification des ouvrages géotechniques devra être menée lors d'une mission G2 PRO qui nécessitera la fourniture préalable des plans de structures et des descentes de charge établis par le bureau d'études.

5.2 Normes et règlements

Pour la réalisation de cette étude, les règlements et normes suivants ont été utilisés :

- NF EN 1997-1, Eurocode 7 - Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales,
- NF EN 1997-1/NA, Eurocode 7 - Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales – Annexe Nationale,
- NF P 94-261 : Justifications des ouvrages géotechniques – Fondations superficielles.

5.3 Modèle géotechnique de calcul

Les paramètres de sol fournis à ce stade de l'étude sont dépendants de l'état de connaissance géotechnique du site au moment de l'étude. Ces paramètres pourront éventuellement faire l'objet d'adaptations par le géotechnicien du projet en fonction d'informations et de résultats d'investigations complémentaires qui pourraient survenir aux différentes phases des études géotechniques.

A ce niveau de connaissance géotechnique du site, nous retenons le modèle géologique et les hypothèses géotechniques suivants :

Formation	Classe de Sol	Toit [m/TN]	Base [m/TN]	P _{ik} * [MPa]	P _{rk} * [MPa]	E _{mk} [MPa]	α	γ [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kPa]
Remblais	Sols intermédiaires	0,0	0,5	Aucun essai pressiométrique effectué dans cette formation			2/3	19,0	25,0	0,0
Colluvions de Pente	Argiles et limons	0,5	2,7	0,85	0,60	5,0	2/3	20,0	25,0	5,0
Alluvions anciennes	Sables et graves	2,7	6,0	1,65	1,10	9,0	1/3	25,0	30,0	0,0
Calcaire grossier	Marne et calcaire marneux	6,0	15,0	2,20	1,75	16,0	1/3	20,0	30,0	15,0

Tableau 13 : Modèle géotechnique de calcul

5.4 Fondations superficielles

5.4.1 Mode de fondation possible et horizon porteur

Au vu du contexte géotechnique du site, une solution de fondations superficielles par l'intermédiaire d'un radier armé général est envisageable. Ce radier de fondation projeté sera ancré au sein de la formation des Colluvions de pente matérialisés par des caractéristiques mécaniques hétérogènes mais globalement moyennes.

Un approfondissement de la fouille de terrassement du radier pourrait éventuellement être nécessaire en cas de poches locales de surépaisseurs brutales de Remblais non mises en évidence par nos sondages ponctuels pour assurer un ancrage au sein des Colluvions de Pente.

Nous rappelons que ce mode de fondation sera envisageable uniquement sous certaines conditions :

- Le radier doit être ancré dans la formation des Colluvions de Pente. Il sera alors nécessaire de purger l'ensemble des Remblais et de les substituer par un matériau d'apport type GNT compacté dans les règles de l'Art,
- Une bêche périmétrique ancrée à 1,2m de profondeur/TN devra être réalisée pour limiter les variations hydriques au niveau du sol d'assise,
- Les déformations verticales soient acceptables pour la structure et que le sol d'assise ne poinçonne pas.

5.4.2 Zone de mitoyenneté

Compte-tenu de la présence de mitoyens au projet, il sera nécessaire de respecter les règles de mitoyennetés et normes en vigueur (NF P 94-261) suivantes :

- Il faut respecter une pente maximale de 3 Horizontal / 2 Vertical entre leurs arrêtes inférieures et celles des fondations voisines, afin d'éviter toute transmission d'efforts parasites ;

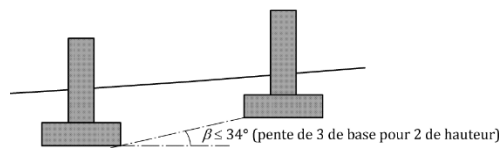


Figure 7 : Dispositions relative aux fondations semi profondes voisines

Si cette condition précédente n'est pas respectée, c'est-à-dire si la pente entre les arrêtes des fondations voisines est plus raide que 3H/2V, il faudra tenir compte dans le dimensionnement des différentes structures des efforts parasites appliqués par les fondations les plus hautes et les fondations mitoyennes.

5.4.3 Ebauche dimensionnelle des fondations

▪ Capacité portante du sol de fondation

La capacité portante du sol sous les fondations superficielles est déterminée sur la base des valeurs caractéristiques, définies suivant la méthode pressiométrique de la norme NF P 94-261.

Sol d'ancrage	Classe de sol	k_p	P_{ie}^* [MPa]	i_δ	i_β	q_{net} [MPa]
---------------	---------------	-------	------------------	------------	-----------	-----------------

Colluvions de Pente	Argile et limons	0,8	0,85	1,0	1,0	0,68
---------------------	------------------	-----	------	-----	-----	------

Tableau 14 : Valeurs caractéristiques pour le calcul de la capacité portante du sol

La capacité portante des Colluvions de Pente à l’ELS, sous charge verticale centrée, est de $Q_{ELS} = 0,25 \text{ MPa}$ (25,0 t/m²) et de $Q_{ELU} = 0,40 \text{ MPa}$ (40,0 t/m²).

▪ **Hypothèses géométriques du radier armé général**

Les hypothèses relatives au radier armé général sont récapitulées dans le Tableau 15.

Ouvrage	Epaisseur [m]	E [kPa]	Coefficient de poisson ν
Radier	0,30	1 ^E 07	0,2
Couche de forme	0,50	5 ^E 04	0,2

Tableau 15 : Hypothèses radier poids des bâtiments

▪ **Hypothèses de charges appliquées sur le radier**

Une charge répartie d’exploitation de 10 kPa sera considérée en 1^{ère} approche ainsi qu’une charge répartie de 5 kPa sur la surface totale du radier afin de modéliser le poids propre du radier ; **soit une charge répartie totale de l’ordre de 15 kPa dans le cadre du projet.**

▪ **Vérification de la portance vis-à-vis de la descente de charge**

La vérification de la portance du sol a été réalisée à l’aide du logiciel Foxta[®] - Module Tasplaq, pour les cas de charges à l’ELS caractéristique (G+Q).

La répartition des contraintes sous le radier à l’ELS Caractéristiques est au maximum de **40 kPa** ce qui est donc nettement inférieure à la capacité portante du sol $Q_{ELS} = 250 \text{ kPa}$.

Ainsi, la répartition des charges n’occasionne pas un poinçonnement du sol d’assise. Les résultats sont présentés sur la figure suivante.

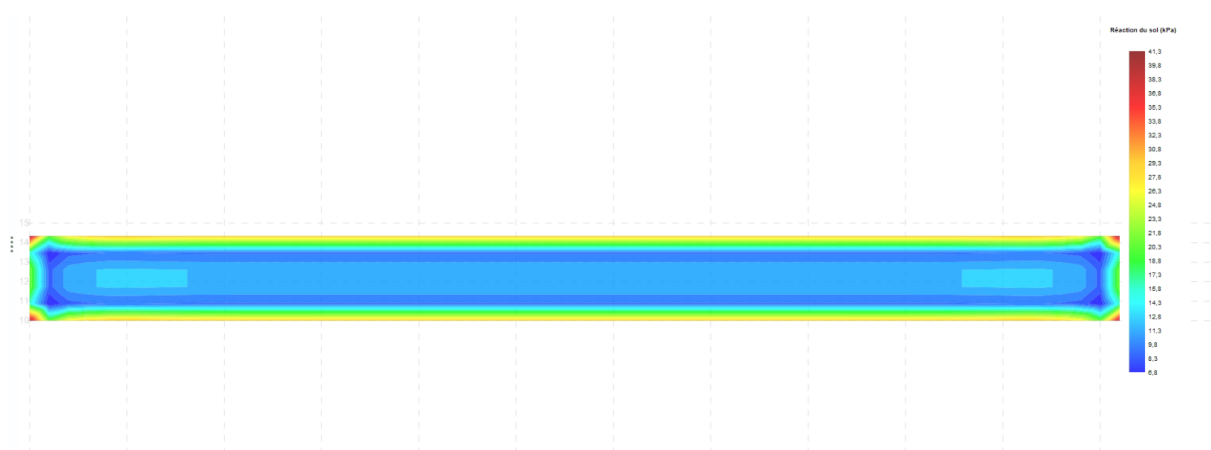


Figure 8 : Contraintes sous le radier

▪ **Tassements absolus estimés au droit des futurs radiers**

L’estimation des tassements absolus et différentiels a été réalisée à l’aide du logiciel Foxta[®] - Module Tasplaq, en considérant l’ELS Caractéristique.

En **première approche et par hypothèse**, nous avons considéré une charge répartie de 1,0T/Niveau construit, ainsi qu’une charge répartie de 5 kPa sur la surface totale du radier

afin de modéliser le poids propre du radier ; soit une charge répartie totale de l'ordre de 15 kPa dans le cadre du projet.

Les dimensionnements du radier sont de 56,0m de longueur et 4,35m de largeur.

Nota : dans le cadre d'une Mission Géotechnique G2 PRO, il sera nécessaire de définir les charges uniformément réparties selon les secteurs d'étude. La descente de charge est à la charge du bureau d'étude structure ; l'analyse fine des tassements absolus et différentiels sera menée dans le cadre de la Mission Géotechnique de Conception G2 PRO.

Les hypothèses géotechniques retenues pour le dimensionnement du radier sont récapitulées dans le tableau suivant :

Formation	Base de couche [m/FF]*	E _M [MPa]	α	E _{sol} [MPa]	ν
Colluvions de Pente	1,7	5,0	2/3	7,5	0,3
Alluvions anciennes	5,0	9,0	1/2	18,0	0,3
Calcaire grossier	14,0	16,0	1/3	48,0	0,3

* : Fond de fouille considéré à 1,0m/TN par hypothèse.

Tableau 16 : Hypothèses géotechniques

La modélisation du radier a permis de mettre en évidence les résultats suivants :

- Les **tassements absolus** sont de l'ordre de **2,0 à 4,0 mm**. Il ne faut certes pas considérer les chiffres ci-dessus dans toute leur rigueur mathématique, mais plutôt ne voir en eux qu'un ordre de grandeur des phénomènes,
- La **raideur verticale K_v** est de l'ordre de 3 80,0 kPa/m

Ces estimations de tassements devront être impérativement réévaluées dans le cadre d'une Mission Géotechnique de Conception G2 PRO, moyennant les descentes de charge. Le BET du projet se prononcera sur l'admissibilité de ces tassements vis-à-vis du seuil de tolérance des déformations.

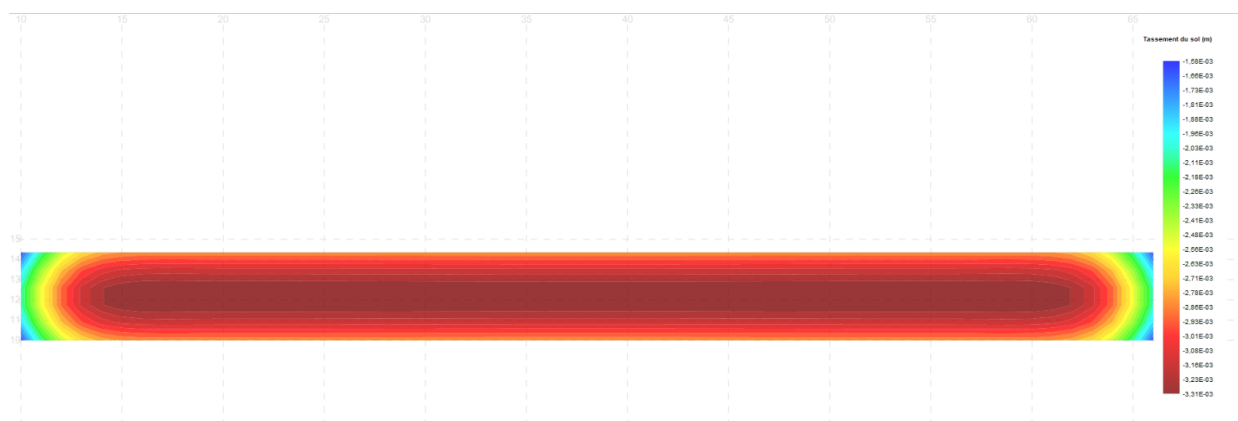


Figure 9 : Tassement absolu du radier

▪ **Remarques générales pour l'ensemble du projet**

Selon la norme NF P 94-261, une rotation relative maximale de 1/500 (2,0 mm/m) est acceptable pour la majorité des structures.

La vérification des tassements différentiels et la règle des 1/500 sera étudiée dans le cadre de la Mission Géotechnique de Conception G2 PRO à la réception de la descente de charge.

Nota : Nous attirons votre attention sur le fait que ces estimations de tassements ne sont valables que pour des fondations coulées pleine fouille, avec un fond de fouille homogène et propre. Dans le cas contraire, des tassements supplémentaires peuvent s'opérer du fait de la mauvaise qualité du fond de fouille.

5.4.4 Sujétions d'exécution du radier

5.4.4.1 Couche de forme

Le support du futur radier reposera sur une couche de forme uniforme mise en œuvre par couches successives de 0,2m maximum d'épaisseur et compactées selon les règles de l'Art, afin de constituer un support homogène. Cette couche de forme sera matérialisée par un matériau granulaire insensible à l'eau type GNT :

Appellation des sols selon la norme NF P 11-300	Symbole de classification selon le Guide Technique pour la réalisation des remblais et des couches de formes
Sols sableux et graveleux avec fines non argileuses et des gros éléments	B ₁₁ , B ₃₁
Sols comportant des fines non argileuses et des gros éléments	C ₁ B ₁ , C ₁ B ₃ , C ₂ B ₁ , C ₂ B ₃ , C ₁ B ₄ , C ₂ B ₄ après élimination de la fraction fine 0/d
Sols insensibles à l'eau	D ₁ , D ₂ , D ₃ (sauf D ₃₂)
Craies	R ₁₁
Calcaires rocheux divers	R ₂₁ , R ₂₂
Roches siliceuses	R ₄₁ , R ₄₂
Roches magmatiques et métamorphiques	R ₆₁ , R ₆₂

Tableau 17 : Matériaux pour le support du dallage

Le critère de réception du support du radier sera contrôlé de manière à satisfaire $K_w > 50$ MPa/m suite à un essai à la plaque.

A noter qu'en 1^{ère} approche, nous recommandons la mise en œuvre d'une couche de forme d'au moins 30cm.

Dans le cas de la mise en œuvre de réseaux enterrés sous le radier, ceux-ci devront être remblayés avec soin avec un compactage dont l'objectif de densification est q₃. Dans le cas où une solution de traitement est envisagée, la pose des réseaux devra obligatoirement être réalisée avant le traitement de la plateforme. Nous recommandons la mise en œuvre de réseaux et de raccords souples acceptant les déformations.

La mise en place d'une couche de géotextile est recommandée entre l'arase de terrassement et la couche de forme Cette disposition permet d'assurer une étanchéité vis-à-vis d'éventuel infiltration entre la couche de forme et la formation d'assise pouvant alors entraîner des écoulements de fine.

5.4.4.2 Mise en œuvre du radier

La mise en œuvre d'une solution de fondations par radier devra être conforme aux documents en vigueur (NF P 94-261). Plus particulièrement, dans le cadre de cette étude, cela implique les sujétions suivantes :

- Lors de la réalisation des fondations, l'homogénéité des fonds de fouille devra être soigneusement vérifiée par un géotechnicien. Les poches molles, les remblais et les terrains remaniés éventuellement rencontrés en fond de fouille seront purgés et remplacés par du gros béton,

- Le radier sera coulé sur un fond de fouille homogène et non remanié par les engins de chantier. Un béton de propreté sera mis en œuvre avant le coulage du radier,
- En période pluvieuse, il faudra porter une attention particulière en cas de venues d'eau par circulations ou infiltrations dans les terrains superficiels. Il faudra alors évacuer les venues d'eau par la mise en place d'un système de drainage adapté sans remaniement des terrains en fond de fouille,
- Le béton des fondations devra être confectionné avec un ciment résistant aux environnements agressifs à définir au moyen d'essais en laboratoire,
- Le critère de réception du support du radier sera contrôlé de manière à satisfaire $K_w > 50 \text{ MPa/m}$ suite à un essai à la plaque. Compte tenu du contexte géologique, et hydrogéologique, de la nature des matériaux d'assise observée en sondage, des valeurs mécaniques de cet horizon, l'arase de terrassement est susceptible d'évoluer en fonction des conditions météorologiques au moment de la réalisation du chantier. Aussi, une dégradation de l'arase de terrassement pourra être observée lors de périodes pluvieuses prolongées et de remontée de la nappe, où un état hydrique « h à th » est susceptible d'être rencontré. Dans ces conditions, des travaux préparatoires (purge/substitution ou cloutage) pourraient alors être nécessaires afin de garantir une qualité suffisante pour la mise en œuvre de la couche de forme. Nous recommandons de prévoir un compactage du fond de forme avant mis en œuvre de la couche de forme, afin d'améliorer la capacité portante de l'arase de terrassement,
- Après les opérations de préparation éventuelles de l'arase de terrassement, nous recommandons de vérifier la portance de l'arase terrassement au moyen d'essais à la plaque. L'objectif de portance après ces opérations sera alors de : $EV2 \geq 30 \text{ MPa}$,
- A noter qu'en 1^{ère} approche, nous recommandons la mise en œuvre d'une couche de forme de 30 cm. L'épaisseur de la couche de forme pourra éventuellement être en réalisant in situ des planches d'essais avec les matériaux d'apport retenus pour la réalisation de la couche de forme,
- Dans le cas de la mise en œuvre de réseaux enterrés sous le radier, ceux-ci devront être remblayés avec soin avec un compactage dont l'objectif de densification est q3. Dans le cas où une solution de traitement est envisagée, la pose des réseaux devra obligatoirement être réalisée avant le traitement de la plateforme,
- La mise en place d'une couche de géotextile est recommandée entre l'arase de terrassement et la couche de forme Cette disposition permet d'assurer une étanchéité vis-à-vis d'éventuel infiltration entre la couche de forme et la formation d'assise pouvant alors entraîner des écoulements de fine.

Les techniques mises en œuvre devront recevoir l'aval du Bureau de contrôle.

5.5 Avoisinants

La stabilité des aménagements et ouvrages mitoyens au cours de l'exécution des terrassements et de la réalisation des fondations et des bâtiments devront être assurées par une méthodologie adéquate et un phasage spécifique empêchant tout déplacement des sols d'assise des mitoyens et de leur structure. En ce sens, il faudra respecter les règles de mitoyenneté des différentes normes et règlements en vigueur. Cette méthodologie et ce phasage spécifique devront être réalisés lorsque le projet aura été arrêté, et devront recevoir l'agrément préalable du Bureau de Contrôle.

A noter que les opérations de terrassement pour l'exécution des fouilles de fondations ne devront en aucun cas déchausser / remanier le sol d'assise des fondations mitoyennes. Une vigilance particulière devra être menée par l'Entreprise lors des opérations de creusement.

Pour rappel, il est interdit de rogner / purger / réduire un débord de fondation mitoyen sans justifier que la suppression de ce dernier ne remette en cause la stabilité générale du bâtiment mitoyen.

5.6 Incertitudes géotechniques résiduelles

Plusieurs incertitudes géotechniques sont présentes au stade AVP. Ce chapitre a pour but de renseigner sur les différents points énoncés préalablement dans ce rapport :

- Les variations des niveaux d'eaux. Une étude hydrogéologique ainsi qu'un suivi piézométrique pourront être réalisés à la demande de la Maîtrise d'Ouvrage afin de lever l'incertitude des variations des niveaux de nappes,
- La classe d'agressivité des sols et de la nappe vis-à-vis du béton. A ce sujet, nous recommandons de procéder à la réalisation d'essais en laboratoire afin de statuer sur la classe d'agressivité chimique,
- Les descentes de charges, l'interaction entre fondations et l'admissibilité des tassements différentiels par la structure du projet seront à lever au stade PRO.

Les contraintes géotechniques de site sont conditionnées par la nature de l'ouvrage et variables dans le temps. C'est au cours de toutes les phases de l'étape 2 (étude géotechnique de conception G2 PRO) qu'il faut étudier les conséquences des risques majeurs et leur réduction éventuelle.

Ce rapport conclut la Mission Géotechnique de Conception G2 AVP qui nous a été confiée pour cette affaire. Il conviendra d'en tenir compte lors de la mise au point du projet et la rédaction du DCE.

A cet effet, la mise en œuvre de l'ensemble des missions géotechniques (G2 PRO, DCE/ACT, G3 et G4) devra suivre la présente étude (mission G2 AVP).

SEMOFI se tient à la disposition de tous les intervenants pour réaliser toutes ou parties de ces missions.

L'Ingénieur chargé de l'étude

Iris ANDRIAMADY

ANNEXES

- ANNEXE 1** PLAN DE LOCALISATION
- ANNEXE 2** PLAN D'IMPLANTATION DES INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES
- ANNEXE 3** COUPES ET ENREGISTREMENTS DES SONDAGES PRESSIOMETRIQUES
- ANNEXE 4** COUPES ET PLANCHES PHOTOGRAPHIQUES DES SONDAGES CAROTTES
- ANNEXE 5** COUPES ET PLANCHES PHOTOGRAPHIQUES DES RECONNAISSANCES DE FONDATIONS
- ANNEXE 6** RESULTATS DES SONDAGES PENETROMETRIQUES
- ANNEXE 7** RESULTATS DES ESSAIS D'IDENTIFICATION DES SOLS EN LABORATOIRE
- ANNEXE 8** CLASSIFICATION DES MISSIONS GEOTECHNIQUES TYPES

ANNEXE 1 **Plan de localisation**

Localisation sur fond de carte topographique et vue aérienne

VILLE DE COUPVRAY

73 rue de Lesches à Coupvray (77)

SÉMOFI

Date : Avril 2022

Réf. SEMOFI : C22-16836

Affaire suivi par :

Mme. I. ANDRIAMADY

Annexe N° : 1



ANNEXE 2 Plan d'implantation des investigations géotechniques

Plan d'implantation des sondages réalisés par SEMOFI

VILLE DE COUPVRAVAY

73 Rue de Lesches à Coupvray (77)

SEMOFI

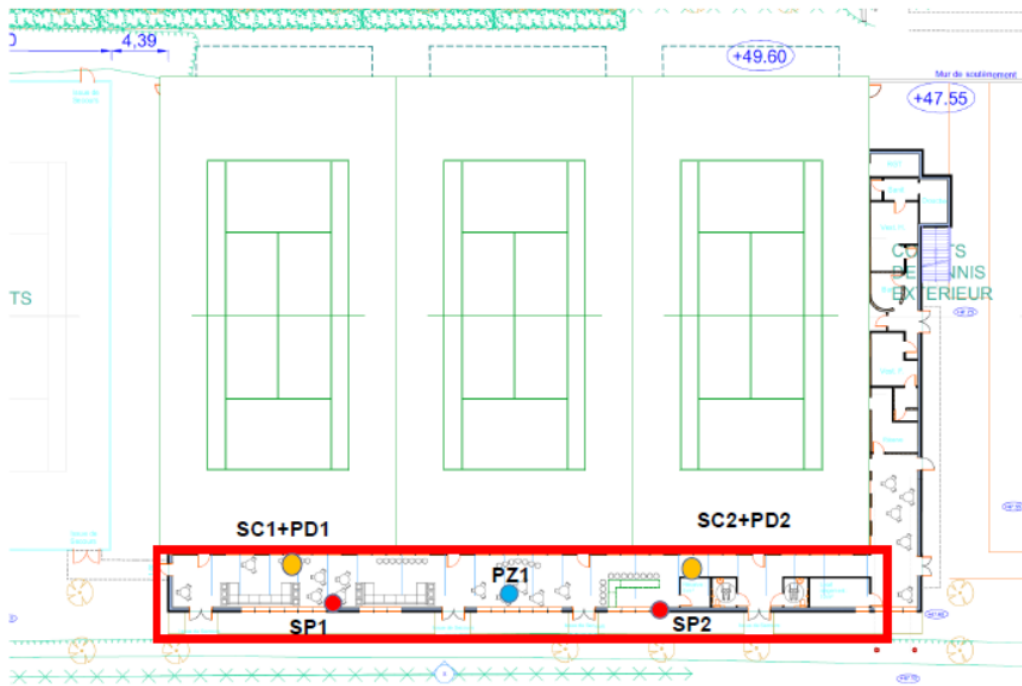
Date : Avril 2022

Réf. SEMOFI : C22-16836

Affaire suivi par :

Mme. I. ANDRIAMADY

Annexe N° : 2



ANNEXE 3 Coupes et enregistrements des sondages pressiométriques



VILLE DE COUPVRAY
73, rue de Lesches
COUPVRAY (77)

Contrat C 22-16836

Date début : 11/04/2022

Machine :

Profondeur : 0,00 - 2,46 m

1/100

Forage : SP1 ET

EXGTE 3.18/GTE

NGF	Pfd.	Lithologie	Stratig.	N.Eau	Outil	Vitesse d'avancement (m/h)	Pression sur l'outil (bar)	Pression d'injection (bar)	Couple de rotation (bar)	Retenue (bar)	PI* (MPa)	Em (MPa)	E/PI*
						0 1500	0 100	0 10	0 150	0 10	PI* ○ Pf* □	0 5 100	0 40
0	0												
-1	1												
-2	2												

VILLE DE COUPVRAY
73, rue de Lesches
COUPVRAY (77)

Contrat C 22-16836

Date début : 11/04/2022

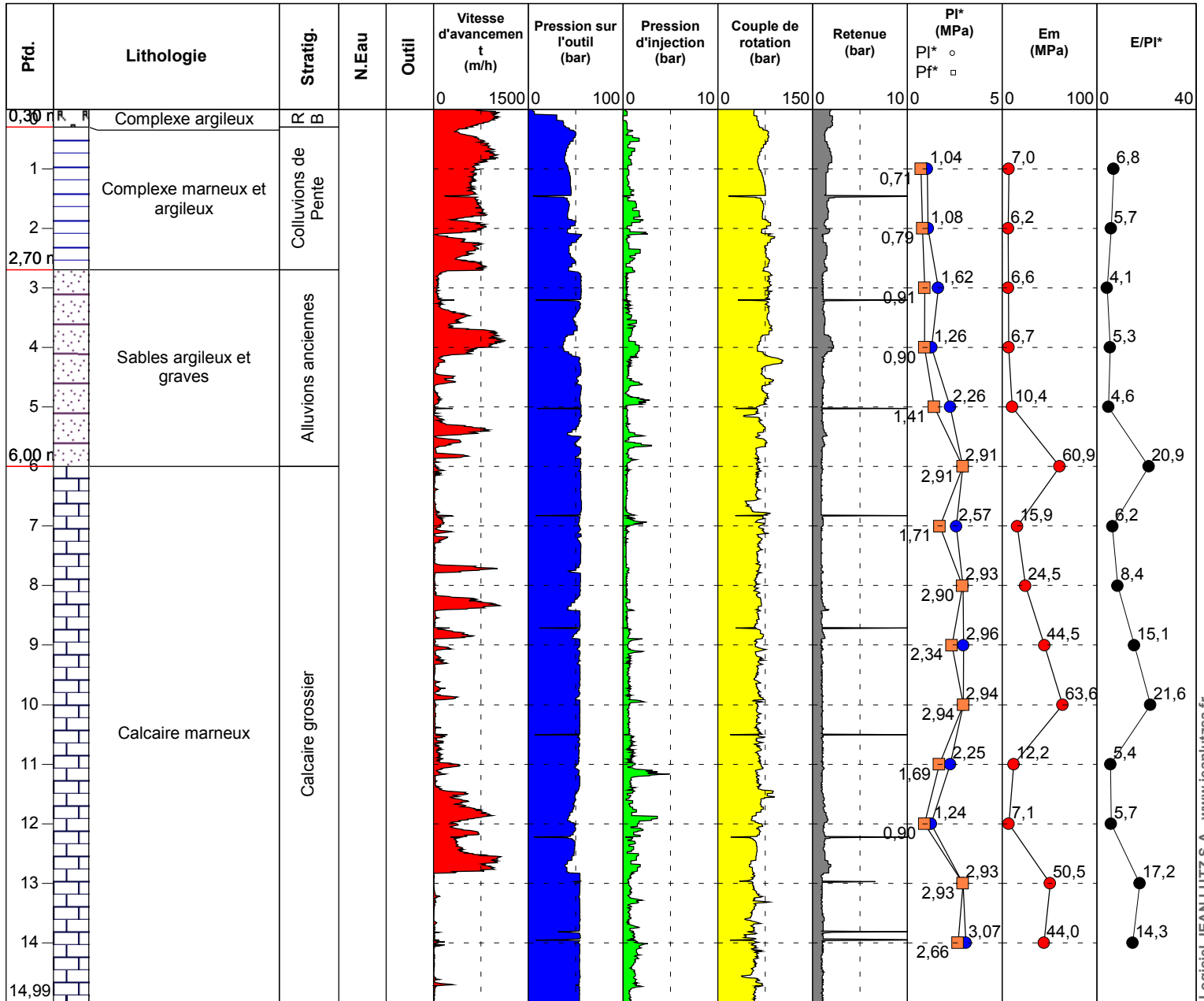
Machine :

Profondeur : 0,00 - 14,99 m

1/100

Forage : SP1

EXGTE 3.18/GTE



VILLE DE COUPVRAY
73, rue de Lesches
COUPVRAY (77)

Contrat C 22-16836

Date début : 11/04/2022

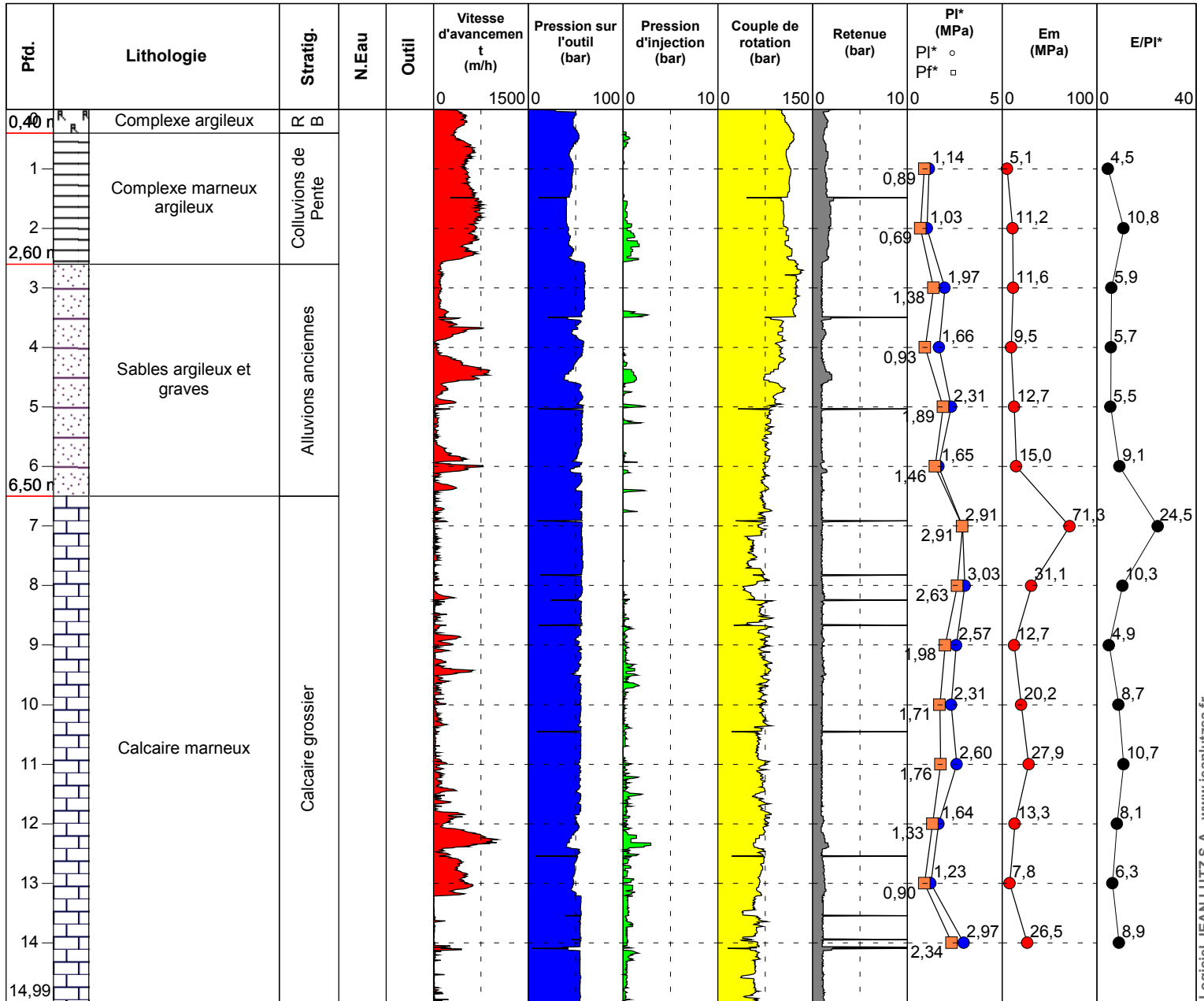
Machine :

Profondeur : 0,00 - 14,99 m

1/100

Forage : SP2

EXGTE 3.18/GTE





VILLE DE COUPVRAY
73, rue de Lesches
COUPVRAY (77)

Contrat C 22-16836

Date début : 11/04/2022

Cote NGF :

Profondeur : 0,00 - 2,42 m

Date fin : 15/04/2022

Machine :

X :

Y :

1/100

Forage : PZ1 ET

EXGTE 3.18/GTE

Cote NGF	Pfd.	Lithologie	Stratig.	N.Eau	Outil	Fluide	VIA (m/h)			PO (bar)			PI (bar)			CR (bar)			PR (bar)		
							0	750	1500	0	50	100	0	5	10	0	100	200	0	5	10
0	0																				
-1	1																				
-2	2																				

VILLE DE COUPVRAY
73, rue de Lesches
COUPVRAY (77)

Contrat C 22-16836

Date début : 11/04/2022

Cote NGF :

Profondeur : 0,00 - 8,71 m

Date fin : 15/04/2022

Machine :

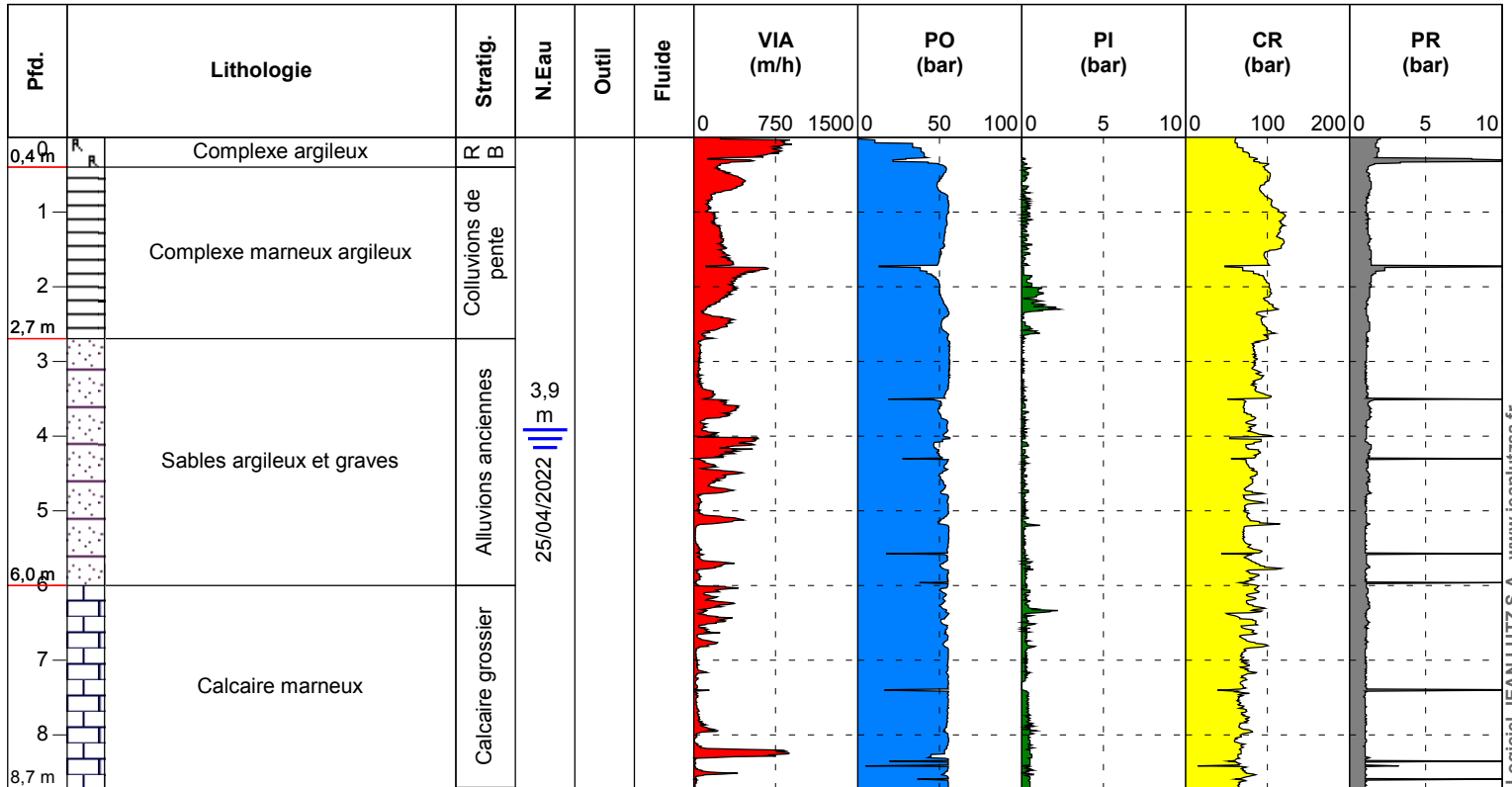
X :

Y :

1/100

Forage : PZ1

EXGTE 3.18/GTE



ANNEXE 4 Coupes et planches photographiques des sondages carottés

77 RUE DE LESCHES (77700 COUPVRAY)
PLANCHE PHOTOGRAPHIQUE DES SONDAGES CAROTTES SC1 ET SC2

E.I. SC1. De 0,0 m à 1,0 m



E.I. SC2. De 0,0 m à 1,0 m



SÉMOFI 565 rue des Vœux Saint Georges
 94290 VILLENEUVE-LE-ROI
 Tél: 01 49 61 11 88
 Fax : 01 49 68 11 99

Dossier	Ind.	Date	Etabli par
C22-16836	A0	26/04/2022	IBD
Maitre d'ouvrage : VILLE DE COUPVRAY			

**73 RUE DE LESCHES
77700 COUPVRAY**

Date début : 26/04/2022

Machine :

Profondeur : 0,00 - 1,00 m

1/40

Forage : SC1

EXGTE 3.18/GTE

NGF	Pfd.	Lithologie	Stratig.	Echantillon	Outil de forage	Tx Récup. (%)
0	0,06 m	Béton à gaves-ciment (diamètre du plus gros grains = 2 cm)	RB	Echantillon intact	CAROTTIER DOUBLE Ø 116 mm	100
	0,30 m	Limons sableux marron brunâtre avec cailloutis calcaires	RB			
	1,00 m	Limons +/- argileux marron brunâtre	Colluvions de Pente			

**73 RUE DE LESCHES
77700 COUPVRAY**

Date début : 26/04/2022

Machine :

Profondeur : 0,00 - 1,00 m

1/40

Forage : SC2

EXGTE 3.18/GTE

NGF	Pfd.	Lithologie	Stratig.	Echantillon	Outil de forage	Tx Récup. (%)
0	0,15 m	Béton à graves-ciment (diamètre du plus gros grain = 3 cm)	V	Echantillon intact	CAROTTIER DOUBLE Ø 116 mm	100
	0,45 m	Limon marron brunâtre avec cailloutis calcaires et débris racinaires	RB			
	0,75 m	Limon argileux marron brunâtre	Collusions de Pente			
	1,00 m	Limon marron brunâtre				

ANNEXE 5 Coupes et planches photographiques des reconnaissances de fondations

LOCALISATION DE LA FOUILLE

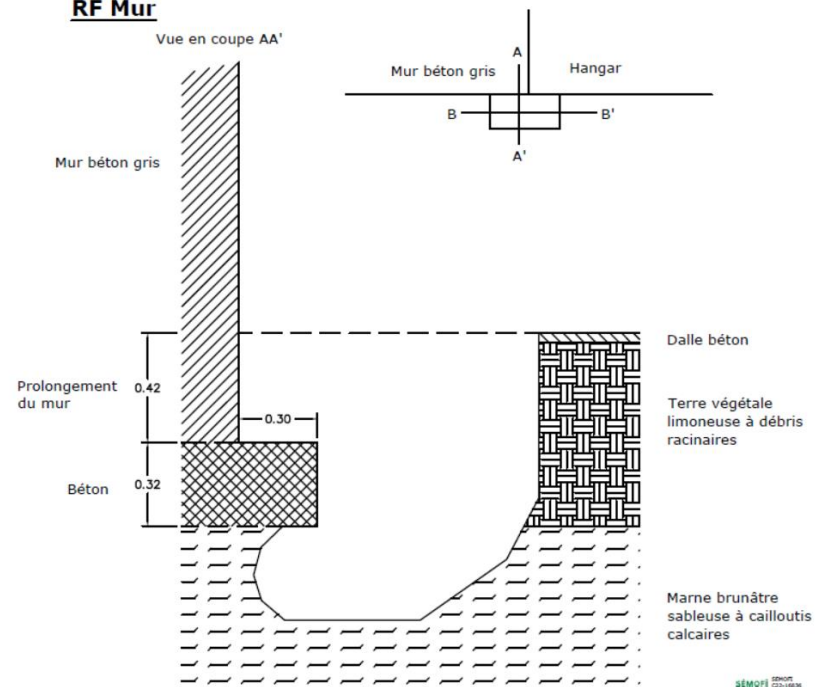


REPORTAGE PHOTOGRAPHIQUE DE LA FONDATION



RF Mur

Vue en coupe AA'



Prof. d'assise	0,74 m de profondeur
Sol d'assise	Marnes brunâtres sableuses à cailloutis calcaires
Fondation	Superficielle

Fouille RF1

CHANTIER

73 rue de Lesches – Coupvray (77)

Référence

C21-16836

Indice

A

Date

Avril 2022

Rédacteur

I. ANDRIAMADY

LOCALISATION DE LA FOUILLE



REPORTAGE PHOTOGRAPHIQUE DE LA FONDATION



Fouille RF1	CHANTIER		Référence	Indice	Date	Rédacteur
	73 rue de Lesches – Coupvray (77)					
			C21-16836	A	Avril 2022	I. ANDRIAMADY

LOCALISATION DE LA FOUILLE



RF Poteau

Vue en coupe

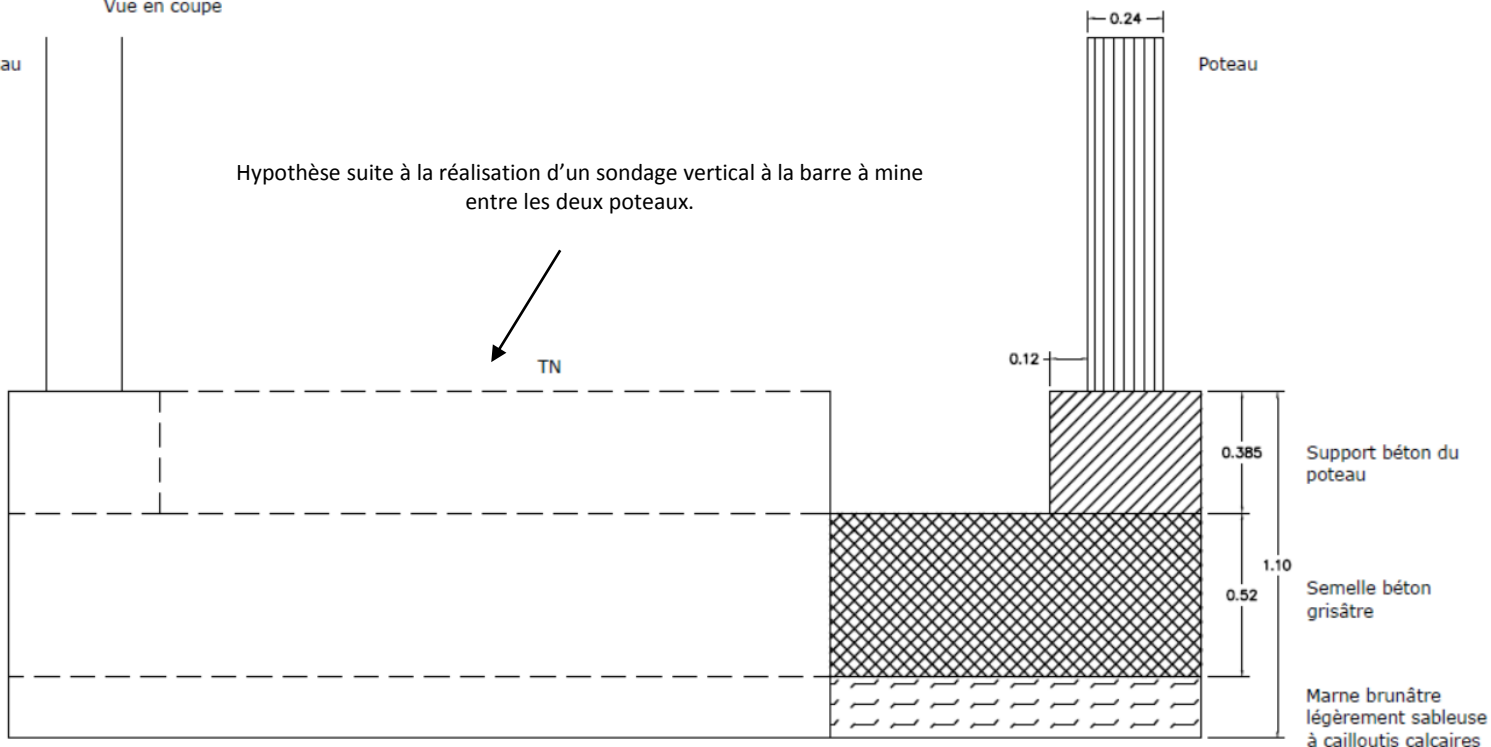
Poteau

Poteau

Hypothèse suite à la réalisation d'un sondage vertical à la barre à mine entre les deux poteaux.



TN



SÉMOPI SEMOIS C21-16836

REPORTAGE PHOTOGRAPHIQUE DE LA FONDATION



Prof. d'assise	0,91 m de profondeur
Sol d'assise	Marne brunâtre sableuse à cailloutis calcaires
Fondation	Superficielle

Fouille RF2

CHANTIER

73 rue de Lesches – Coupvray (77)

Référence

C21-16836

Indice

A

Date

Avril 2022

Rédacteur

I. ANDRIAMADY

LOCALISATION DE LA FOUILLE



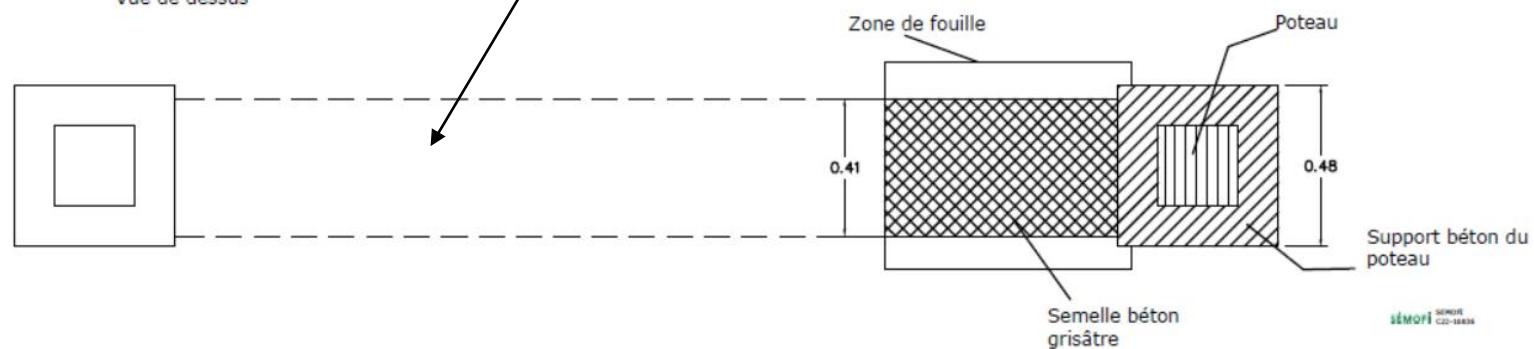
REPORTAGE PHOTOGRAPHIQUE DE LA FONDATION



Hypothèse suite à la réalisation d'un sondage vertical à la barre à mine entre les deux poteaux.

RF Poteau

Vue de dessus



Prof. d'assise	0,91 m de profondeur
Sol d'assise	Marne brunâtre sableuse à cailloutis calcaires
Fondation	Superficielle

Fouille RF2

CHANTIER

73 rue de Lesches – Coupvray (77)

Référence

C21-16836

Indice

A

Date

Avril 2022

Rédacteur

I. ANDRIAMADY

ANNEXE 6 Résultats des sondages pénétrométriques

PV	-
----	---

Localisation du Chantier 73 rue de Lesches à Coupvray (77)

Société SEMOFI

N° de Sondage PD1
Profondeur (m) 1,9

Vos références dossier -
Nos références dossier C22-16836
Essai réalisé par GEOSLAB

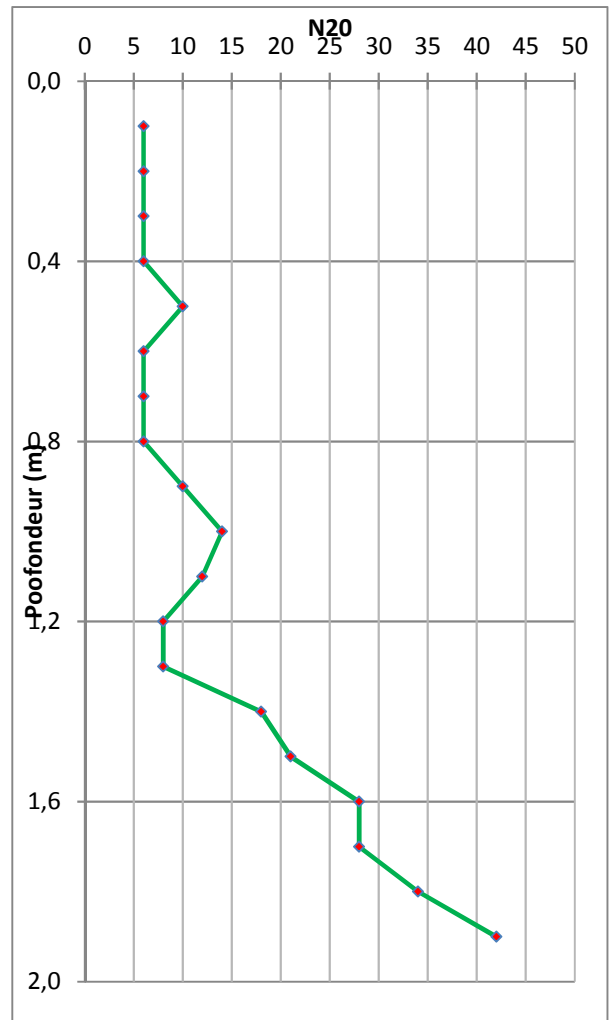
Caractéristique du pénétromètre dynamique de type DPSH-B

Masse enclume tige et contre battage 6 kg
Masse mouton 10 kg
Masse d'une tige de 1m 2,4 kg

Masse de la première tige 3,8 kg
Section de la pointe 1E-05 m²
Hauteur de chute. 0,5 m
g accélération de la pesanteur 9,81 m/s²

Essai - PD1

Profondeur (m)	N20	Coupe de sol
0,00	-	Remblais
0,00	0	
0,10	6	
0,20	6	
0,30	6	
0,40	6	
0,50	10	Colluvions de Pente
0,60	6	
0,70	6	
0,80	6	
0,90	10	
1,00	14	
1,10	12	
1,20	8	
1,30	8	
1,40	18	
1,50	21	
1,60	28	
1,70	28	
1,80	34	
1,90	42	



Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iw: #####

Procès verbal établi à Villeneuve le Roi le :

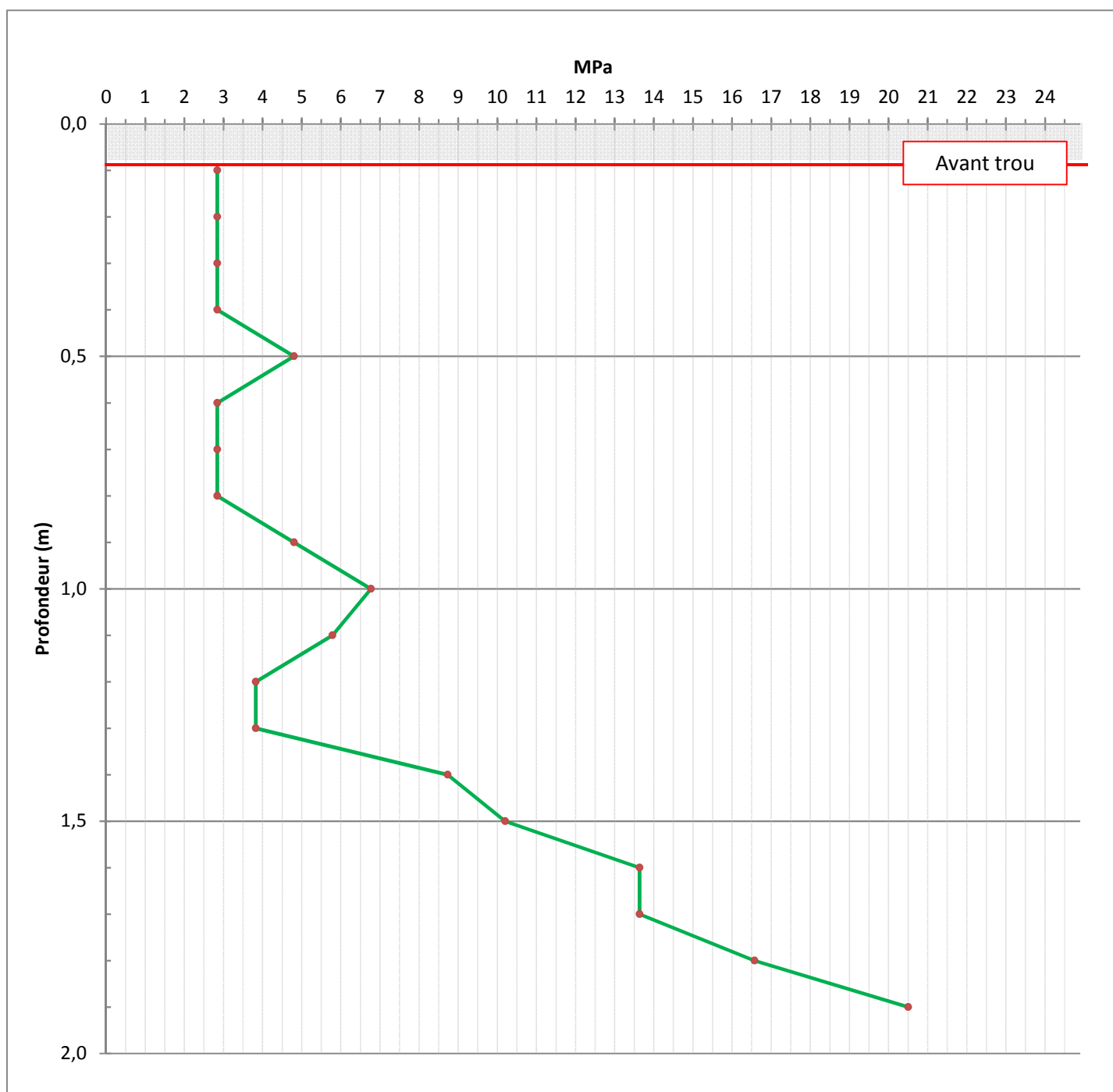
1-mai-22

PV	-
----	---

Localisation du Chantier	73 rue de Lesches à Coupvray (77)	Société	SEMOFI
N° de Sondage	PD1	Vos références dossier	-
Profondeur (m)	1,9	Nos références dossier	C22-16836
Date du chantier	00/01/1900	Essai réalisé par	GEOSLAB
		Date de réalisation de l'essai	00/01/1900

Essai - PD1

Graphique du Rd



PV	-
----	---

Localisation du Chantier **73 rue de Lesches à Coupvray (77)**

Société SEMOFI

N° de Sondage **PD2**

Vos références dossier -

Profondeur (m) **2,2**

Nos références dossier C22-16836

Essai réalisé par 0

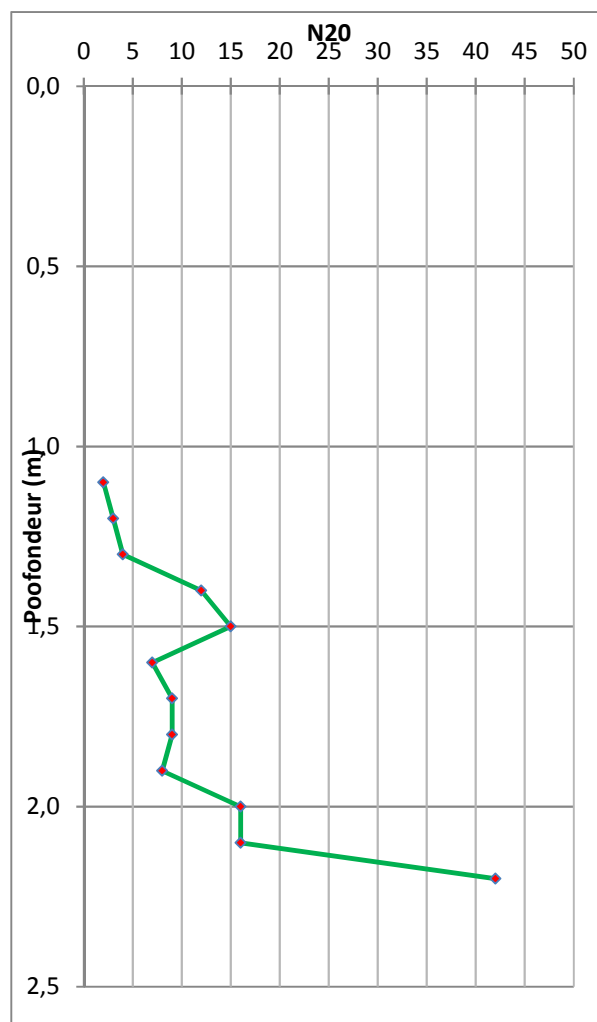
Caractéristique du pénétromètre dynamique de type DPSH-B

Masse enclume tige et contre battage 6 kg
 Masse mouton 10 kg
 Masse d'une tige de 1m 2,4 kg

Masse de la première tige 3,8 kg
 Section de la pointe 1E-05 m²
 Hauteur de chute. 0,5 m
 g accélération de la pesanteur 9,81 m/s²

Essai - PD2

Profondeur (m)	N20	Coupe de sol
0,00	-	Aucun essai effectué
0,00	0	
0,10	0	
0,20	0	
0,30	0	
0,40	0	
0,50	0	
0,60	0	
0,70	0	
0,80	0	
0,90	0	
1,00	0	Colluvions de Pente
1,10	2	
1,20	3	
1,30	4	
1,40	12	
1,50	15	
1,60	7	
1,70	9	
1,80	9	
1,90	8	
2,00	16	
2,10	16	
2,20	42	



Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente. iw: #####

Procès verbal établi à Villeneuve le Roi le :

1-mai-22

Localisation du Chantier **73 rue de Lesches à Coupvray (77)**

Société SEMOFI

N° de Sondage **PD2**

Vos références dossier -

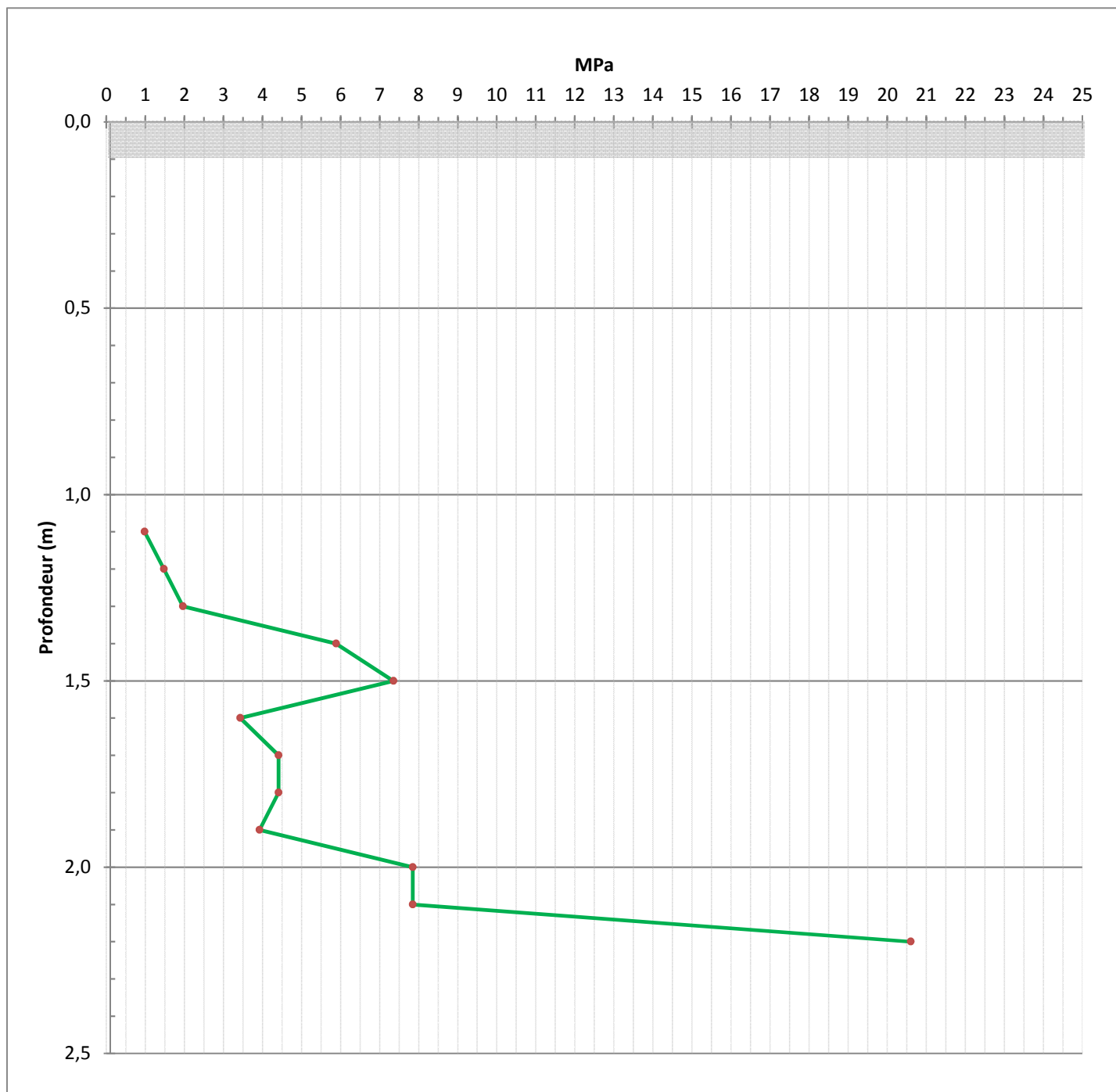
Profondeur (m) **2,2**

Nos références dossier C22-16836

Essai réalisé par 0

Essai - PD2

Graphique du Rd



**ANNEXE 7 Résultats des essais d'identification des sols
en laboratoire**

Site de prélèvement	Couptray	Société	SEMOFI
N° de Sondage	SC1	Vos références dossier	C22-16836
Profondeur (m)	1,0	Nos références dossier	S22-10087
Date du prélèvement	nc	Date de réception du dossier	06/04/2022
Prélèvement effectué par	nc	Date de réalisation de l'essai	15/04/2022
Condition de conservation	EI	Opérateur:	LYO

Observations de prélèvement / Réception

Limon marron ferme - Réagit au HCl

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: 105

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

$$W_N = \text{20,2\%}$$

La limite de liquidité et la limite de plasticité d'Atterberg s'appliquent aux éléments passants au travers d'un tamis de dimension nominale d'ouverture 0,400 mm.

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.

Limite de Plasticité W_P	21%
Limite de Liquidité W_L	29%
Indice de Plasticité IP	8
Indice de Consistance I_c	1,10

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.

L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre du Tamis en mm	50	20	5	2	0,08
% Tamisats Cumulés	100%	100%	100%	100%	97%

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente.

Procès verbal établi à Villeneuve le Roi le : 21-avr.-22

Agathe JAKOVljeVIC
Responsable des essais
de Classification des Sols

Site de prélèvement	Coupray	Société	SEMOFI
N° de Sondage	SC2	Vos références dossier	C22-16836
Profondeur (m)	1,0	Nos références dossier	S22-10087
Date du prélèvement	nc	Date de réception du dossier	06/04/2022
Prélèvement effectué par	nc	Date de réalisation de l'essai	15/04/2022
Condition de conservation	EI	Opérateur:	LYO

Observations de prélèvement / Réception

Argile limoneuse marron plastique - Réagit au HCl

Température d'étuvage de la prise d'essai en °C: 105

Les résultats suivants s'appliquent à la détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300.

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

$$W_N = \text{26,6\%}$$

La limite de liquidité et la limite de plasticité d'Atterberg s'appliquent aux éléments passants au travers d'un tamis de dimension nominale d'ouverture 0,400 mm.

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.

Limite de Plasticité W_P	20%
Limite de Liquidité W_L	39%
Indice de Plasticité IP	19
Indice de Consistance I_c	0,65

Ce présent document s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification des classes granulométriques imposées.

L'essai contribue à apprécier les qualités drainantes et la sensibilité à l'eau de leurs matériaux ainsi que leurs aptitudes au compactage.

Diamètre du Tamis en mm	50	20	5	2	0,08
% Tamisats Cumulés	100%	100%	100%	100%	97%

Nota: Ces données sont factuelles issues des différentes normes les régissant, l'interprétation et l'application au site doivent être effectuées par une ingénierie compétente.

Procès verbal établi à Villeneuve le Roi le : 21-avr.-22

Agathe JAKOVljevic
Responsable des essais
de Classification des Sols

ANNEXE 8 Classification des missions géotechniques types

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

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 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

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

Phase Étude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisnants avec visite du site et des alentours.
- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

Phase Avant-projet (AVP)

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

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisnants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques.

Phase Projet (PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisnants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

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

- Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).
- Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

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

Phase Étude

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).
- Élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs : plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

- Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.
- Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).
- Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

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).