



GÉotechnique
sciences de la terre sas

Agence de SAINT BENOIT
156, avenue des Hauts de la Chaume
86280 SAINT BENOIT

Tél : 05/49/51/24/24
Contact86@geotechnique-sas.com

RAPPORT D'ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION G2 PHASE PRO

Localisation

POITIERS (86) – Le Renfermé

Projet

Extension du Pavillon Tony Lainé – extension Aparté

Maître d'ouvrage

CENTRE HOSPITALIER HENRI LABORIT

REFERENCE : 2025.03.75/2-G2 PRO

Ind.	Date	Contenu	Rédacteur	Vérificateur	Observations
A	21/07/2025	41 pages + annexes	R. FONTENEAU	S. PISSARD	Document initial

Référentiel document : v2.2 22/01/2024

PLAN DU RAPPORT

1. PRESENTATION.....	3
1.1. Définition de l'opération	3
1.2. Contrat – Mission géotechnique	3
1.3. Cadre réglementaire	4
1.4. Documents communiqués	4
1.5. Caractéristiques du projet	5
1.6. Caractéristiques générales du site	9
1.7. Risques naturels	11
2. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES	13
2.1. Implantation et nivellement.....	13
2.2. Investigations réalisées.....	13
3. SYNTHESE GEOTECHNIQUE.....	14
3.1. Coupe stratigraphique du terrain - caractéristiques mécaniques	14
3.2. Résultats d'essais en laboratoire.....	15
3.3. Exposition au retrait-gonflement des sols argileux	16
3.4. Niveaux des eaux souterraines	17
3.5. Reconnaissances sur ouvrages existants et mitoyens	18
4. APPLICATIONS GEOTECHNIQUES A L'AVANT-PROJET	19
4.1. Modèle géotechnique retenu	19
4.2. Niveaux caractéristiques des eaux souterraines	19
4.3. Conditions sismiques.....	19
4.4. La zone d'influence géotechnique (ZIG).....	20
4.5. Adaptations du projet aux conditions géotechniques	20
4.6. Adaptations vis-à-vis des avoisinants et mitoyens.....	20
4.7. Principes généraux de terrassements	21
4.8. Conception des niveaux-bas	23
4.9. Etude des fondations superficielles (Norme NF P94-261)	23
4.10. Protection vis-à-vis du risque de retrait / gonflement des sols	29
4.11. Recommandations générales vis-à-vis du risque sismique	30
5. ALEAS RESIDUELS ET RISQUES ASSOCIES	31
6. CONDITIONS GENERALES DE VALIDITE DU RAPPORT	32



- Annexe 1 : **Extrait de la norme NF P94-500 de novembre 2013**
- Annexe 2 : **Conditions de validité de l'étude**
- Annexe 3 : **Implantation des sondages**
- Annexe 4 : **Coupes de sondages**
- Annexe 5 : **Essais en laboratoire**
- Annexe 6 : **Notes de calculs - fondations**

1. PRESENTATION

1.1. Définition de l'opération

Le Maître d'Ouvrage envisage la construction de 2 extensions du pavillon Tony Lainé situées dans l'enceinte du centre hospitalier Henri Laborit à POITIERS (86).

Les principaux intervenants du projet sont :

- Maître d'ouvrage : Centre Hospitalier Henri Laborit
- Architecte : Corset Roche et associés
- BET Structure : SONECO

1.2. Contrat – Mission géotechnique

À la demande du **Centre Hospitalier Henri Laborit (Maître d'Ouvrage)**, notre société, **GEOTECHNIQUE SAS**, a été mandatée afin de réaliser une **mission géotechnique de conception G2 phase PRO** dans la continuité de l'étude géotechnique de conception G2 phase AVP, référencée Ade2025-03-75/1 du 21/05/2025.

Conformément à notre offre et selon la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013, la présente mission consiste à :

- Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser, en assurer le suivi technique et en exploiter les résultats ;
- Synthétiser les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet ;
- Établir les notes techniques donnant les choix constructifs pour les travaux suivants :
 - Terrassements associés,
 - Fondations du bâtiment.
- Établir les notes de calcul de dimensionnement correspondantes ;
- Préciser les conditions de terrassements associées à la réalisation du projet ;
- Donner les dispositions à suivre vis-à-vis de la nappe et des avoisinants,
- Donner un avis sur les valeurs seuils à retenir.

Il convient de rappeler que les aspects non exhaustifs suivants ne font pas partie de la mission :

- Les études environnementales éventuelles (diagnostic de pollution, voisinage, etc...) ;
- La reconnaissance des anomalies géotechniques en dehors de l'emprise des investigations.

Concernant les eaux souterraines, les informations hydrogéologiques intégrées à la présente mission sont limitées aux résultats de l'enquête documentaire générale et au report des niveaux d'eaux mesurés en cours d'investigations.

Si ces éléments peuvent être de nature à induire un éventuel impact sur le projet, une étude hydrogéologique spécifique pourra être réalisée dans les phases ultérieures d'études en adéquation avec les objectifs et les enjeux au regard du projet.

1.3. Cadre réglementaire

Les textes normatifs et documents de référence appliqués dans le cadre de cette étude sont les suivants :

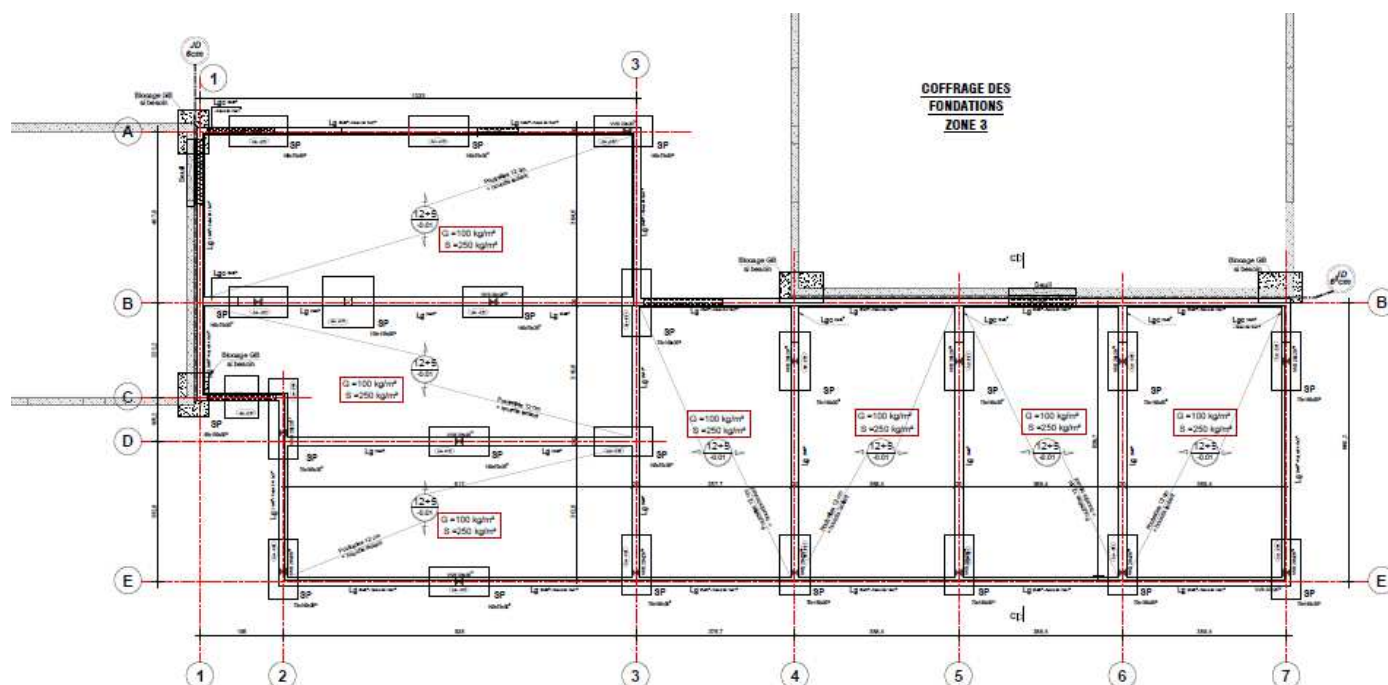
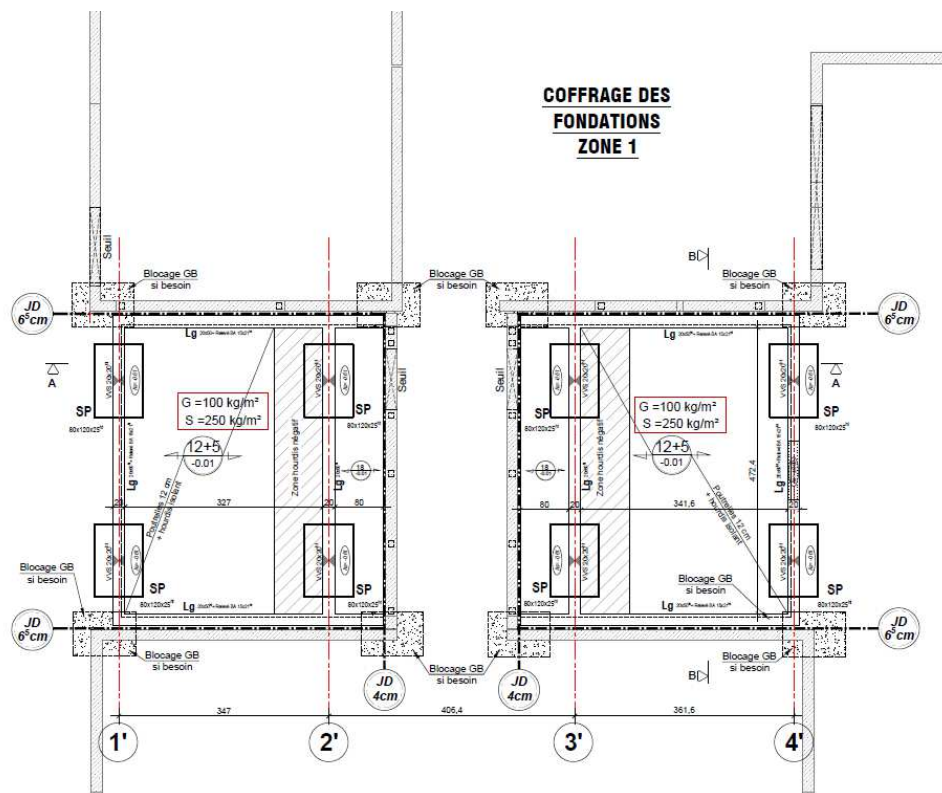
- Eurocode 7 – Calculs géotechniques
- Norme NF P94-261 – Calcul Géotechnique – Fondations superficielles (février 2017)
- NF DTU 13.11 Fondations superficielles
- Normes AFNOR en vigueur concernant les travaux de sondages et essais in-situ ou de laboratoire

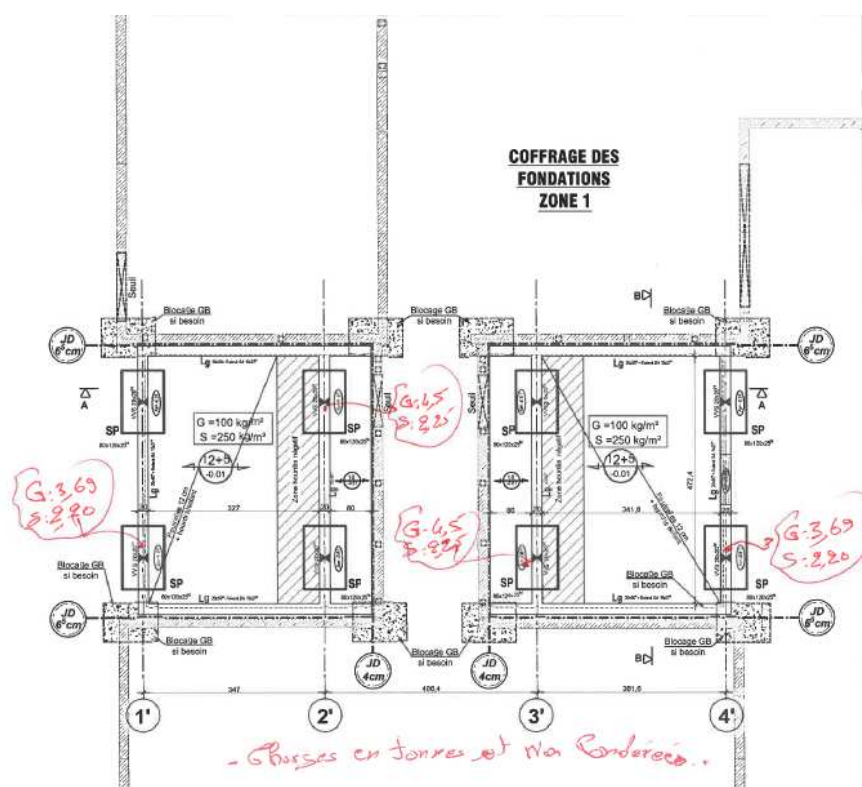
1.4. Documents communiqués

Les documents suivants nous ont été communiqués :

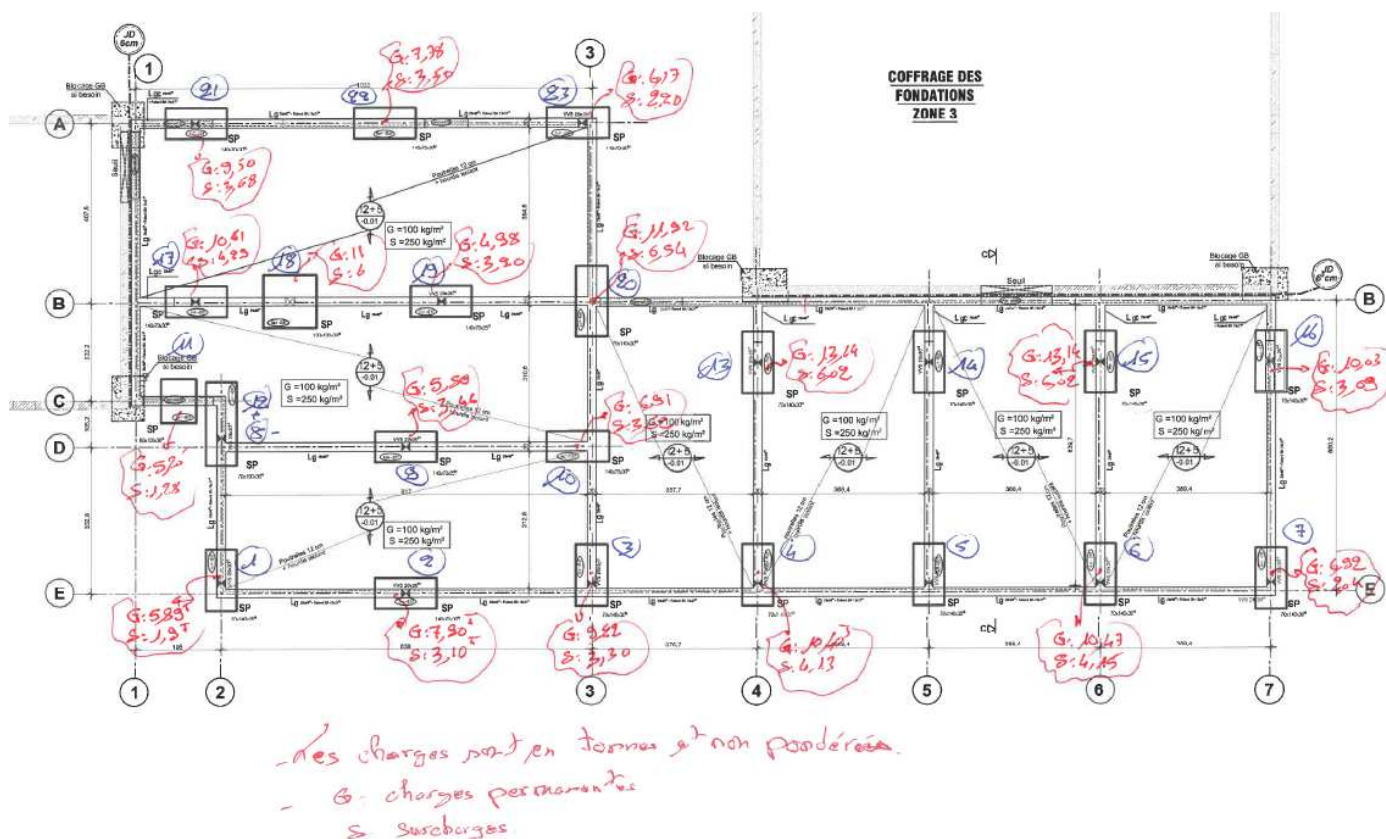
<i>Document</i>	<i>Fourni par</i>	<i>Référence</i>	<i>Format</i>	<i>Date</i>
Plan rdc	CORSET ROCHE ET ASSOCIES	2415	1/200	18/02/2025
Plan des réseaux	GEOSAT	250338	1/200	20/02/2025
Plan BA01 – coffrage fondations	SONECO	24.081	-	13/06/2025
Plan BA02 – coffrage haut rdc			-	18/06/2025
Charges non combinées			-	02/07/2025

Le plan de fondation et les descentes de charges du projet communiquées par SONECO sont :

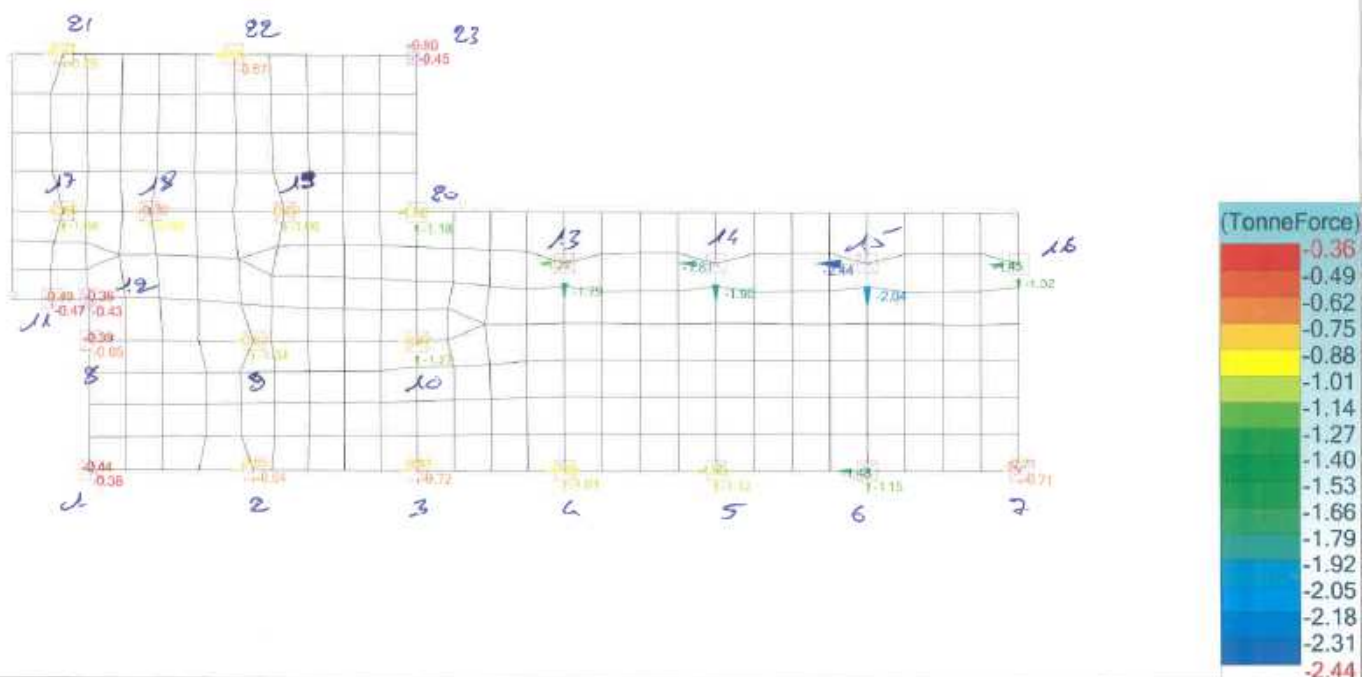




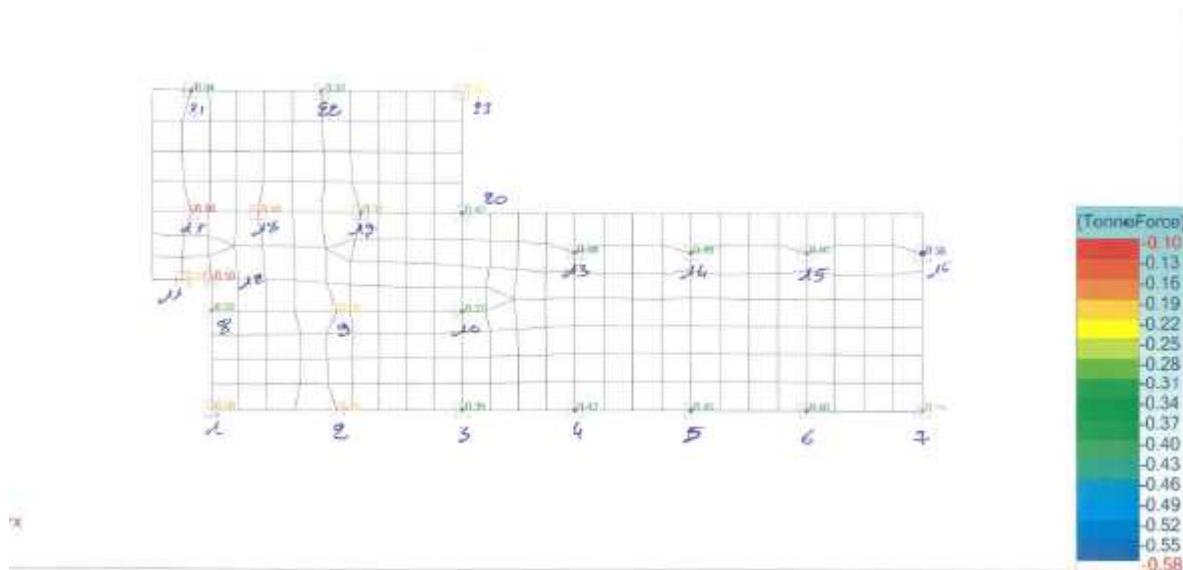
Charges permanentes G et d'exploitation S non pondérées en tonnes (zone 1)



Charges permanentes G et d'exploitation S non pondérées en tonnes (zone 3)



Charges sismiques sous combinaisons de Newmark Fx et Fy en tonnes (zone 3)



Charges sismiques sous combinaisons de Newmark Fz en tonnes (zone 3)

1.6.2. Caractéristiques de la zone d'étude

Les éléments principaux à retenir concernant la configuration du site sont les suivants :

- Le terrain correspond à des espaces verts aménagés autour du bâtiment existant et un patio,
- L'altimétrie de la parcelle varie de 126.2 à 127.1 m NGF avec un dénivelé de 0.9 m environ du Nord vers le sud (aval) d'après le plan qui nous a été communiqué,
- La parcelle est délimitée par :
 - La voirie d'accès en partie Ouest et Nord,
 - Des prés et des parcelles boisées sur les autres côtés.

1.6.3. Contextes géologique & hydrogéologique

D'après les données de la carte géologique au 1/50000 du secteur (cf. extrait inséré ci-après), la succession lithologique attendue est la suivante :

- Des remblais d'aménagement,
- Des dépôts de recouvrement (argiles, limons),
- Le substratum rocheux représenté par des calcaires, généralement altérés en tête (frange supérieure de nature marneuse).

Extrait de la carte géologique au 1/50000 :



Concernant le contexte hydrogéologique, une enquête préliminaire a été réalisée sur les sites institutionnels. Aucune donnée n'est recensée sur les sites « ades » et « infoterre » à proximité du projet.

1.7. Risques naturels (rappel G2 AVP)

Les risques naturels relevés au droit du site, qui peuvent avoir une incidence sur l'interaction sol-structure, sont synthétisés ci-après (données Infoterre).

A noter que les risques naturels sans lien direct avec la stabilité des ouvrages (présence d'amiante, présence de radon, présence de pollutions de sol, etc...) ne font pas l'objet de l'étude géotechnique et ne sont donc pas répertoriés.

1.7.1. Risque d'inondation et de remontée de nappe

D'après les indications recueillies dans le PPRi de la vallée du Clain le site est en dehors des zones d'inondation. De plus, le site n'est pas situé en zone sujette aux remontées de nappe et/ou d'inondation de cave.

Il est de la responsabilité du Maître d'Ouvrage de se renseigner sur le risque réel d'inondation auprès des services d'urbanisme (P.L.U. notamment). Des dispositions de protection des ouvrages peuvent être prescrites et devront être dimensionnées par un bureau d'étude hydraulique.

1.7.2. Exposition au retrait-gonflement des argiles

D'après les indications du BRGM, le projet se trouve dans une zone d'exposition forte au retrait-gonflement des argiles.

Extrait de la carte d'aléa retrait / gonflement des argiles :



1.7.3. Présence de cavités / risque karstique

Aucune cavité référencée n'est signalée sur le site « infoterre » dans un rayon de 500 m autour de la parcelle.

Toutefois, le secteur étant réputé pour la présence systématique de dolines comblées et de remplissages argileux de karsts anciens, le risque de lacunes souterraines est considéré suffisamment faible pour définir des dispositions constructives spécifiques. On ne peut exclure totalement la présence de cavités souterraines en mesure d'entraîner des désordres sur les infrastructures. La réalisation d'un diagnostic géologique de type G5, indépendamment de la présente étude géotechnique, permettrait de lever cet aléa.

1.7.4. Mouvements de terrains

Aucun mouvement de terrain n'est signalé sur le site « infoterre » dans un rayon de 500 m autour de la parcelle.

1.7.5. Risque sismique

Selon la réglementation parasismique applicable depuis le 1^{er} mai 2011, le projet se trouve sur une commune classée en zone de sismicité 3.

Selon la catégorie des bâtiments pour cette zone d'aléa le décret n°2010-1255 peut imposer des exigences parasismiques.

2. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES (RAPPEL G2 AVP)

2.1. Implantation et nivellement

L'implantation des sondages et essais in situ figure sur le plan d'implantation joint en annexe 3. Elle a été définie en fonction de la configuration du projet, des emprises disponibles sur le site et de la localisation des réseaux enterrés.

Les têtes de sondages ont été nivelées en prenant comme référence les regards, placé à la cote 127.05 m et 126.11 m NGF. Son emplacement est indiqué sur le plan d'implantation des sondages.

2.2. Investigations réalisées

2.2.1. Sondages de reconnaissance

Les investigations suivantes ont été réalisées dans le cadre de la présente mission G2 AVP :

Type de sondage	Référence	Cote NGF	Prof. / TN	Nb d'essais
Sondages pressiométriques Norme NF P 94-110 Méthode de forage : tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	SP1	127.1	7.2	4
	SP2	126.2	8.0	2
	SP3	126.2	8.0	4
Essais au pénétromètre dynamique léger	PDL4	127.1	1.2	/
Sondage à la tarière à main	S4	127.1	2.1	
Fouilles de reconnaissance de fondations	RFA	127.1	1.1	/
	RFB	127.1	1.2	
	RFC	126.2	1.3	
	RFD	126.2	1.1	

Les résultats détaillés des sondages et essais sont insérés en annexe 4.

2.2.2. Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire décrits dans le tableau ci-dessous ont été effectués sur les échantillons prélevés à la tarière et/ou à la pelle :

Type d'essai	Quantité
Teneur en eau naturelle - NF EN ISO 17892-1	14
Analyse granulométrique par tamisage - NF EN ISO 17892-4	1
Valeur au bleu du sol (VBS) - NF P94-068	2

3. SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE (RAPPEL G2 AVP)

La description lithologique des terrains a été établie à partir des résultats des investigations effectuées et par corrélation entre les éléments suivants :

- les échantillons remaniés prélevés à la tarière hélicoïdale avec une précision verticale de +/- 20 cm ;
- les valeurs pressiométriques qui permettent de définir la compacité des sols ;
- les diagrammes de résistance dynamique de pointe qui permettent d'apprécier la compacité des sols meubles jusqu'au refus éventuel avec une mesure tous les 10 cm ;
- les essais en laboratoire, notamment la valeur au bleu qui permet d'appréhender le degré d'argilosité des sols ;
- les analyses granulométriques des sols.

Nota : la profondeur des formations est donnée par rapport au terrain tel qu'il était au moment des investigations (avril 2025).

3.1. Coupe stratigraphique du terrain - caractéristiques mécaniques

➤ **01: Remblais**

Cette formation correspond aux sols remaniés de nature argileuse (terreuse en tête sur 0.3 m) rencontrés jusqu'à 0.5 m à 0.9 m de profondeur (cotes comprises entre 125.3 et 126.2 m NGF).

Des variations de nature et d'épaisseur des **remblais** (01) sont à attendre dans l'emprise du projet. Le site n'étant pas complètement vierge (présence de réseaux enterrés, démolitions,...), nous attirons l'attention des différents intervenants sur les points suivants :

- un potentiel remaniement partiel ou général du terrain en surface lors des différents aménagements successifs,
- la mise en œuvre antérieure de remblais autochtones et/ou d'apports sur des épaisseurs différentes,
- la nécessité de comparer le plan topographique originel du site à l'actuel afin d'apprécier les épaisseurs de terrain remanié.

➤ **02 : Argiles molles**

Cette formation correspond à des argiles molles observées jusqu'à 1.2 m à 1.8 m de profondeur en SP2 et SP3 (absente en SP1).

- Profondeur : de 1.2 à 1.8 m,
- Niveau de la base : de 124.4 à 125.0 m NGF,
- Caractéristiques mécaniques :
 - Pression limite : $p^* \approx 0.3$ à 0.9 MPa,
 - Module pressiométrique (E_M) : $E_M \approx 3$ à 12 MPa.

➤ 03 : Argiles fermes

Cette formation correspond à des argiles plus ou moins sableuses bariolées (beiges, jaunes, marron, grises,...) rencontrées jusqu' à 7.6 m en SP2. La base n'a pas été observée en SP1 jusqu'à 7.2 m et en SP3 jusqu'à 8.0 m de profondeur (arrêt des sondages).

- Caractéristiques mécaniques :
 - Pression limite : $1.0 \text{ MPa} \leq p_i^* \leq 2.6 \text{ MPa}$,
 - Module pressiométrique (E_M) : $12 \text{ MPa} \leq E_M \leq 34 \text{ MPa}$,
 - Résistance dynamique de pointe : $5 \leq q_d \leq 18 \text{ MPa}$.

A partir de 7.6 m en SP2, on retrouve un bloc calcaire jusqu'à 8 m de profondeur (arrêt du sondage).

3.2. Résultats d'essais en laboratoire

Le tableau suivant présente les résultats des essais en laboratoire :

Sondage	Profondeur (m/TA)	Faciès	Teneur en eau (%)	Valeur de bleu du sol (g/100 g)	Passant à 5 mm (%)	Passant à 2 mm (%)	Passant à 80 μm (%)	Passant à 63 μm (%)
SP1	0.6	01	24.7	9.7				
	1.1	02	41.3					
	1.6	03	28.7					
	2.1	03	34.2					
	2.6	03	33.7					
	5.0	03	28.4					
SP3	0.6	02	24.6	3.8	100	99	43	42.1
	1.1	02	20.6					
	1.6	02	25.0					
	2.1	03	14.1					
	2.6	03	11.8					
	3.5	03	14.4					
RFB	1.0	03	18.0					
	1.2	03	23.4					

3.3. Exposition au retrait-gonflement des sols argileux

Le tableau ci-dessous rappelle les caractéristiques obtenues :

<i>Sol</i>	<i>Passant à 80 µm (%)</i>	<i>Valeur au bleu VBS (g/100 g)</i>	<i>Exposition au retrait du sol</i>
02	-	9.7	Très forte
03	42	3.8	Moyenne

Il résulte que les sols en place sont moyennement à fortement sensibles au phénomène de retrait-gonflement. Il y a donc lieu de prévoir des dispositions constructives spécifiques concernant les ouvrages au sol et des précautions concernant l'aménagement général de la propriété (végétation, gestion des eaux...). Ces éléments seront présentés ultérieurement dans ce rapport.

3.4. Agressivité des sols sur le béton

Les analyses chimiques effectuées sur les sols donnent les résultats suivants :

	Seuils			Échantillons	
	XA1	XA2	XA3		
Sondage				SP1	SP2
Profondeur (m)				2.1	1.1
Faciès				03	02
<i>Critères sur sols</i>					
Acidité (ml/kg)	> 200	-	-	78	65
SO ₄ ²⁻ (mg/kg)	2000 à 3000	> 3 000 à 12000	> 12000 à 24000	<450	<450

Il résulte que les sols ne présentent pas un caractère agressif vis-à-vis du béton.

Cette classification est à compléter par rapport à d'autres critères qui ne relèvent pas de la géotechnique.

3.5. Niveaux des eaux souterraines

Lors de notre intervention sur site le 30/04/2025, des niveaux d'eau non stabilisés ont été relevés au droit du sondage SP3 à 4.3 m de profondeur, soit à la cote de 121.9 m NGF.

De même, des venues d'eau ont été observés vers 1 m de profondeur en RFD, soit vers la cote 125.2 m NGF.

Les autres sondages sont restés secs.

Le délai de réponse des eaux souterraines (nappe massique ou circulations isolées), au droit d'un forage ou d'une excavation de surface limitée est variable en fonction de la perméabilité du sol. Dans les sols fins, ce délai peut atteindre plusieurs jours, notamment dans le cas des sols fortement argileux.

Nous rappelons que le régime hydrogéologique est variable dans le temps, en fonction notamment des caractéristiques des formations géologiques en place et de la pluviométrie régionale.

De même, en milieu urbain, la présence de venues d'eau ponctuelles peut être associée à des fuites de réseaux enterrés ou à des circulations induites par les tranchées de réseaux.

Nota : ces relevés restent ponctuels.

3.6. Reconnaissances sur ouvrages existants et mitoyens

Étant donné la présence d'ouvrages mitoyens au projet, des fouilles de reconnaissance des fondations ont été réalisées.

Les coupes des fouilles de reconnaissance des fondations sont présentées en annexe. Le tableau inséré ci-après présente les principaux résultats :

Excavation	RFA	RFB	RFC	RFD
Type de fondation visualisée	Longrine	Semelle	Longrine	Longrine
Cote du terrain actuel (m N.G.F.)	127.1	127.1	126.2	126.2
Débord extérieur (m)	0.05	0.3	0.01	0.1 à 0.3
Épaisseur de semelle (m)	-	0.36	-	-
Hauteur du soubassement (m)	0.85	0.76	0.85	0.85
Largeur de la semelle B (m)	-	0.8 (*)	-	-
Longueur de la semelle L (m)	-	-	-	-
Profondeur d'assise (m)	>0.85	1.12	<0.85	>0.85
Cote d'assise (m N.G.F.)	<126.2	126.0	<125.3	<125.3
Sol d'assise correspondant	Argiles sableuses 03	Argiles sableuses 03	Argiles sableuses 03	Argiles sableuses 03

Remarque : En raison des emprises restreintes disponibles ces reconnaissances sont limitées. Les relevés effectués sont ponctuels et ne représentent pas la totalité des fondations existantes. Des variations de géométrie et de profondeur sont donc possibles. Des reconnaissances complémentaires seront probablement nécessaires en phase PRO et EXE.

(*) hypothèse de fondation symétrique.

4. APPLICATIONS GEOTECHNIQUES AU PROJET

4.1. Modèle géotechnique retenu

Le modèle géotechnique a pour but de fixer la coupe de sols et les propriétés mécaniques caractéristiques que nous avons retenues pour chaque faciès, en vue de réaliser les calculs de prédimensionnement des ouvrages géotechniques.

Les paramètres indiqués dans le modèle sont les plus représentatifs au regard des résultats des essais, des hétérogénéités observées dans chaque sol et du nombre d'essais.

Les caractéristiques retenues sont données dans le tableau ci-après :

Id.	Nature du sol	Base de la couche		Résistance de pointe q_d (MPa)	Valeurs pressiométriques		
		Profondeur (m/TA)	Cote alti. (m NGF)		p_l^* (MPa)	E_M (MPa)	α
01	Remblais argileux	0.9	125.3	3	-	-	-
02	Argiles molles	1.8	124.4	3	0.3	3	0.67
03	Argiles sableuses fermes	En deçà	En deçà	15	1.2	12	0.67

p_l : pression limite nette / E_M : Module pressiométrique / α : Coefficient rhéologique du sol
 q_d : résistance dynamique de pointe

Note importante : la profondeur et la cote altimétrique des différentes limites de couches étant variables, elles seront considérées au cas par cas en fonction du type de structure considéré et du modèle de calcul le plus pertinent (type « modèle de terrain » ou sondage spécifique).

4.2. Niveaux caractéristiques des eaux souterraines

Le contexte hydrogéologique du site est caractérisé par la présence de circulations d'eau sans lien avec une réelle nappe.

4.3. Conditions sismiques

Les paramètres sismiques à prendre en compte conformément à la norme NF EN 1998 (Eurocode 8) et compte tenu des résultats des investigations effectuées dans le cadre de la mission G2 AVP sont les suivants :

- Zone sismique : 3 – coefficient $a_{gr} = 1.1 \text{ m/s}^2$
- Classe de sol : C - coefficient de sol $S : 1.5$
- Catégorie de bâtiment : III – coefficient $\gamma_1 = 1.2$
- Risque de liquéfaction du sol : Sans objet

Dans notre cas présent, aucune exigence n'est requise.

4.4. La zone d'influence géotechnique (ZIG)

Compte tenu de la topographie sensiblement plane du secteur du projet et des caractéristiques des ouvrages à réaliser sans locaux enterrés, et de l'absence de mitoyens et avoisinants proches, l'impact du projet en phase travaux et en phase d'exploitation est théoriquement limité au tènement du projet. Ce point restera toutefois à valider en phase Projet.

4.5. Adaptations du projet aux conditions géotechniques

Ci-après, nous récapitulons les principales contraintes du projet au regard des conditions géotechniques du terrain et du contexte local.

- La construction en limite de bâtiments dont les fondations sont débordantes.
- La compressibilité des sols en tête.
- La sensibilité des sols aux phénomènes de retrait et/ou de gonflement. Les variations de teneur en eau au niveau de ces sols provoquent des phénomènes de variation volumique (tassements et/ou réhausses) qui peuvent être préjudiciables aux bâtiments qui sont fondés superficiellement. Les causes des variations de teneur en eau peuvent être diverses :
 - Naturelles lorsque l'on se trouve dans la zone de variation du profil hydrique,
 - Artificielles (fuite de canalisation, modification du régime de circulation des eaux superficielles, plantation d'arbres, etc...),
- La sensibilité des terrains à l'eau.

Compte tenu de ces éléments, les orientations techniques qu'il convient de retenir sont les suivantes :

- La réalisation d'un mode de fondations superficielles,
- La réalisation d'un niveau-bas de type plancher porté sur vide sanitaire.

Ces adaptations techniques sont précisées dans la suite du rapport.

Nous précisons que toute modification du projet, ou du terrain, ultérieure à la présente étude, est de nature à entraîner une nouvelle étude partielle ou complète, qui prendra en compte les modifications apportées et la validité des adaptations constructives préconisées dans le présent rapport.

4.6. Adaptations vis-à-vis des avoisinants et mitoyens

Nous rappelons que la construction existante correspond à un bâtiment de type rdc dont le niveau fini est situé à la cote 127.1 m NGF.

Les fouilles de reconnaissance effectuées au droit des murs mitoyen ont permis de visualiser une semelle en RFB assise à 1.1 m de profondeur, soit à la cote 126.0 m NGF.

Les résultats des sondages de reconnaissance mettent en évidence un débordement des fondations de l'existant. Le plan de fondation du projet devra privilégier un système permettant d'avoir un plancher en console en éloignant l'axe des nouvelles fondations de l'ouvrage mitoyen.

Les autres fouilles ont permis de visualiser des bèches ou des longrines reposant probablement sur des fondations semi-profondes ponctuelles voire des pieux ou des micropieux.

Afin de compléter ces données, il conviendrait donc que soit recherché dans les archives, le dossier de recollement des fondations du bâtiment actuel.

Par ailleurs, l'entreprise est invitée à procéder à des investigations complémentaires, au démarrage des travaux, qui permettront de confirmer et d'affiner les systèmes de fondation existants pour adapter ses techniques de travaux.

Toutes les précautions devront être prises par l'entreprise pour éviter tout dommage aux existants tant en phase travaux que définitive. Nous attirons l'attention sur le fait qu'une reprise partielle de la construction peut impacter sa stabilité générale.

Dans tous les cas, une vérification de la bonne exécution est nécessaire. La mission G2 PRO indiquera si la méthode observationnelle est pertinente (cf. EUROCODE 7 – norme NF EN 1997-1).

4.7. Principes généraux de terrassements

4.7.1. Préambule

Les mouvements de terres associés aux principes généraux de terrassement concernent les déblais de pleine masse et les fouilles de fondations.

4.7.2. Recommandations générales

- L'ensemble des terrassements devra être réalisé conformément au Guide Technique pour la réalisation des Remblais et des couches de forme (GTR92 ou GTR 2023).
- La terre végétale ainsi que les matériaux impropres à l'assise des plateformes devront être préalablement décapés.
- Les éventuels fossés de drainage existants qui seraient mis à jour devront impérativement être conservés, busés ou dévoyés moyennant une étude hydraulique si nécessaire, afin de maintenir un bon drainage des eaux du site et éventuellement du versant.
- L'entreprise devra, dans la mesure du possible, réaliser une pente d'évacuation des eaux au niveau des fonds de forme, de manière à les canaliser vers un exutoire approprié.
- La réalisation des déblais devra respecter les conditions d'exécution suivantes :
 - Procéder au terrassement de la dernière couche de sol « en retro », sans faire évoluer les engins sur la pleine masse définitive.
 - Interrompre les travaux lorsque les conditions météorologiques sont trop défavorables.
- La surveillance de l'évolution des conditions météorologiques en incombe au terrassier qui devra prévoir à l'avance les mesures et dispositions conservatoires visant à protéger la qualité et la compacité de la plateforme dans le cas d'une dégradation pluvieuse (arrêt anticipé du chantier, protection et fermeture du fond de fouille, conservation d'une garde protectrice de terrassement, etc...).
- Par ailleurs, afin d'éviter des purges supplémentaires de matériaux détériorés par les eaux météoriques notamment, il est préférable de conserver une garde de 20 cm d'épaisseur de sol au niveau du fond de fouille général, qui sera enlevée au dernier moment, si celui-ci doit rester plusieurs jours à l'air libre.

4.7.3. Travaux préparatoires

4.7.3.1. *Décapage de surface*

Avant tous travaux de terrassement en déblai, il conviendra de recenser la position de l'ensemble des réseaux enterrés et de veiller à leur neutralisation, à leur pontage ou à leur dévoiement.

En cas de dévoiement de réseau, nous recommandons de prévoir un relevé par un géomètre de toutes les infrastructures enterrées qui seront purgées et/ou dévoyées. Ce relevé permettra par ailleurs d'adapter le calepinage des fondations projetées ou d'anticiper les difficultés de terrassements qui pourraient être rencontrées.

Ensuite, il s'agira de procéder au décapage intégral de la terre végétale.

4.7.4. Aménagement des plateformes

4.7.4.1. *Drainage du terrain*

Les sols impactés par les terrassements sont sensibles à l'eau et leur portance peut se dégrader rapidement.

Pour éviter toute stagnation d'eau et faciliter l'écoulement des eaux vers les drains, les plateformes devront être réglées en conservant des pentes latérales suffisantes ($\geq 1.5\%$).

4.7.4.2. *Réalisation des déblais*

Les terrassements en déblai pourront être réalisés à l'aide d'engins classiques de moyenne puissance. Pour éviter d'altérer les sols en place, il sera préférable d'avancer le déblaiement « en rétro ».

4.7.4.3. *Plateforme de travail*

En cas de portance insuffisante de la plateforme de travail après décapage et drainage du terrain (en cas de conditions météorologiques défavorables par exemple), il faudra envisager son renforcement par une des techniques suivantes :

- Un cloutage à l'aide de matériaux d'apport grossiers, type 50/150 à 100/300, à mettre en place par compactage intense et par roulement des engins de chantier,
- Une purge généralisée ou localisée et substitution avec des matériaux granulaires non sensibles à l'eau, à mettre en place par compactage.

Ces aménagements devront conduire à l'obtention d'une portance minimale EV2 de 20 à 30 MPa.

D'une manière générale, en vue de préserver la qualité des plateformes, il sera nécessaire de réaliser les travaux par temps sec.

La surveillance de l'évolution des conditions météorologiques incombe au terrassier, qui devra programmer à l'avance les mesures et dispositions conservatoires visant à protéger la qualité et la compacité de la plateforme en prévision d'événements pluvieux (arrêt anticipé du chantier, protection et fermeture du fond de fouille, conservation d'une garde protectrice de terrassement, etc...).

4.8. Conception des niveaux-bas

Nous rappelons que, compte tenu de la présence de sols sensibles au retrait / gonflement, la réalisation d'une structure au sol de type plancher porté par les fondations est nécessaire, sur vide sanitaire.

4.9. Etude des fondations superficielles (Norme NF P94-261)

4.9.1.1. Documents de référence / Méthode de calcul

Le document de référence pour le dimensionnement des fondations superficielles est la norme NF P94-261 de l'Eurocode 7 ainsi que la norme NF EN 1998-5 de l'Eurocode 8 pour la vérification au séisme.

La méthode de calcul consiste à vérifier que :

- Les conditions de sécurité vis-à-vis du glissement et du poinçonnement sont assurées aux ELU et aux ELS (1),
- La portance du sol est suffisante à l'ELS (2),
- Les tassements sont acceptables à l'ELS (3)
- La vérification au séisme à l'ELU accidentel (4).

Le point (1) ne peut être vérifié en l'absence des efforts horizontaux par appui. Il appartient au BET Structure de vérifier que cette condition est assurée.

Les points (2), (3) et (4) sont abordés dans les paragraphes suivants.

Remarque : par convention avec l'utilisation du logiciel GEOFOND, le référentiel des axes de la fondation sera les suivants :

- largeur suivant l'axe x,
- longueur suivant l'axe y,
- profondeur suivant l'axe z.

4.9.2. Géométrie des fondations

Le tableau ci-dessous récapitulent les géométries des fondations du projet considérées dans nos calculs :

Zone	Semelle ponctuelle	Largeur (m)	Longueur (m)	Hauteur (m)
1	1	0.8	1.2	0.25
3	11	0.8	1.0	0.3
	13	0.7	1.4	0.3
	18	1.2	1.2	0.3

4.9.3. Combinaisons retenues

Le tableau ci-dessous récapitule les combinaisons d'action ELS/ELU considérées dans ce rapport à partir des cas de charges brutes fournis par SONECO :

ELS quasi-permanent : $G + 0.6 S$

ELS caractéristique : $G + S$

ELU fondamental durable et transitoire : $1.35 G + 1.5 S$

ELU accidentel : $G + 0.6S + \text{Newmark}$ (pour les situations sismiques)

Ces hypothèses de charges devront être vérifiées et validées par le BET Structure.

		G	Q	Sx	Sy	Sz	ELS QP(G+0,6q)	ELS CAR(G+Q)	ELUDT	ELUSISfx	ELUSISfy	ELUSISfz
zone 3	1	5,89	1,9	0,44	0,38		70,3	77,9	108,015	4,4	3,8	70,3
	2	7,9	3,1	0,25	0,64		97,6	110	153,15	2,5	6,4	97,6
	3	9,22	3,3	0,61	0,72		112	125,2	173,97	6,1	7,2	112
	4	10,4	4,13	1,45	1,01		128,78	145,3	202,35	14,5	10,1	128,78
	5						0	0	0	0	0	0
	6	10,47	4,15	1,48	1,15		129,6	146,2	203,595	14,8	11,5	129,6
	7	6,92	2,04	0,71	0,71		81,44	89,6	124,02	7,1	7,1	81,44
	8+12						0	0	0	0	0	0
	9	5,5	3,46	0,27	1,04		75,76	89,6	126,15	2,7	10,4	75,76
	10	6,91	3,62	0,61	1,27		90,82	105,3	147,585	6,1	12,7	90,82
	11	5,25	1,28	0,49	0,47	0,22	60,18	65,3	90,075	4,9	4,7	62,38
	13	13,24	6,02	1,27	1,79	0,38	168,52	192,6	269,04	12,7	17,9	172,32
	14						0	0	0	0	0	0
	15	13,14	6,02	2,44	2,04	0,4	167,52	191,6	267,69	24,4	20,4	171,52
	16	10,03	3,09	1,45	1,32		118,84	131,2	181,755	14,5	13,2	118,84
	17	10,61	4,29				131,84	149	207,585	0	0	131,84
	18	11	6	0,7	0,89	0,16	146	170	238,5	7	8,9	147,6
	19	4,98	3,9				73,2	88,8	125,73	0	0	73,2
	20	11,92	6,54				158,44	184,6	259,02	0	0	158,44
	21	9,5	3,68				117,08	131,8	183,45	0	0	117,08
	22	7,78	3,5				98,8	112,8	157,53	0	0	98,8
	23	6,17	2,2	0,5	0,45		74,9	83,7	116,295	5	4,5	74,9
							0	0	0			
zone 1	1	4,5	2,25			80*120	58,5	67,5	94,5			

4.9.3.1. Conditions d'ancrage

Les fondations seront ancrées dans la couche des **argiles sableuses 03**.

La profondeur d'assise des fondations devra respecter simultanément toutes les conditions suivantes :

- Assurer un ancrage d'au moins 0.2 m dans la couche d'assise désignée ci-dessus et au-delà de tout remblai éventuel et/ou terrains remaniés par les travaux ou les intempéries,
- Assurer une profondeur d'assise de 2.0 m minimum à compter du niveau extérieur du terrain fini (profondeur de garde au retrait-gonflement).

L'aménagement des plateformes compactées devra permettre d'ajuster les profondeurs d'assise des fondations en fonction des épaisseurs de déblais et de remblais.

Lors de la réalisation des fondations, il faudra vérifier la conformité du sol au niveau de chaque fond de fouille ainsi que l'ancrage dans la couche d'assise.

4.9.3.2. Paramètres de prédimensionnement – portance

Les contraintes admissibles ont été évaluées par la méthode pressiométrique.

Compte tenu de la nature des sols d'assise des fondations et des résultats des essais effectués, les contraintes à retenir au stade de l'avant-projet, sont de **200 kPa** pour les justifications aux ELS et de 325 kPa pour les justifications aux ELU.

Remarque : ces valeurs sont valables dans le cas de charges verticales. Dans le cas où les charges seraient inclinées, il conviendrait d'appliquer un coefficient minorateur $i\delta$ qui tient compte de l'inclinaison de la charge, de la nature du sol et de l'encastrement requis (cf. les recommandations de la norme NF P94-261). De même, un coefficient minorateur $i\beta$ doit être appliqué à proximité d'un talus aval.

4.9.3.3. Vérification de l'excentrement

En l'absence de moments, cette vérification ne peut être effectuée.

4.9.3.4. Capacité portante – ELS caractéristique / ELU fondamental durable et transitoire

Il faut vérifier que :

$$V_d - R_0 \leq R_{v;d}$$

Avec : V_d = charge transmise par la fondation superficielle au terrain, y compris poids propre de la semelle

R_0 = charge due au poids de sol excavé pour la réalisation des fondations $R_0 = A \cdot q_0$

Avec A = surface de la fondation

q_0 = contrainte verticale effective dans le sol au niveau de la base de la fondation

$R_{v;d}$ = résistance nette du terrain sous la fondation superficielle :

$$R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R,v}} = \frac{A \cdot q_{net}}{\gamma_{R;d,v} \gamma_{R,v}} \cdot 1$$

Avec : $R_{v;k}$ = résistance caractéristique nette du terrain sous la fondation superficielle

$\gamma_{R,v}$ = facteur partiel, égal à 1,4 aux Etats Limites Ultimes et à 2,3 aux Etats Limites de Service

$\gamma_{R;d,v}$ = coefficient de modèle, égal à 1,2 pour la méthode pressiométrique

q_{net} = contrainte de rupture du sol nette $q_{net} = k_p \cdot P_{le}^* \cdot i\delta \cdot i\beta$

Avec : k_p = facteur de portance pressiométrique, fonction de la hauteur d'encastrement relative D_e , de la géométrie de la semelle et du facteur de portance k_{p0}

P_{le}^* = pression limite nette équivalente

$i\delta$ = coefficient de réduction lié à l'inclinaison du chargement, pris égal à 1 pour une charge verticale

$i\beta$ = coefficient de réduction lié à la proximité d'un talus, pris égal à 1 pour un terrain plat

Les tableaux insérés ci-après présentent les résultats des vérifications verticales effectuées pour les fondations sur les ELS CAR et ELU DT :

Semelle ponctuelle	Vd à l'ELS CAR(kN)	Rv;d ELS (kN)	Vérification ELS CAR	Vd à l'ELU DT (kN)	Rv;d ELU (kN)	Vérification ELU DT
1 (zone 1)	67.5	415	OK	94.5	682	OK
11	65.3	350	OK	90.1	575	OK
13	192.6	424	OK	269	697	OK
18	170	609	OK	238.5	1000	OK

Remarque : Dans le cas présent, toutes les semelles sont justifiées vis à vis de la capacité portante aux ELS CAR et aux ELU DT suivant les combinaisons définies ci-dessous.

4.9.3.5. Estimation des tassements à l'ELS quasi-permanent

Les tassements théoriques estimés s'entendent pour une mise en œuvre des fondations selon les règles de l'Art en accord avec les prescriptions de la norme NF P94-261 (Eurocode 7).

N°	Largeur (m)	Longueur (m)	Tassement à l'ELSqp (cm)
1 (zone 1)	0.8	1.2	<0.5
11	0.8	1.0	<0.5
13	0.7	1.4	<0.5
18	1.2	1.2	<0.5

Les tassements théoriques totaux sont inférieurs à 5 mm.

4.9.3.6. Vérification de la tenue au glissement au séisme

En l'absence de norme, le glissement est vérifié aux ELU accidentel (pas d'ELU sismique pour une semelle isolée).

Compte tenu des efforts horizontaux sismiques, il faut vérifier la tenue au glissement par l'inégalité suivante :

$$H_d \leq R_{h;d} + R_{p;d}$$

Avec : H_d = valeur de calcul de la composante horizontale des efforts appliqués à la base de la fondation

$R_{h;d}$ = valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain

$R_{p;d}$ = valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation

Dans les calculs sur Geofond fournis en annexe, la valeur $R_{p;d}$ sera négligée.

H_d est définie comme la résultante des efforts horizontaux en x et en y, soit :

$$H_d = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

$R_{h;d}$ est définie comme : $R_{h;d} = \frac{V_d \tan \varphi'}{\gamma_{g1}}$

avec : V_d = résultante des efforts verticaux appliqués à la base de la fondation

φ' = angle de frottement interne (considéré par hypothèse égal à 25°)

γ_{g1} = coefficient de sécurité partiel sur le paramètre $\tan \varphi'$ égal à 1,1 à l'ELU durable et transitoire

Les notes de calcul sont fournies en annexe.

Les résultats sont les suivants :

Fondation	Hx (kN)	Hy (kN)	Vz (kN)	Hd (en kN)	Rh;d (en kN)	Vérification Hd < Rh;d
SP11	4.9	4.7	62.4	6.79	26.45	Oui
SP13	12.7	17.9	172.3	21.95	73.04	Oui
SP15	24.4	20.4	171.5	31.8	72.7	Oui
SP18	7	8.9	147.6	11.32	62.57	Oui

La vérification des semelles vis-à-vis des efforts horizontaux est effectuée à l'aide du logiciel GEOFOND.

Les résultats sont insérés en annexe. L'ensemble des semelles est vérifié.

4.9.4. Adaptation vis-à-vis des fondations mitoyennes ou proches

Nous rappelons que la construction existante en RFB sera mitoyenne au projet. Elle repose sur des semelles filantes descendues à 1.1 m de profondeur d'après les résultats des investigations menées (donnée ponctuelle).

Les nouveaux appuis seront donc ancrés plus profondément pour respecter les préconisations d'ancrage indiquées précédemment.

Pour des appuis isolés contre des semelles filantes existantes ou perpendiculaires à ces dernières, cette sur-profondeur est tolérée à condition, le cas échéant, de prévoir les blindages adéquats pour garantir la tenue du sol d'assise des semelles filantes contre lesquelles le projet s'implante.

En cas de débordement des fondations de l'existant, le plan de fondation du projet devra privilégier un système permettant de prévoir un plancher en console en éloignant l'axe des nouvelles fondations de l'ouvrage mitoyen.

4.9.5. Conditions et précautions d'exécution des fondations

L'interprétation géologique présentée dans ce rapport à partir des résultats des sondages ponctuels, correspond à la structure lithologique la plus probable du sous-sol, étant entendu que variations d'altitude ainsi que latéralement peuvent exister et découvertes au moment des travaux.

Dans la mesure du possible, nous proposons de commencer les travaux de fondation par les semelles situées à proximité de nos sondages pour permettre un étalonnage visuel du faciès du sol support.

En cas de venues d'eau, la réalisation des fouilles nécessitera un blindage des parois voire un dispositif de pompage pour évacuer les eaux du fond de fouille.

Le dimensionnement des fondations est du ressort du BET structure. Cependant, les points suivants sont à signaler pour les semelles :

- Pour des raisons de bonne exécution, la largeur des fondations doit être supérieure à 0.45 m pour des semelles filantes et à 0.7 m pour des semelles isolées (cela permet d'assurer un enrobage correct des armatures standards).
- En cas d'attente forcée entre la fin de l'excavation et le bétonnage, un béton de propreté sera immédiatement coulé après terrassement afin d'éviter l'altération du sol de fondation.

Par ailleurs, les adaptations structurelles suivantes doivent être prises en compte :

- En cas de sols compressibles présents sur une partie du terrain, des joints toute hauteur et rapprochés peuvent être envisagés en vue de réduire l'effet des tassements différentiels.
- En vue de limiter l'effet des tassements différentiels prévisibles, le soubassement de la construction devra être rigidifié.

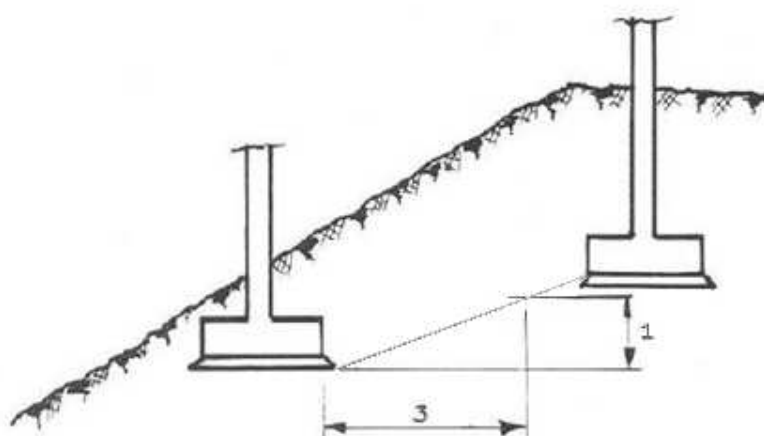
- En cas de deux bâtiments ou de deux parties d'un même bâtiment, fondés de façon différente ou présentant un nombre différent de niveaux, il conviendra de s'assurer que la structure peut s'adapter aux tassements différentiels. Le recours à des joints de construction est à envisager.
- Au niveau des raccordements avec l'existant, un joint de rupture est à réaliser et doit intégrer les fondations.

En cas de sur-profondeurs du toit de la couche d'ancrage il faudra approfondir la fouille autant que nécessaire pour assurer l'ancrage dans la couche désignée comme assise des fondations. Le rattrapage pourra être réalisé avec un béton grossier.

De même, les poches molles ou remaniées qui subsisteraient en fond de fouille seront purgées et comblées par un béton grossier.

Les fouilles exécutées au voisinage d'ouvrages existants ne doivent pas compromettre la stabilité de ces ouvrages, tant en phase provisoire qu'en phase définitive.

Dans les zones soumises à la réglementation sismique (Eurocode 8), des fondations établies à des niveaux différents et à proximité de talus doivent respecter une règle des 3 de base pour 1 de hauteur entre arêtes de fondations et/ou pied de talus.



A noter que l'exécution des fondations doit également respecter les prescriptions du DTU 13-11 en date de septembre 2019.

4.10. Protection vis-à-vis du risque de retrait / gonflement des sols

Au droit du projet, nous rappelons que les sols argileux superficiels présentent une sensibilité forte au risque de retrait / gonflement des sols.

Les variations de teneur en eau peuvent donc provoquer des phénomènes de tassement par retrait et éventuellement (plus rarement) des phénomènes de (re)gonflement en période humide. Ces changements volumiques peuvent être préjudiciables aux bâtiments qui sont fondés superficiellement avec un ancrage insuffisant. Les bâtiments qui sont implantés dans une pente avec un niveau enterré à l'amont et de plain-pied ou en remblai à l'aval sont particulièrement exposés.

Nota : les profondeurs de sensibilité des argiles peuvent varier au fil du temps en fonction de l'amplitude des périodes de sécheresse.

En complément des conditions retenues pour l'ancrage des fondations et pour les niveaux-bas, les recommandations générales suivantes doivent également être prises en compte.

4.10.1. Recommandations structurelles complémentaires

Les parties de construction dont les niveaux-bas sont légèrement décalés en altitude devront être désolidarisées au moyen d'un joint de rupture sur toute la hauteur de la construction (semelles comprises).

Afin d'améliorer la résistance de la structure aux mouvements différentiels, les murs porteurs et planchers seront en béton armé ou, à défaut, liaisonnés par des chaînages horizontaux et verticaux. Ces chaînages seront fermés au niveau de chaque plancher ainsi qu'au couronnement des murs. On devra s'assurer de la continuité et du recouvrement des armatures de chaînage concourants en un même nœud.

D'autre part, un renforcement structurel complémentaire (semelle en béton armé en T renversé, soubassement liaisonné, etc...) peut être adopté pour diminuer les profondeurs d'ancrage des fondations. Il doit, en principe, être défini par un Bureau d'Etude spécialisé.

4.10.2. Recommandations vis-à-vis d'un niveau-bas sur plancher porté

Le niveau bas devra être préférentiellement conçu sur vide sanitaire avec utilisation éventuelle d'un coffrage provisoire biodégradable en sous-face.

4.10.3. Recommandations vis-à-vis des réseaux enterrés

L'étanchéité des canalisations (compris pluviales) devra strictement être vérifiées et l'on procédera à la mise en œuvre de joints souples aux raccordements pour encaisser les déformations liées au sol.

En cas de vide sanitaire sous plancher servant d'accrochage aux canalisations, une alternative aux joints souples consiste à assurer le franchissement des soubassements sans scellement (réservations permettant le mouvement vertical des conduites sans dommages).

Le captage des eaux superficielles ou le positionnement des drains selon le DTU 20.1 devra se faire à une distance minimale de 2 m de la construction de manière à ne pas aggraver la dessiccation des sols à cet endroit en période sèche. Le rejet des eaux pluviales devra se faire à une distance suffisante de la construction.

4.10.4. Recommandations vis-à-vis de l'environnement proche

Les ouvrages extérieurs susceptibles d'impacter l'humidité du terrain : drains, puits de pompage, système d'infiltration ou similaires, doivent être implantés le plus loin possible de fondations,

La plantation d'arbres devra se faire à une distance de la construction d'au moins 1,5 fois la hauteur présumée de l'arbre adulte.

Toutes ces dispositions devront être appréhendées et contrôlées par le bureau de contrôle ou par le géotechnicien, dans le cadre d'une mission G4 selon la NF P94-500. Ceci permettra de s'assurer de la bonne exécution de nos recommandations.

4.11. Recommandations générales vis-à-vis du risque sismique

Afin de se conformer aux prescriptions de l'Eurocode 8, les dispositions générales à respecter en zone sismique supérieure à 1 sont les suivantes :

- Système de fondation homogène sous un même corps de bâtiment, à moins de délimiter des blocs par joints parasismiques.
- Ne pas fonder un même ouvrage sur des discontinuités géologiques naturelles : fractures, failles, etc...
- Encastrer fortement les fondations dans les sols meubles et veiller à ce que l'assise des fondations soit horizontale.
- Encastrer toutes les fondations dans une même couche géologique en cas de stratification.
- Rigidifier la structure d'assise des ouvrages (à définir par le BET Structure).

5. ALEAS RESIDUELS ET RISQUES ASSOCIES

A l'issue de la présente étude, les aléas et incertitudes géologiques subsistants concernent principalement :

- Les variations d'épaisseur des couches identifiées. Au stade de l'exécution, la supervision géotechnique doit intervenir pour vérifier la présence des sols conformes aux résultats des études, ou, à défaut, pour définir en coordination avec la Maîtrise d'œuvre, les adaptations à envisager.
- La présence de vestiges enterrés non identifiés. En cas de rencontre il faudra évaluer l'importance des vestiges en vue de déterminer les mesures à prendre.
- Le niveau d'assise des fondations des mitoyens au projet. Avant le début des travaux, ces niveaux d'assise devront être relevés par des reconnaissances complémentaires.
- Les éventuels remaniements du terrain ultérieurs à notre intervention.

Ces aléas et incertitudes résiduels peuvent présenter des risques pour le projet aussi bien en termes de coût que de délais. Ils peuvent être réduits par des investigations et prestations complémentaires tels que :

- Relevés topographiques,
- Recherches historiques,
- Sondages complémentaires.

6. CONDITIONS GENERALES DE VALIDITE DU RAPPORT

Le présent rapport a été établi en fonction des données transmises. Il conclut la mission G2 phase PRO qui nous a été confiée par le Centre Hospitalier Henri Laborit.

Nous rappelons que, conformément à notre offre, notre prestation est encadrée par la norme NF P94-500 de novembre 2013 dont un extrait est donné en annexe 1 et par les conditions de validité de l'étude propres à GEOTECHNIQUE SAS, fournies en annexe 2.

Selon l'enchaînement des missions géotechniques préconisés par la norme NF P94-500, une étude géotechnique d'exécution (G3) doit être envisagée en collaboration avec les différents intervenants du projet afin de réduire les aléas géotechniques.

GEOTECHNIQUE SAS reste donc à la disposition de la Maitrise d'Ouvrage pour tout renseignement complémentaire et pour la réalisation des missions ultérieures (étude G4 notamment).

Rédacteur
R. FONTENEAU
Chargé d'affaires

Vérificateur
S. PISSARD
Chargé d'affaires

Annexe 1 : Extrait de la norme NF P94-500 de novembre 2013

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

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

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 avoisinants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques.

Phase Projet (PRO)

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

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

Phase DCE / ACT

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

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

Annexe 2 : Conditions de validité de l'étude

1 - Le présent rapport et ses annexes sont indissociables. Il est basé sur un nombre limité de sondages et de mesures et sur les renseignements concernant le projet remis à GEOTECHNIQUE SAS au moment de la reconnaissance géotechnique. L'analyse et les recommandations soumises dans ce rapport sont basées sur les résultats obtenus à partir des sondages dont l'emplacement est indiqué sur le plan d'implantation joint en annexe, et sur toutes les informations données dans ce rapport.

2 - Ce rapport ne peut pas prendre en compte les variations éventuelles entre sondages. L'étude de sol étant basée sur un nombre limité de sondages, la continuité des couches de sols entre sondages ne peut être garantie et une adaptation du projet de fondation en fonction de l'hétérogénéité des sols est normale et ne peut être reprochée à GEOTECHNIQUE SAS.

3 - Toute étude réalisée à partir d'une esquisse ou d'un plan de principe nécessitera une seconde étude spécifique adaptée au projet retenu. Le but de ce rapport est limité au projet et à la localisation décrite ci-avant.

4 - Tout changement d'implantation ou de structure des constructions par rapport aux hypothèses de départ sera communiqué à GEOTECHNIQUE SAS qui donnera ou non son accord, selon que ces changements modifient les conclusions de l'étude.

5 - Tout changement de maîtrise d'ouvrage nécessite une mise à jour du rapport que le terrain et/ou l'emprise des travaux envisagées soient identiques ou aient évolués depuis la publication du présent rapport.

6 - Le délai de validité du présent rapport est limité à 6 mois et sous réserve que les conditions globales du site et du projet restent intactes dans ce même délai. Dans le cas contraire, une mise à jour du rapport ou une nouvelle étude doit être sollicitée par le client.

7 - Les éléments nouveaux mis à jour en cours des travaux de fondations et non détectés lors de la reconnaissance devront être signalés à GEOTECHNIQUE SAS afin d'étudier les adaptations nécessaires.

8 - Nous recommandons que toutes les opérations de construction en relation avec les terrassements et les fondations soient inspectées par un ingénieur géotechnicien afin d'assurer que les dispositions constructives soient totalement accomplies pendant les travaux.



Annexe 3 : Implantation des sondages

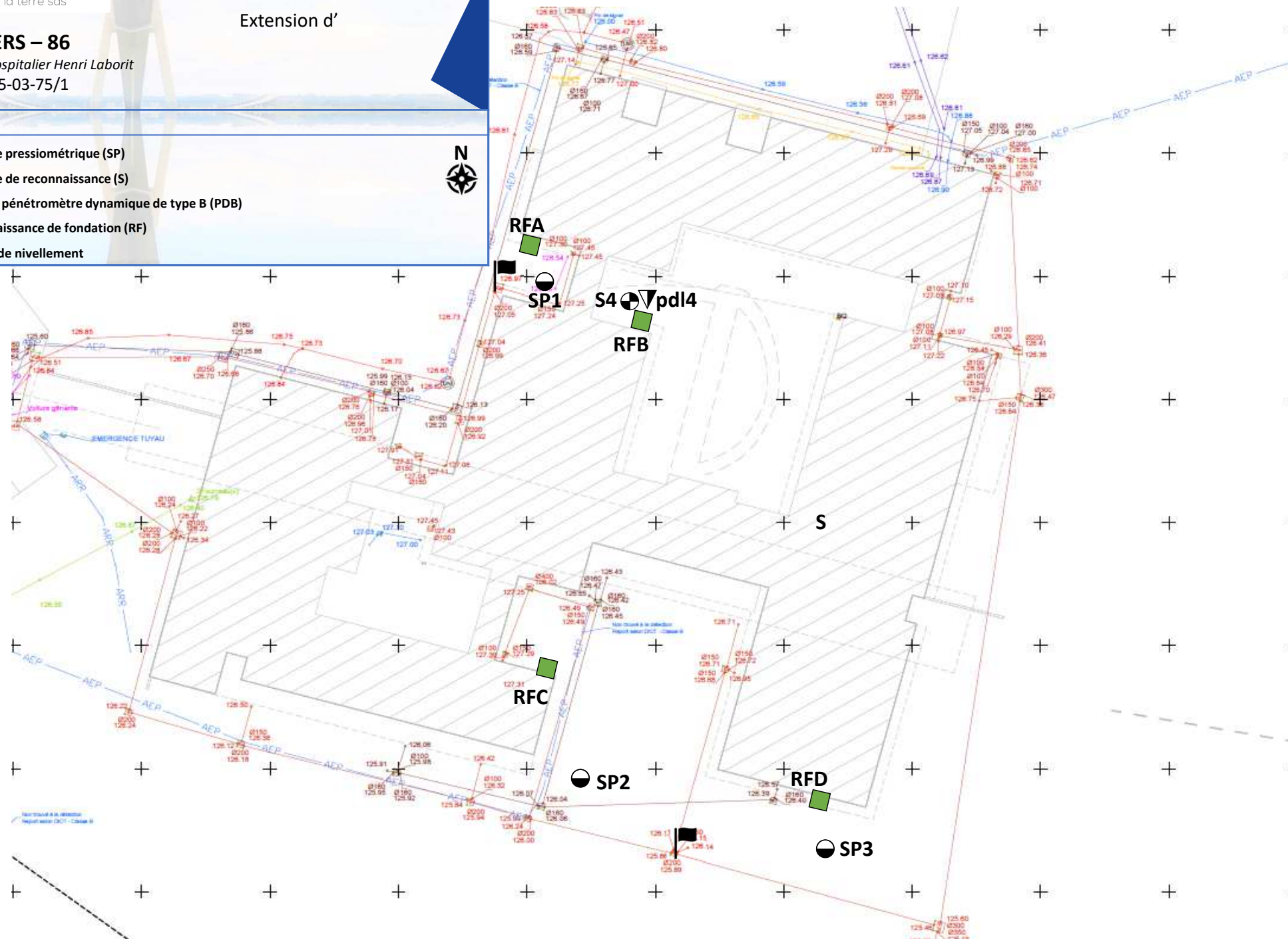
Extension d'

Ville : **POITIERS – 86**

Centre Hospitalier Henri Laborit

Dossier : ADe2025-03-75/1

Symbole	Libellé
	Sondage pressiométrique (SP)
	Sondage de reconnaissance (S)
	Essai au pénétromètre dynamique de type B (PDB)
	Reconnaissance de fondation (RF)
	Repère de nivellement





Annexe 4 : Coupes de sondages

Opération : **POITIERS (86)**
Pavillon Tony Lainé

 Client : **Centre Hospitalier Henri Laborit**

 Dossier : **ADe2025-03-75/1**

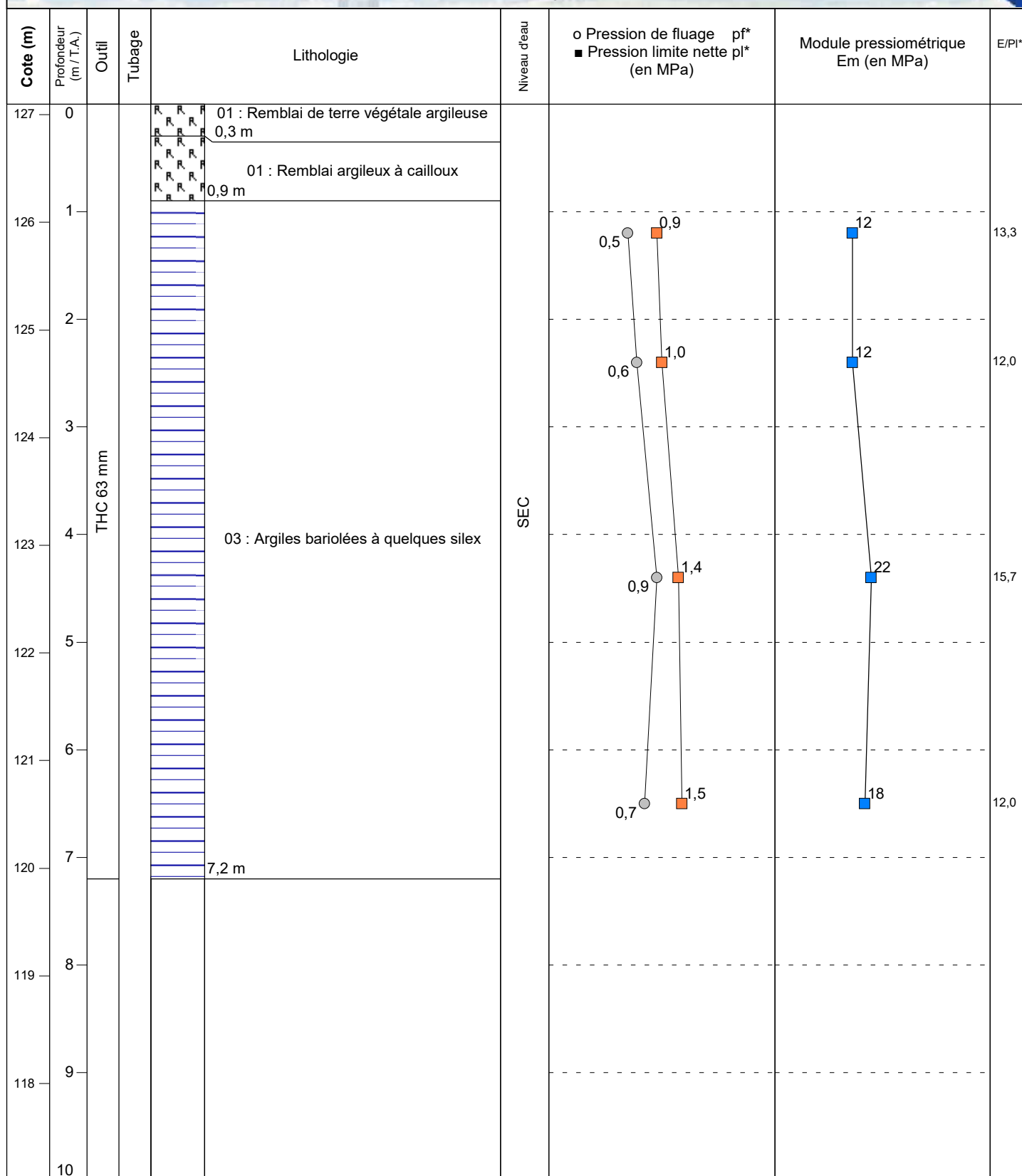
Coordonnée en X : -

Coordonnée en Y : -

Echelle : 1/50

 Profondeur atteinte : **7.2 m**

Date du sondage : 30/04/2025

 Cote altimétrique : **127.1 m NGF**


Observation : Arrêt de forage - pas d'eau

Opération : **POITIERS (86)**
Pavillon Tony Lainé

 Client : **Centre Hospitalier Henri Laborit**

 Dossier : **ADe2025-03-75/1**

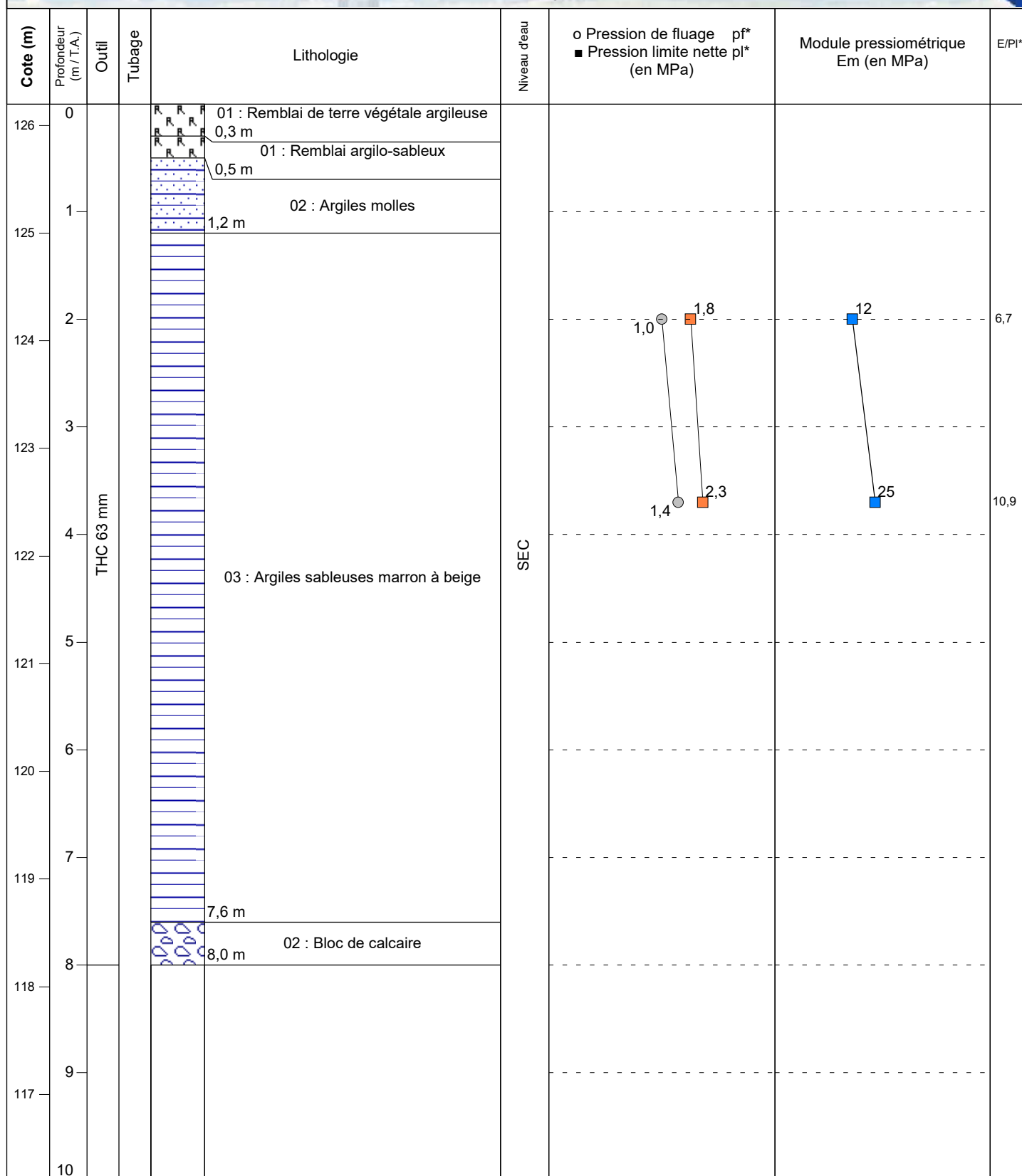
Coordonnée en X : -

Coordonnée en Y : -

Echelle : 1/50

 Profondeur atteinte : **8 m**

Date du sondage : 30/04/2025

 Cote altimétrique : **126.2 m NGF**


Observation : Arrêt de forage - pas d'eau

Opération : **POITIERS (86)**
Pavillon Tony Lainé

 Client : **Centre Hospitalier Henri Laborit**

 Dossier : **ADe2025-03-75/1**

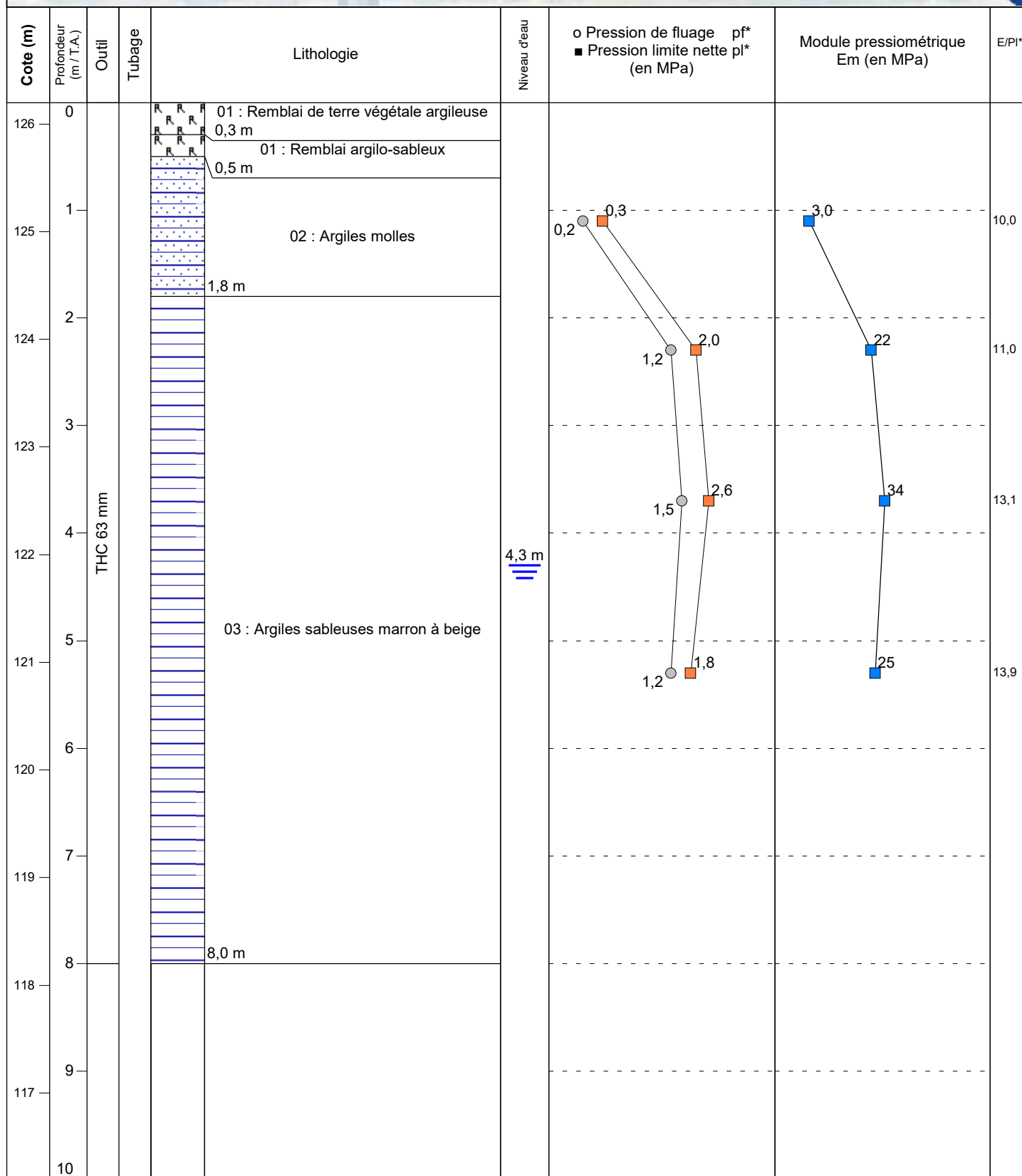
Coordonnée en X : -

Coordonnée en Y : -

Echelle : 1/50

 Profondeur atteinte : **8 m**

Date du sondage : 30/04/2025

 Cote altimétrique : **126.2 m NGF**


Observation : Arrêt de forage - pas d'eau

EXGTE 63.22.12

Opération : **POITIERS (86)**
Pavillon Tony Lainé

 Client : **Centre Hospitalier Henri Laborit**

 Dossier : **ADe2025-03-75/1**

 Cote altimétrique : **127.1 m NGF**

Coordonnée en X : -

Coordonnée en Y : -

 Echelle : **1/40**

 Profondeur atteinte : **2.1 m**

 Date du sondage : **30/04/2025**

Cote	Profondeur (m)	Outil	Lithologie	Niveau d'eau	Commentaires
127	0	Tarière à main	01 : Remblai de calcaire sableux jaune 0,1 m	SEC	
			01 : Remblai limono-sableux marron à cailloux 0,3 m		
			02 : Argiles bariolées 0,7 m		
126	1		03 : Argiles sableuses bariolées à sables argileux beiges 2,1 m		
125	2				
	3				
124					
	4				
123					
	5				
122					
	6				
121					
	7				
120					
	8				

Observation : Arrêt de forage - pas d'eau

SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE : PDL4

Lieu : POITIERS (86)
Adresse : Pavillon Tony Lainé
Projet : Extension d'un bâtiment

Cote : 127,10 NGF

Profondeur atteinte (m) : 1,20

Date : avr.-25

Prof eau (m) : pas d'eau

Dossier n° : ADe2025-03-75/1

Résistance de pointe Rd (MPa)

Référence
Machine : Léger
Norme : NF P 94-115
Type : TYPE B

Caractéristiques du pénétrmètre

Hauteur de chute (m) : 0,5

Masse du mouton (kg) : 10

Masse de l'enclume
+ guide (kg) : 6

Masse d'une tige (kg) : 2

Masse de la pointe
perdue (kg) : 0,2

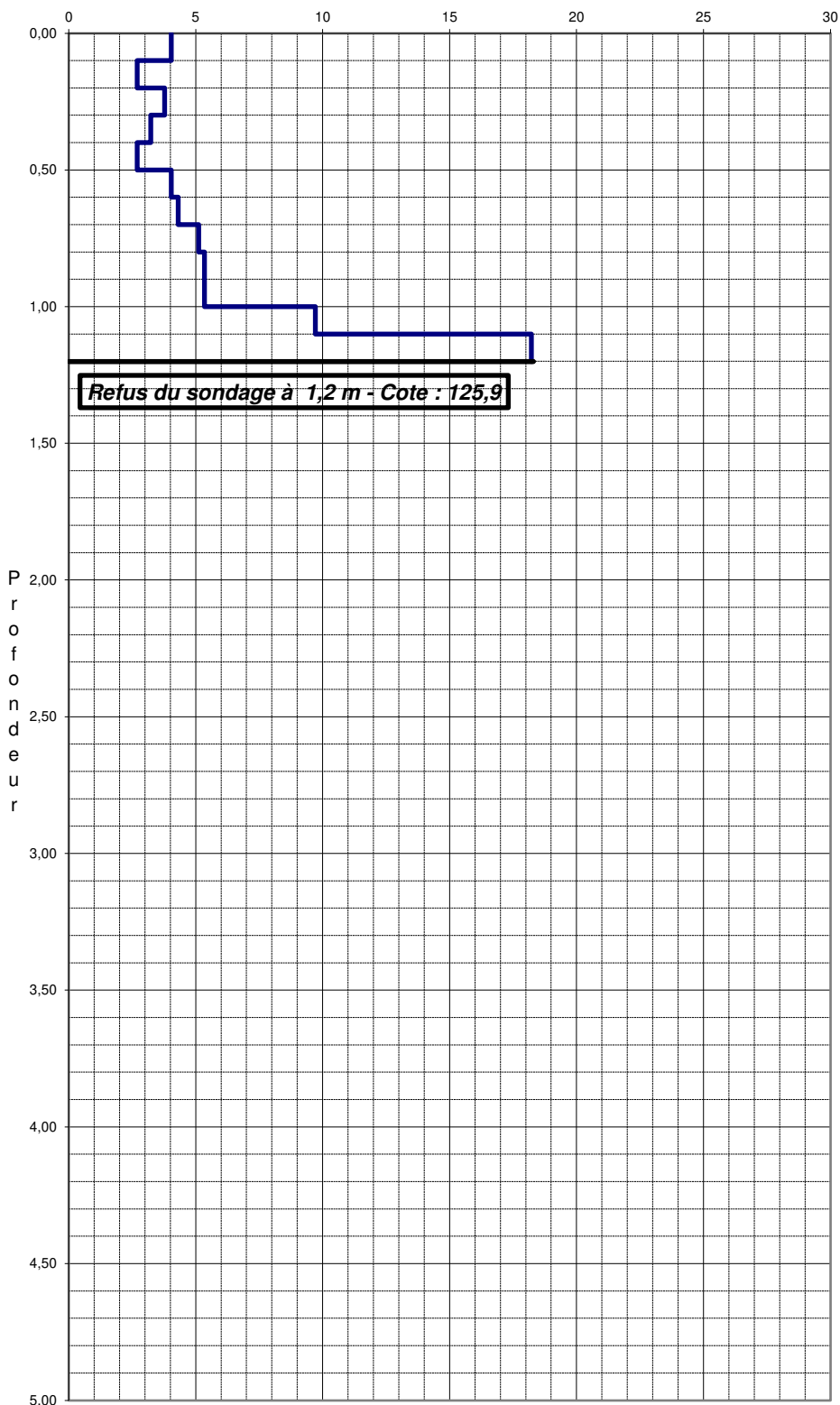
Section de la pointe (cm²) : 10

Commentaires :

Rd minimum (MPa) : 2,70

Rd maximum (Mpa) : 18

Echelle : 1/25 ème



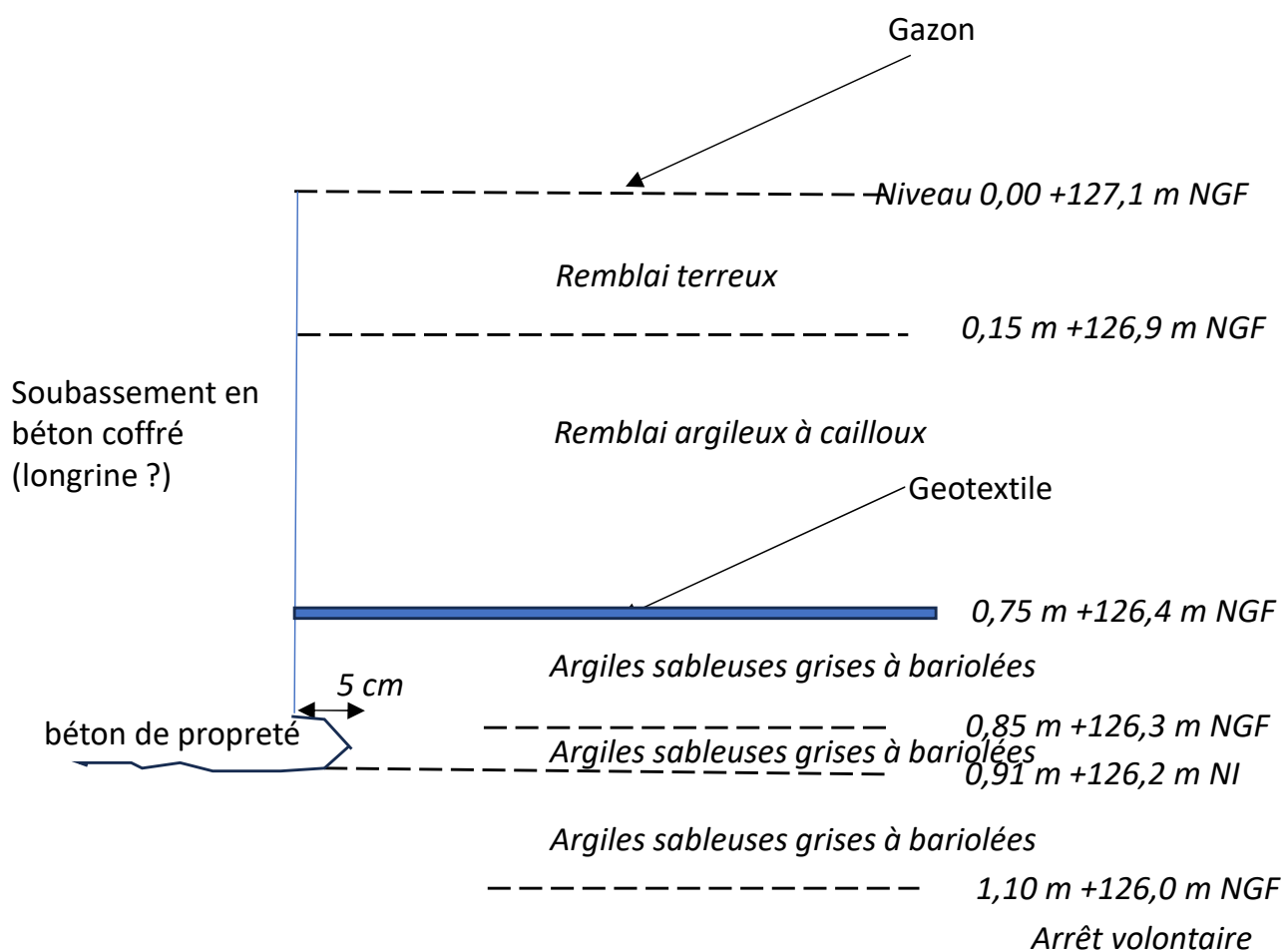
POITIERS (86)

ADe2025-03-75/1

Reconnaissance
de Fondation



Coupe RFA



POITIERS (86)

ADe2025-03-75/1

Reconnaissance
de Fondation



Photos RFA





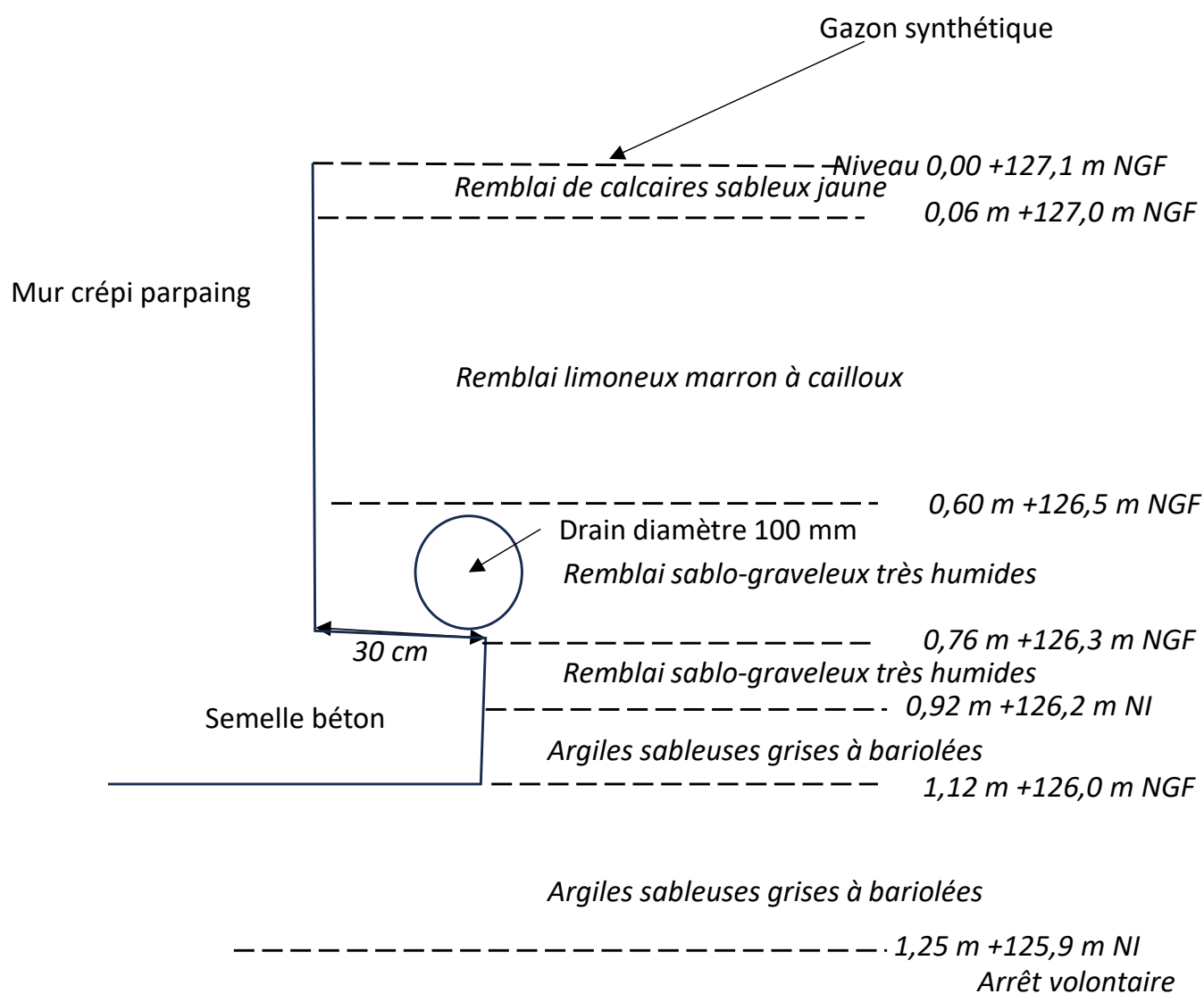
POITIERS (86)

ADe2025-03-75/1

Reconnaissance
de Fondation



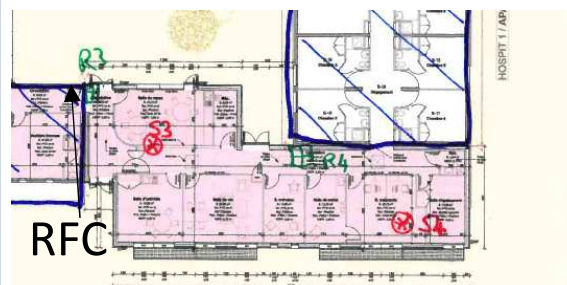
Coupe RFB



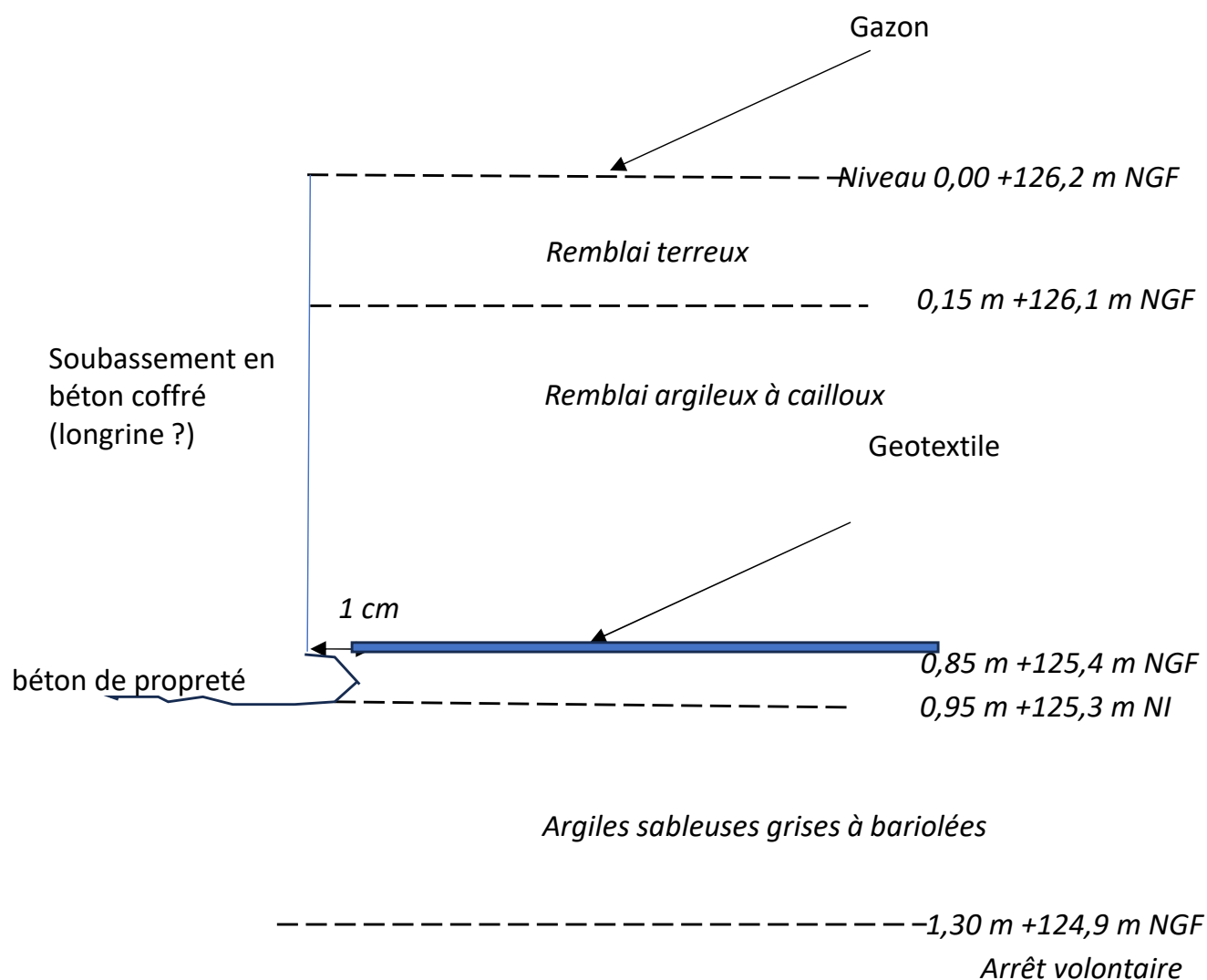
POITIERS (86)

ADe2025-03-75/1

Reconnaissance
de Fondation



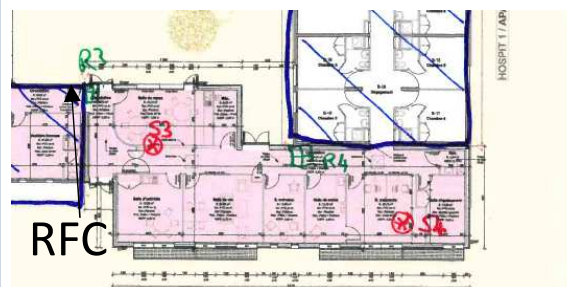
Coupe RFC



POITIERS (86)

ADe2025-03-75/1

Reconnaissance
de Fondation



Photos RFC

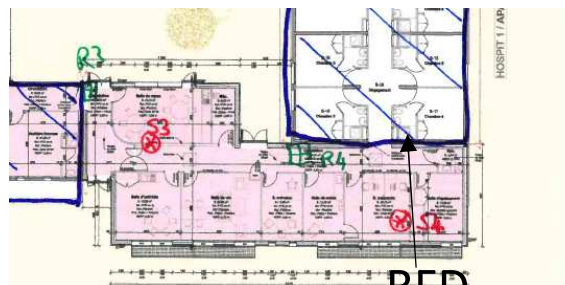




POITIERS (86)

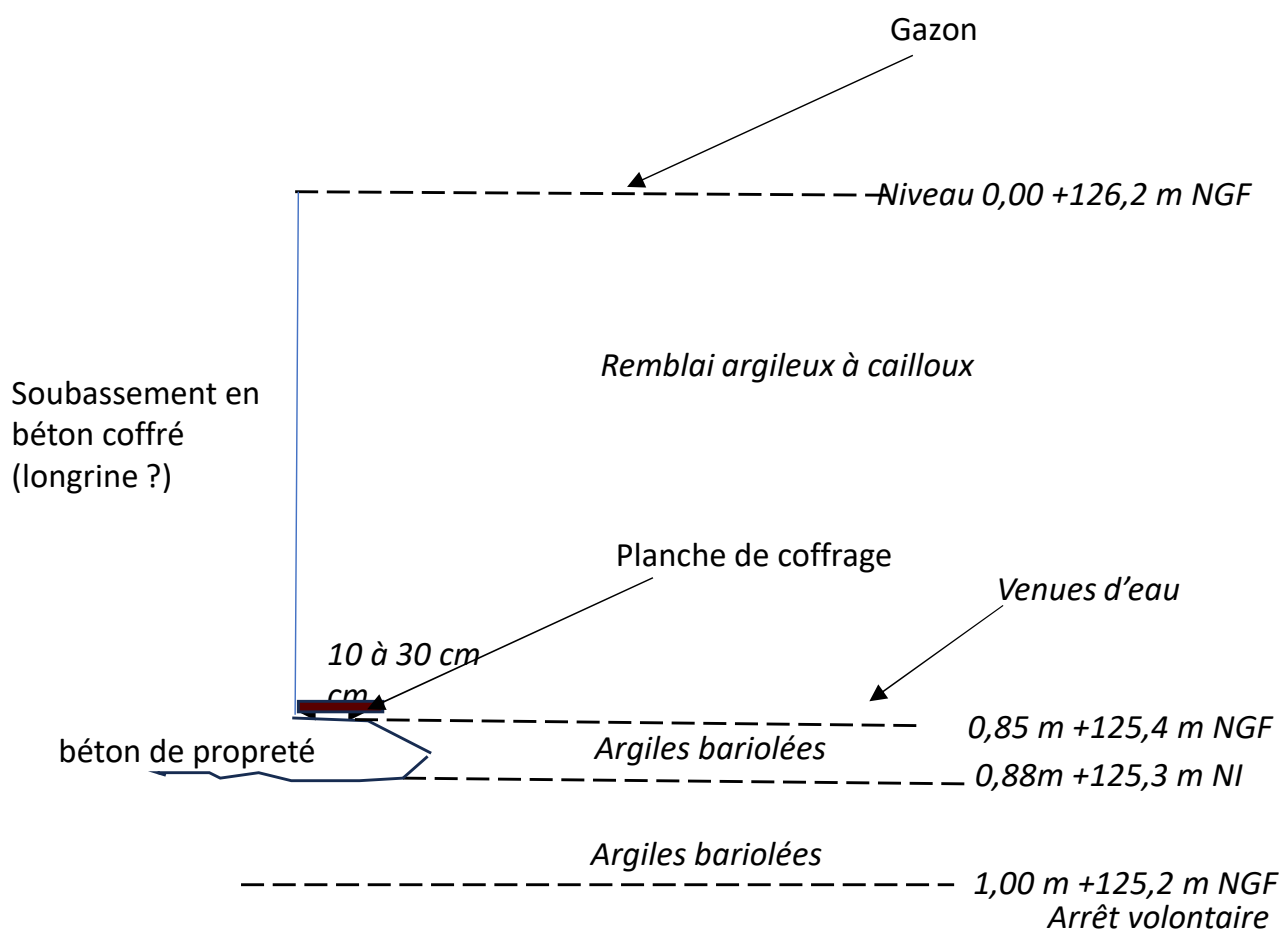
ADe2025-03-75/1

Reconnaissance
de Fondation



RFD

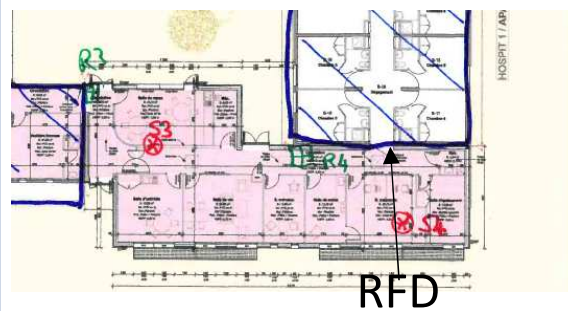
Coupe RFC



POITIERS (86)

ADe2025-03-75/1

Reconnaissance
de Fondation



Photos RFD





Annexe 5 : Essais en laboratoire

WESSLING France, 40 rue du Ruisseau, 38070 Saint-Quentin-Fallavier Cedex

VINIRE - S2E

Monsieur Sébastien PISSARD

156 avenue des hauts de la chaume

86280 SAINT BENOIT

N° rapport d'essai	ULY25-017255-1
N° commande	ULY-18149-25
Interlocuteur (interne)	D. Cardon
Téléphone	+33 164 471 475
Courrier électronique	David.Cardon@wessling.fr
Date	27.05.2025

Rapport d'essai

ADE2025-03-75 POITIERS



Les résultats ne se rapportent qu'aux échantillons soumis à l'essai et tels qu'ils ont été reçus (dans le cas où le laboratoire n'a pas prélevé les échantillons).

Les résultats des paramètres couverts par l'accréditation EN ISO/CEI 17025 sont marqués d'un (A).

La portée d'accréditation COFRAC n°1-1364 essais du laboratoire WESSLING de Lyon (St Quentin Fallavier) est disponible sur le site www.cofrac.fr pour les résultats accrédités par ce laboratoire.

Le COFRAC est signataire des accords de reconnaissance mutuels de l'ILAC et de l'EA pour les activités d'essai.

Les organismes d'accréditation signataires de ces accords pour les activités d'essai reconnaissent comme dignes de confiance les rapports couverts par l'accréditation des autres organismes d'accréditation signataires des accords des activités d'essai.

Ce rapport d'essai ne peut être reproduit que sous son intégralité et avec l'autorisation des laboratoires WESSLING.

Les laboratoires WESSLING autorisent leurs clients à extraire tout ou partie des résultats d'essai envoyés à titre indicatif sous format excel uniquement à des fins de retraitement, de suivi et d'interprétation de données sans faire allusion à l'accréditation des résultats d'essai.

Les données fournies par le client sont sous sa responsabilité et identifiées en italique.

Le 27.05.2025

N° d'échantillon		25-068881-01	25-068881-02
Désignation d'échantillon	Unité	SP1 2.10m	SP2 1.10m

Analyse physique

Matières sèches - NF ISO 11465 - Réalisé par WESSLING Lyon (France)

Matière sèche	% masse MB	80,4 (A)	83,6 (A)		
---------------	------------	----------	----------	--	--

Paramètres globaux / Indices

Degré d'acidité Baumann-Gully - DIN EN 16502 - Réalisé par WESSLING Lyon (France)

Degré d'acidité	ml/kg MS	78 (A)	65 (A)		
-----------------	----------	--------	--------	--	--

Préparation d'échantillon

Minéralisation à l'acide chlorhydrique (agressivité vis-à-vis des bétons) - DIN 4030-2 - Réalisé par WESSLING Lyon (France)

Minéralisé à l'acide chlorhydrique		26/05/2025 (A)	26/05/2025 (A)		
------------------------------------	--	----------------	----------------	--	--

Cations, anions et éléments non métalliques

Sulfates (SO4) - Méthode interne : SO4-IC-Agressivité béton - Réalisé par WESSLING Lyon (France)

Sulfates (SO4)	mg/kg MS	<450 (A)	<450 (A)		
----------------	----------	----------	----------	--	--

Classe d'exposition du béton vis-à-vis du sol - NF EN 206 - Réalisé par WESSLING Lyon (France)

Classe d'exposition		Hors classe (A)	Hors classe (A)		
---------------------	--	-----------------	-----------------	--	--

MS : Matières sèches

MB : Matières brutes

< : résultat inférieur à la limite de quantification

Informations sur les échantillons

Date de réception :	21.05.2025	21.05.2025		
Type d'échantillon :	Sol	Sol		
Date de prélèvement :	30.04.2025	30.04.2025		
Heure de prélèvement :	10:00	10:00		
Récipient :	2*250ml VBrun WES002	2*250ml VBrun WES002		
Température à réception (C°) :	19,7	19,7		
Début des analyses :	21.05.2025	21.05.2025		
Fin des analyses :	27.05.2025	27.05.2025		
Préleveur :		FOREUR		

Le 27.05.2025

Informations sur vos résultats d'analyses :

Les seuils de quantification fournis n'ont pas été recalculés d'après la matière sèche de l'échantillon.

Les seuils sont susceptibles d'être augmentés en fonction de la nature chimique de la matrice.

Seuls les résultats quantifiés (résultats égaux ou supérieurs à la LQ) sont pris en compte dans le calcul des sommes. Dans le cas contraire la somme est rendue "-/-".

Les résultats obtenus ne permettent pas de déterminer une classe d'exposition selon la NF EN 206 :

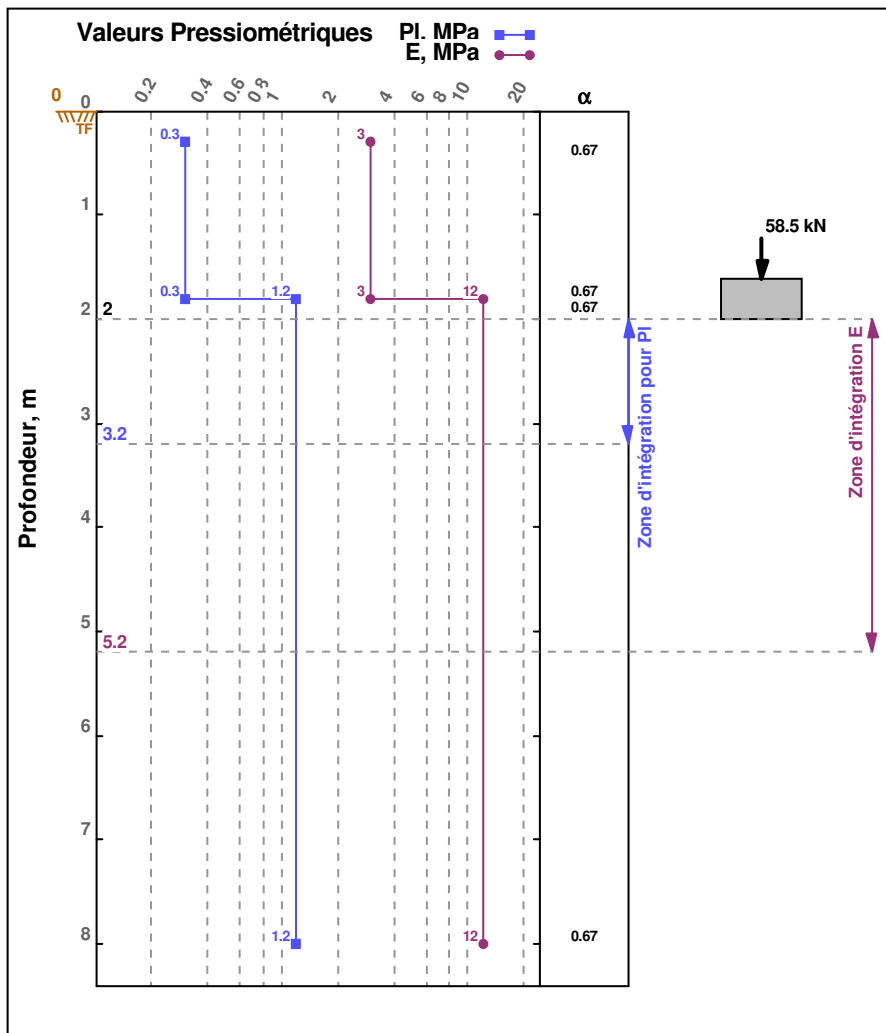
-Classe d'exposition du béton vis-à-vis du sol : Valable pour tous les échantillons.

Approuvé par :

Alexandra GUTTIN

Responsable Qualité et Sécurité

Annexe 6 : Notes de calculs - fondations



Fondation : Semelle rectangulaire
 Largeur : 0.8 m, Longueur : 1.2 m
 Aire : 0.96 m²
 Encastrement : 2 m
 Base de la fondation : 2 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :
 Argiles et limons

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 0 kN/m³

avant travaux = 18 kN/m³

Contrainte verticale finale q'_{0} : 0 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale σ'_{v0} : 36 kPa (calculée)

$\alpha = 0.67$ (fixé)

Cohésion sous la fondation : 5 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 25 °

Module de Young sous la fondation : 18 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.3

Fichier : verfi SP1.gfd



GEOFOND© V1.3.9 du 20/12/2023 développé par GEOS
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares
 92500 Rueil-Malmaison

Tél : 04 50 95 38 14
 Fax : 04 50 95 99 36

Données :

N°	Etat-limite	F (kN)	δ (°)	e_B (m)	e_L (m)	V_d (kN)	H_d (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	$\sigma_{V;d}$ (kPa)
1	ELS Q.P.	58.5	0	0	0	58.5	0	0	0	60.94
2	ELS cara.	67.5	0	0	0	67.5	0	0	0	70.31
3	ELU dur. trans.	94.5	0	0	0	94.5	0	0	0	98.44

Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h_r (m)	D_e (m)	k_p	p_{le} (MPa)	i_δ	$i_{\delta\beta}$	q_{net} (kPa)	A' (m ²)	$\gamma'_{r,v}$	$R_{V;d}$ (kN)
1	1.2	0.646	0.998	1.2	1	1	1194	0.96	2.3	415 vérifié
2	1.2	0.646	0.998	1.2	1	1	1194	0.96	2.3	415 vérifié
3	1.2	0.646	0.998	1.2	1	1	1194	0.96	1.4	682 vérifié

Tassements suivant la NF P 94-261 :

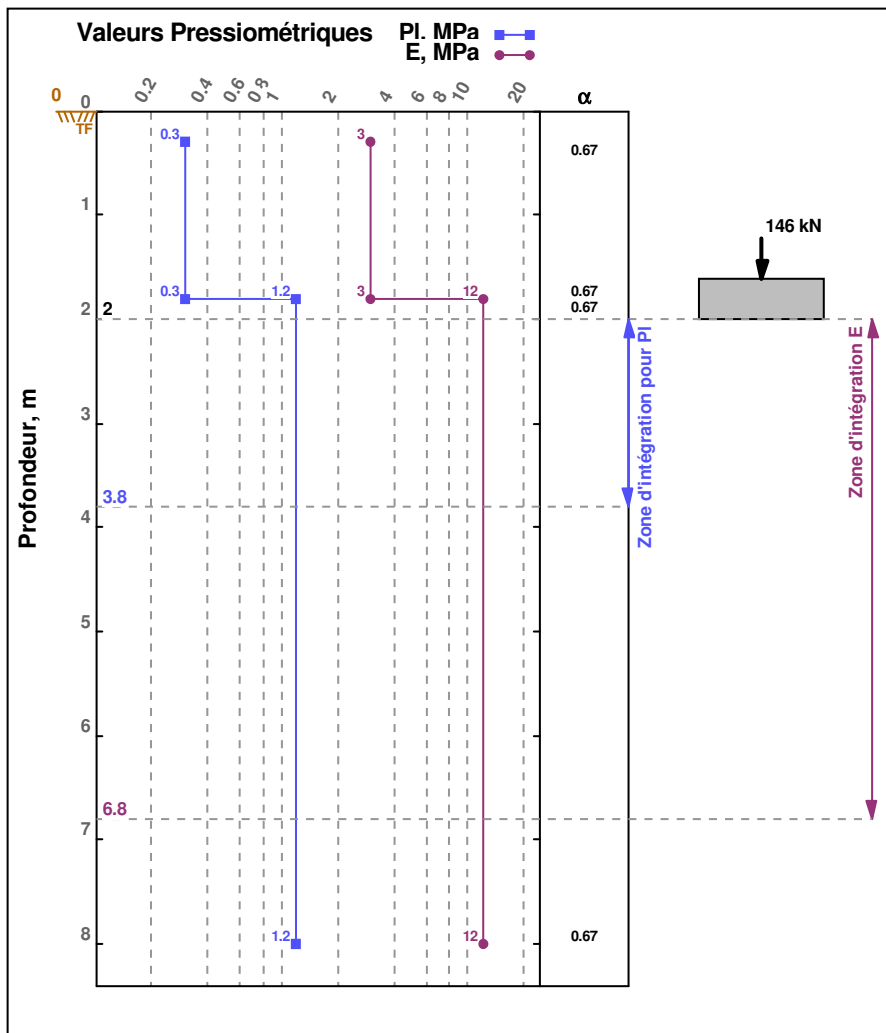
N°	q_{ref} (kPa)	E_c (MPa)	E_d (MPa)	λ_c	λ_d	S_c (cm)	S_d (cm)	S_f (cm)
1	60.9	12	12	1.15	1.32	0.0142	0.0406	0.0548
2	70.3	12	12	1.15	1.32	0.0196	0.0558	0.0754
3	98.4	12	12	1.15	1.32	0.0356	0.102	0.137

ADe2025-03-75/2 _ RF07/07/2025 08:53

POITIERS (86)

Pavillon Tony Lainé

SP1



Fondation : Semelle carrée

Côté : 1.2 m

Aire : 1.44 m²

Encastrement : 2 m

Base de la fondation : 2 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Argiles et limons

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 0 kN/m³

avant travaux = 18 kN/m³

Contrainte verticale finale q'_{0} : 0 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale σ'_{v0} : 36 kPa (calculée)

$\alpha = 0.67$ (fixé)

Cohésion sous la fondation : 5 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 25 °

Module de Young sous la fondation : 18 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.3

Fichier : verfi SP18.gfd



GEOFOND© V1.3.9 du 20/12/2023 développé par GEOS

site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares

92500 Rueil-Malmaison

Tél : 04 50 95 38 14

Fax : 04 50 95 99 36

Données :

N°	Etat-limite	F (kN)	δ (°)	e_B (m)	e_L (m)	V_d (kN)	H_d (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	$\sigma_{V;d}$ (kPa)
1	ELS Q.P.	146	0	0	0	146	0	0	0	101.4
2	ELS cara.	170	0	0	0	170	0	0	0	118.1
3	ELU dur. trans.	238.5	0	0	0	238.5	0	0	0	165.6

Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h_r (m)	D_e (m)	k_p	p_{le} (MPa)	i_δ	$i_{\delta\beta}$	q_{net} (kPa)	A' (m ²)	$\gamma'_{r,v}$	$R_{v;d}$ (kN)
1	1.8	0.646	0.972	1.2	1	1	1167	1.44	2.3	609 vérifié
2	1.8	0.646	0.972	1.2	1	1	1167	1.44	2.3	609 vérifié
3	1.8	0.646	0.972	1.2	1	1	1167	1.44	1.4	1000 vérifié

Tassements suivant la NF P 94-261 :

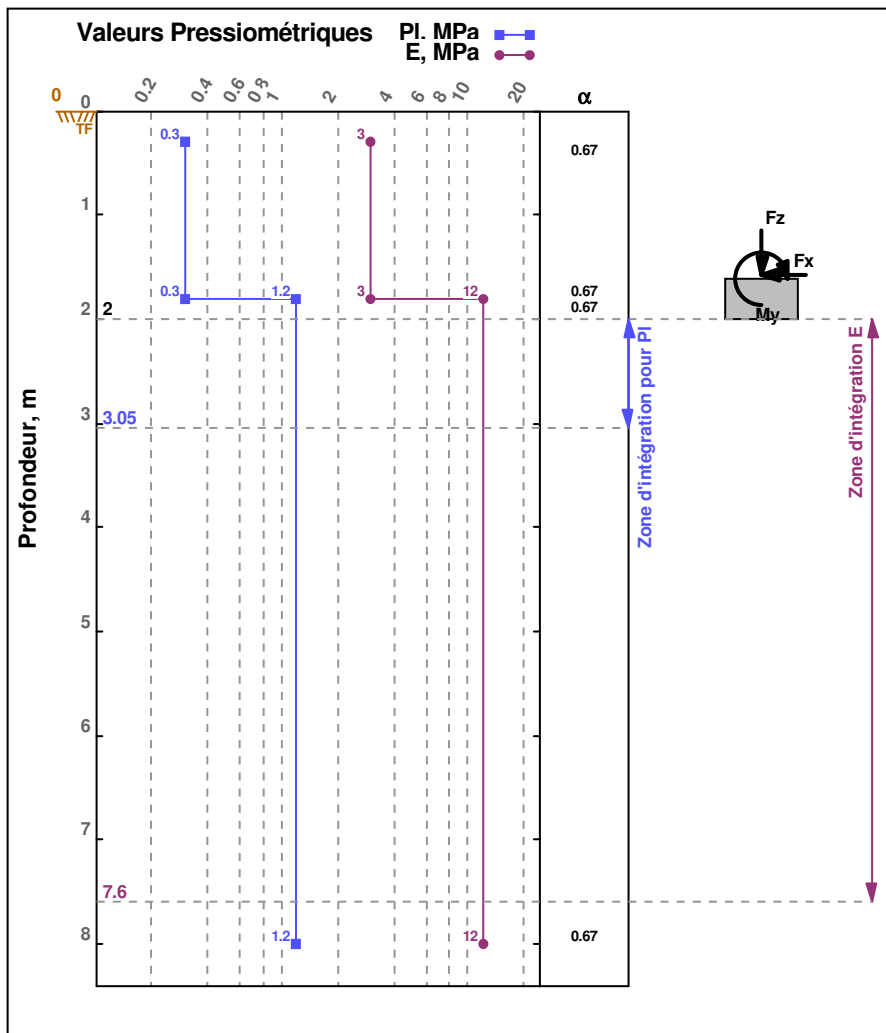
N°	q_{ref} (kPa)	E_c (MPa)	E_d (MPa)	λ_c	λ_d	S_c (cm)	S_d (cm)	S_f (cm)
1	101	12	12	1.1	1.12	0.0535	0.125	0.178
2	118	12	12	1.1	1.12	0.0672	0.157	0.224
3	166	12	12	1.1	1.12	0.106	0.247	0.353

ADe2025-03-75/2 _ RF07/07/2025 09:00

POITIERS (86)

Pavillon Tony Lainé

SP18



Fondation : Semelle rectangulaire
 Largeur : 0.7 m, Longueur : 1.4 m
 Aire : 0.98 m²
 Encastrement : 2 m
 Base de la fondation : 2 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Argiles et limons

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 0 kN/m³

avant travaux = 18 kN/m³

Contrainte verticale finale q'_0 : 0 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale σ'_{v0} : 36 kPa (calculée)

$\alpha = 0.67$ (fixé)

Cohésion sous la fondation : 5 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 25 °

Module de Young sous la fondation : 18 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.3

Fichier : verfi SP15sismique.gfd



GEOFOND© V1.3.9 du 20/12/2023 développé par GEOS

site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares

92500 Rueil-Malmaison

Tél : 04 50 95 38 14

Fax : 04 50 95 99 36

Données :

N°	Etat-limite	P_z (kN)	P_x (kN)	P_y (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_d (kN)	H_d (kN)	δ (°)	δ_x (°)	δ_y (°)	e_B (m)	e_L (m)	$\sigma_{V;d}$ (kPa)
1	ELU Acc.	171.5	24.4	20.4	0	0	171.5	31.8	10.51	8.097	6.783	-0	0	175

Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h_f (m)	D_e (m)	k_p	p_{le} (MPa)	i_δ	$i_{\delta\beta}$	q_{net} (kPa)	A' (m ²)	$\gamma'_{r,v}$	$R_{v;d}$ (kN)	Excentricité	$R_{h;d}$ (kN)
1	1.05	0.646	0.996	1.2	0.78	0.78	932.2	0.98	1.2	634 vérifié	vérifié	72.7 vérifié

Tassements suivant la NF P 94-261 :

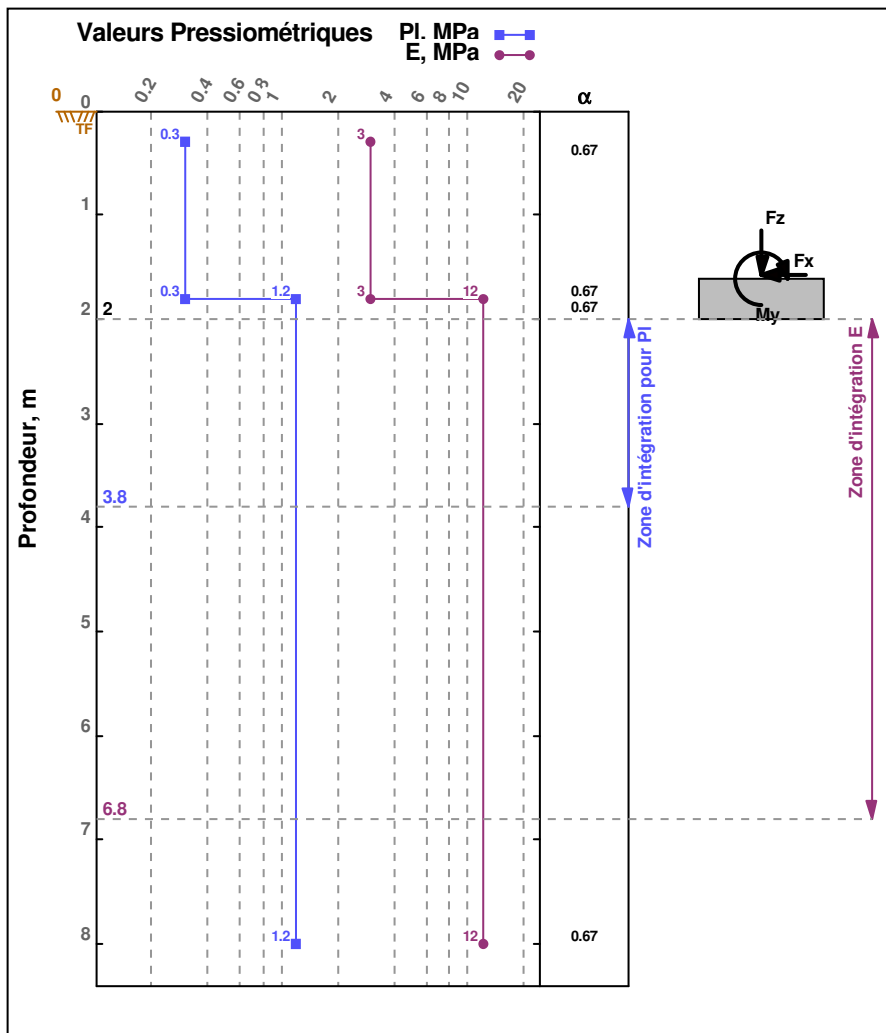
N°	q_{ref} (kPa)	E_c (MPa)	E_d (MPa)	λ_c	λ_d	S_c (cm)	S_d (cm)	S_f (cm)
1	175	12	12	1.2	1.53	0.0724	0.228	0.3

ADe2025-03-75/2 _ RF07/07/2025 09:13

POITIERS (86)

Pavillon Tony Lainé

SP15sis



Fondation : Semelle carrée

Côté : 1.2 m

Aire : 1.44 m²

Encastrement : 2 m

Base de la fondation : 2 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Argiles et limons

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 0 kN/m³

avant travaux = 18 kN/m³

Contrainte verticale finale q'_0 : 0 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale σ'_{v0} : 36 kPa (calculée)

$\alpha = 0.67$ (fixé)

Cohésion sous la fondation : 5 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 25 °

Module de Young sous la fondation : 18 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.3

Fichier : verfi SP18sismique.gfd



GEOFOND© V1.3.9 du 20/12/2023 développé par GEOS

site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares

92500 Rueil-Malmaison

Tél : 04 50 95 38 14

Fax : 04 50 95 99 36

Données :

N°	Etat-limite	P_z (kN)	P_x (kN)	P_y (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_d (kN)	H_d (kN)	δ (°)	δ_x (°)	δ_y (°)	e_B (m)	e_L (m)	$\sigma_{V;d}$ (kPa)
1	ELU Acc.	147.6	7	8.9	0	0	147.6	11.32	4.387	2.715	3.451	-0	0	102.5

Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h_r (m)	D_e (m)	k_p	p_{le} (MPa)	i_δ	$i_{\delta\beta}$	q_{net} (kPa)	A' (m ²)	$\gamma'_{r,v}$	$R_{v;d}$ (kN)	Excentricité	$R_{h;d}$ (kN)
1	1.8	0.646	0.972	1.2	0.905	0.905	1056	1.44	1.2	1056 vérifié	vérifié	62.57 vérifié

Tassements suivant la NF P 94-261 :

N°	q_{ref} (kPa)	E_c (MPa)	E_d (MPa)	λ_c	λ_d	S_c (cm)	S_d (cm)	S_f (cm)
1	102	12	12	1.1	1.12	0.0545	0.127	0.181

ADe2025-03-75/2 _ RF07/07/2025 09:11

POITIERS (86)

Pavillon Tony Lainé

SP18sis

NOTRE SIÈGE SOCIAL

170 rue du Traité de Rome CS 80131
84918 AVIGNON Cedex 9
Tél. : 04 90 01 39 02
contact@geotechnique-sas.com

Retrouvez toutes nos agences sur
www.geotechnique-sas.com

0 805 690 989



GÉotechnique
sciences de la terre sas