



# Etude G2 PRO

Équipe

**Autumn**  
Patriarche.

Phase

**PRO**

Indice

**A**

Date

**17.05.2024**

A	Diffusion PRO	29/04/2024
Indice	Modifications	Date

PRJ	PHASE	EMET	LOT	DOC	BAT	NUM	IND
CS	PRO	AUT	TCE	DOC	TTZ	3183	A

# PATRIARCHE

## GIF SUR YVETTE (91)

SUPELEC

Rue Joliot Curie

Restructuration et Constructions neuves

### ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION

Mission géotechnique G<sub>2</sub>-PRO – Phase Projet

RAPPORT N°G240074					PIECE N° 001
<b>C</b>					
<b>B</b>					
<b>A</b>	13/05/2024	J. RAKOTO	F. ANTOINE	45 pages sans annexes	PREMIERE DIFFUSION
INDICE	DATE	ETABLI PAR	VERIFIE PAR	Nb de PAGES	MODIFICATIONS - OBSERVATIONS

## SOMMAIRE

	Page
<b>1. PRESENTATION GENERALE - DEFINITION DE LA MISSION.....</b>	<b>5</b>
1.1. Objectifs de la mission .....	5
1.2. Etudes géotechniques déjà réalisées .....	6
1.3. Programme d'investigation de la présente mission .....	7
<b>2. REFERENCES ET REGLES DE CALCUL.....</b>	<b>9</b>
2.1. Textes règlementaires .....	9
2.2. Documents à disposition.....	9
2.3. Exigences.....	10
<b>3. PRESENTATION DU SITE .....</b>	<b>11</b>
3.1. Localisation du site.....	11
3.2. Contexte géologique et géotechnique.....	12
3.3. Contexte hydrologique et hydrogéologique .....	12
3.4. Phénomène de retrait-gonflement des argiles.....	13
3.5. Autres aléas géotechniques.....	13
<b>4. PRESENTATION DU PROJET.....</b>	<b>14</b>
4.1. Caractéristiques du projet .....	14
4.2. Caractéristiques des fondations de l'existant .....	16
4.3. Plan de fondations et combinaisons d'actions.....	17
4.4. Définition de la Zone d'Influence géotechnique du Projet (ZIG) .....	20
4.5. Synthèse des risques géotechniques .....	22
<b>5. RESULTATS OBTENUS LORS DES INVESTIGATIONS .....</b>	<b>23</b>
5.1. Nature des sols reconnus .....	23
5.2. Observations concernant l'eau .....	24
5.3. Caractéristiques pressiométriques .....	25
5.4. Paramètres de forage .....	30
5.4.1. Présentation des paramètres .....	30
5.4.2. Analyse des enregistrements de paramètres .....	30
5.5. Sondages au pénétromètre dynamique .....	31
5.5.1. Sondages pour les nouvelles voiries.....	31
5.5.2. Sondages pour les voiries à requalifier.....	33

5.5.3. Sondages sur le sol support du dallage existant .....	34
5.6. Essais en laboratoire .....	34
5.6.1. Agressivité des sols vis-à-vis du béton.....	34
5.6.2. Essais en laboratoire : caractérisation physique .....	35
5.6.2.1. Essais d'identification .....	35
<b>6. CONCLUSIONS – RECOMMANDATIONS .....</b>	<b>36</b>
6.1. Contexte géotechnique .....	36
6.2. Modèle géotechnique retenu.....	36
6.3. Etude géotechnique de projet .....	37
6.3.1. Généralités .....	37
6.3.2. Solution de fondations profondes .....	38
6.3.2.1. Hypothèses retenues .....	38
6.3.2.2. Prédimensionnement .....	38
6.3.2.3. Prédimensionnement pour des micropieux.....	40
6.3.3. Sujétions liées à la présence d'eau .....	41
6.3.3.1. Phase provisoire.....	41
6.3.3.2. Phase définitive.....	41
6.3.4. Terrassement et soutènements.....	42
6.3.4.1. Principes généraux.....	42
6.3.4.2. Extraction des déblais .....	42
6.3.4.3. Traficabilité du site .....	42
6.3.4.4. Talutage .....	42
6.3.5. Sols du projet.....	42
6.4. Mitoyens et avoisinants .....	43
6.5. Sujétions .....	43
6.5.1. Sujétions générales .....	43
6.5.2. Sujétions pour les fondations profondes.....	43

## LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Localisation de la zone d'étude (source : Geoportail).....	11
Figure 2 : Extrait de la carte géologique de Corbeil-Essonnes au 1/50 000ème du BRGM....	12
Figure 3 : Extrait de la carte de l'aléa des phénomènes de retrait-gonflement des argiles .....	13
Figure 4 – Extrait du document DDC transmis.....	14
Figure 5 - Voiries existantes (haut) et voiries projetées (bas).....	15
Figure 6 - Extrait de la légende du plan de fondations du bloc 06.....	16
Figure 7 - Extraits du dossier édité par le BET Omnium Technique OTH (Phase AO probablement – pages 2 et 3).....	17
Figure 8 - Coupe type du bâtiment 17 (document coupe sur zone 'F' - Aff 71.21 du 24/07/1972) .....	17
Figure 9 - DDC sur Escalier A1 .....	18

Figure 10 - DDC sur escalier B1 .....	18
Figure 11 - DDC sur Auvent .....	19
Figure 12 - Schéma de renforcement prévu par le biais d'une longrine existante.....	19
Figure 13 - Schéma de renforcement prévu par le biais d'une longrine/chevêtre à construire	20
Figure 14 - Définition de la ZIG (Zone d'Influence Géotechnique) du projet .....	21
Figure 15 : Distribution des modules pressiométriques (à gauche) et des pressions limites nettes (à droite), dans les Argiles à meulière.....	26
Figure 16 : Distribution des modules pressiométriques (à gauche) et des pressions limites nettes (à droite), dans les sables.....	27
Figure 17 : Répartition des modules pressiométriques mesurées en fonction de la cote altimétrique - échelle semi-logarithmique.....	28
Figure 18 : Répartition des pressions limites nettes mesurés en fonction de la cote altimétrique – échelle semi-logarithmique .....	29

## **ANNEXES**

Annexe 1 : PLAN DE SITUATION

Annexe 2 : PLAN D'IMPLANTATION

Annexe 3 : COUPES ET RESULTATS DES SONDAGES

Annexe 4 : RESULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE

Annexe 5 : RESULTATS DES CALCULS FOXTA

Annexe 6 : CLASSIFICATION DES MISSIONS GEOTECHNIQUES ET SCHEMA D'ENCHAINEMENT DES MISSIONS GEOTECHNIQUES SELON LA NORME NF P 94-500 DE NOVEMBRE 2013

## **1. PRESENTATION GENERALE - DEFINITION DE LA MISSION**

A la demande de PATRIARCHE, en qualité de MOA, nous avons procédé à une étude géotechnique de conception en phase Projet sur le terrain abritant le bâtiment BREGUET de l'ancien site de l'école CentraleSupélec. Le site est localisé rue Joliot Curie à Gif sur Yvette (91).

Le présent rapport rend compte des résultats obtenus dans le cadre d'une mission d'étude géotechnique de conception en phase Projet (mission géotechnique type G<sub>2-PRO</sub> selon la norme NF P 94-500 de Novembre 2013).

### **1.1. Objectifs de la mission**

Les objectifs seront les suivants pour la phase PRO :

- préciser la synthèse géotechnique et hydrogéologique du site,
- évaluer et définir les aléas géotechniques ainsi que leurs incidences sur le projet d'aménagement,
- mettre au point le Projet pour la part des ouvrages géotechniques :
  - o élaboration des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques : fondations, terrassements,
  - o élaboration des notes de calcul de dimensionnement niveau projet de ces ouvrages (suivant les normes d'applications de l'Eurocode 7),
- proposer les différentes valeurs seuils à retenir en termes de soutènements (s'il y en a). Pour la structure, il convient de se référer aux exigences du AMOA,
- préciser les dispositions à retenir vis-à-vis des avoisinants et des éventuels réseaux enterrés,
- donner les principales sujétions de conception et de réalisation des ouvrages géotechniques liées en particulier à la présence de l'eau et des ouvrages avoisinants.

Nous rappelons que notre mission, telle qu'elle a été prévue, ne comporte pas une approche des quantités et de coûts.

## **1.2. Etudes géotechniques déjà réalisées**

Nous rappelons que le site a déjà fait l'objet d'une étude géotechnique de conception en phase Avant-projet réalisé par le BET BS Consultants (Rapport GJn 2023-01-15\_indice 0 du 04/04/2023) Dans le cadre de cette étude, les investigations suivantes ont été réalisées :

- 14 sondages pressiométriques, dont 5 descendus jusqu'à 25 m de profondeur (SP8, SP10, SP12, SP13), 6 vers 15 m de profondeur (SP2, SP4, SP6\_1, SP6\_2, SP9 et SP11) et 3 vers 10 m de profondeur (SP1, SP3 et SP5),
- 163 (4 x 14 + 13 + 3 x 8 + 2 x 15 + 14 + 10 + 9 + 7) essais pressiométriques répartis dans les sondages précédents,
- l'enregistrement numérique des paramètres de forage,
- 2 sondages carottés (SC1 et SC2) descendus respectivement à 10 m et à 5 m de profondeur,
- des échantillons prélevés au droit des sondages précédents,
- 2 piézomètres mis en place dans les sondages précédents,
- 10 forages spécifiques à la tarière dont 4 (TH1 à TH4) descendus à 3 m de profondeur et 6 (T5 à T10) descendus à 5 m de profondeur,
- 4 sondages destructifs descendus à 3 m de profondeur (SD7 à SD10),
- 3 essais au pénétromètre dynamique descendus à 5 m ou au refus,
- 3 fouilles de reconnaissance de fondations descendus entre 1,3 et 2,8 m de profondeur (F4 à F7),
- 2 essais Nasberg réalisés dans un forage descendu à 1,3 m de profondeur.
- 6 analyses de l'agressivité des sols vis-à-vis du béton,
- 3 classifications GTR réalisé sur les échantillons ainsi prélevés,
- 3 essais de perméabilités.

Aucun nivellement de ces sondages n'a été réalisé par le BET BS Consultants. Nous avons donc rattaché la tête de ces sondages au nivellement NGF à l'aide du plan topographique qui nous a été transmis. Si besoin, le géomètre expert du projet pourra procéder à un relevé plus précis de la tête de ces sondages.



### **1.3. Programme d'investigation de la présente mission**

Dans le cadre de la présente mission G2-PRO, nous avons prévu de procéder aux sondages complémentaires suivants :

#### **Pour la restructuration du bâtiment existant :**

- 6 fouilles à la pelle mécanique pour la reconnaissance des pieux de fondations (les 6 sondages ci-après seront implantés à proximité de ces pieux ou dans la fouille). Les 2 fouilles prévues à l'intérieur n'ont pas encore pu être réalisés<sup>1</sup>.
- 3 sondages pressiométriques dont 2 descendus à 20 m et 1 à 25 m de profondeur avec tubage provisoire des sols meubles et utilisation éventuelle de boue,
- 46 (2 x 14 + 18) essais pressiométriques répartis dans les sondages précédents,
- l'enregistrement numérique des paramètres de forage,
- 3 sondages destructifs descendus à 23 m de profondeur. Les 2 sondages prévus à l'intérieur n'ont pas encore pu être réalisés,
- l'équipement des 6 sondages précédents en tubes lisses,
- la réalisation de 6 essais en sismique parallèle pour la reconnaissance des longueurs des pieux existants,
- 3 sondages à la tarière descendus à 4 m de profondeur à proximité des zones de nouvelles fondations à créer,
- le prélèvement de 3 échantillons dans les tarières et de 8 échantillons dans les fouilles,
- 3 classifications GTR avec mesure des paramètres liés à des sols argileux ( $W_P$ ,  $W_L$  et  $IP$ ),
- le nivellement des point de sondages.

#### **Pour les nouvelles voiries :**

- 10 sondages au pénétromètre dynamique descendus à 3 m de profondeur ou au refus, répartis dans les zones de nouvelles voiries,
- 10 sondages à la tarière descendus à 2 m de profondeur répartis sur ces nouvelles voiries,
- le prélèvement de 10 échantillons,
- 10 classifications GTR pour la définition de la PST/AR.

---

<sup>1</sup> Plusieurs fouilles ont dû être déplacées à l'extérieur compte tenu de la présence de réseaux ou d'échafaudages qui empêchaient la réalisation des fouilles aux endroits préalablement définis. Par ailleurs, compte tenu de la présence de plusieurs débords en béton, de probables têtes de pieux qui descendent à 2 m de profondeur, de la présence d'eau en fond de fouille et des éboulements des parois de la fouille pendant l'excavation, les diamètres des pieux n'ont pas u être systématiquement reconnus.

Pour la requalification des voiries existantes :

- le passage d'un déflectographe pour mesurer la déformabilité de la chaussée existante (non encore réalisé, en attente de disponibilité<sup>2</sup>),
- le relevé des éventuelles dégradations existantes,
- 4 carottages de chaussée pour déterminer le type de structure existante (jusque vers 0,4 m de profondeur),
- 4 sondages au pénétromètre dynamique descendus à 2 m de profondeurs réalisés au droit des sondage réalisés précédemment.

Pour le dallage existant ou à créer :

Nous avons retenu les superficies suivantes : Zone A : ~1970 m<sup>2</sup> (4 sondages) , Zone B : ~2710 m<sup>2</sup> (5 sondages), Zone C : ~6570 m<sup>2</sup> (9 sondages), Zone D : ~2630 m<sup>2</sup> (5 sondages). Le nombre d'essais est conforme à ce qui est demandé par le DTU 13.3 (§A.2.4). Par ailleurs, nous avons prévu un carottage du dallage préalablement aux essais.

- 24 carottages de dallage sur 0,15 m environ (3,6 m) – une douzaine réalisée à ce jour<sup>3</sup>,
- 24 essais au pénétromètre dynamique descendus à 1/2 m au droit des carottages ainsi réalisés (seuls 6 ont été réalisés à ce jour).
- le relevé des matériaux de la couche de forme après la réalisation des essais au pénétromètre dynamique (6 prélèvements) pour classification GTR.

Il s'agit de sondages géotechniques dont l'objectif n'est ni de détecter ni de quantifier une éventuelle trace de pollution.

Dans la suite du présent rapport, toutes les profondeurs sont données par rapport à la tête des sondages. Pour nos sondages, un nivellement a été réalisé par l'intermédiaire d'un GPS. Si besoin est, ce nivellement pourra être vérifié par le géomètre-expert du projet.

---

<sup>2</sup> L'essai de déflexion n'a pas encore pu être réalisé en raison de l'indisponibilité de l'équipe spécifique associée. Elle le sera dans les prochaines semaines.

<sup>3</sup> En raison du désamiantage en cours, plusieurs zones n'étaient pas accessibles. Une nouvelle intervention est prévue ultérieurement. Seuls 13 carottage sont pu être réalisés et 6 pénétrés à ce jour.



















## **2. RÉFÉRENCES ET RÈGLES DE CALCUL**

### **2.1. Textes réglementaires**

Les textes réglementaires sur lesquels s'appuient généralement les études géotechniques sont présentés en annexe 2 du présent document.

### **2.2. Documents à disposition**

Les documents à notre disposition pour la rédaction du présent rapport sont les suivants :

-  Descente de charge
-  DOE
-  Etudes geotechnique existante
-  Annexe 1 - Plan topographique\_CENTRALESUPELEC.pdf
-  Annexe 2 - Plan masse - plan de repérage.pdf
-  Annexe 3 - DT.zip
-  CDC géotechnique - Supélec .docx
-  3457-APD-IAT-PLA-TTZ-3000-VRD-02 Plan des structures.pdf
-  Annexe1 - Repérage des zones à analyser.pdf
-  Plan01-1-Planning des études et travaux\_IndB.pdf
-  SKM\_654e17083010440 Fondations spéciales.pdf
-  5-E\_Diagnostic structurel\_ind4.pdf
-  3457 Dallages.pdf
-  A22342- Plan de géodétection\_Campus de GIF-SUR-YVETTE.pdf
-  A22342\_Rapport de géodétection Campus de GIF-SUR-YVETTE.pdf
-  Annexe 1 - Etat des réseaux existants.pdf
-  Supélec - Analyse rapport d'inspection télévisée IATEC.pdf
-  T147 Supélec-PRO-DDC partielle 240422.pdf

### **2.3. Exigences**

A titre indicatif, conformément aux normes NF EN 1990 et NF EN 1997-1/NA, les exigences suivantes, relatives à la structure, ont été retenues :

- Durée d'utilisation : 50 ans (à confirmer par le Maître d'Ouvrage)
- Classe de conséquence : CC2 (à confirmer par le Maître d'Ouvrage)
- Catégorie géotechnique : 2

Il est rappelé que ces hypothèses devront avoir été entérinées par la Maîtrise d'Ouvrage au moment de l'établissement des pièces contractuelles (DCE-ACT), elles-mêmes établies en corrélation avec les résultats de la présente mission G<sub>2</sub>-PRO.

### 3. PRÉSENTATION DU SITE

#### 3.1. Localisation du site

Le projet se situe au niveau de l'intersection entre les avenues Coriolis et Borotra, sur le site de l'Ecole Polytechnique à Palaiseau (91).

D'une superficie d'environ 10 345 m<sup>2</sup>, il correspond aux parcelles cadastrales de section OY numérotées 19 et 186 et de section BL numérotée 197.

Le site d'étude est bordé au nord par l'avenue René Descartes, à l'est par une partie du parking existant conservé, à l'ouest par l'avenue Gustave Coriolis et au sud par l'avenue Jean Borotra. Il est actuellement occupé par un parking visiteurs.

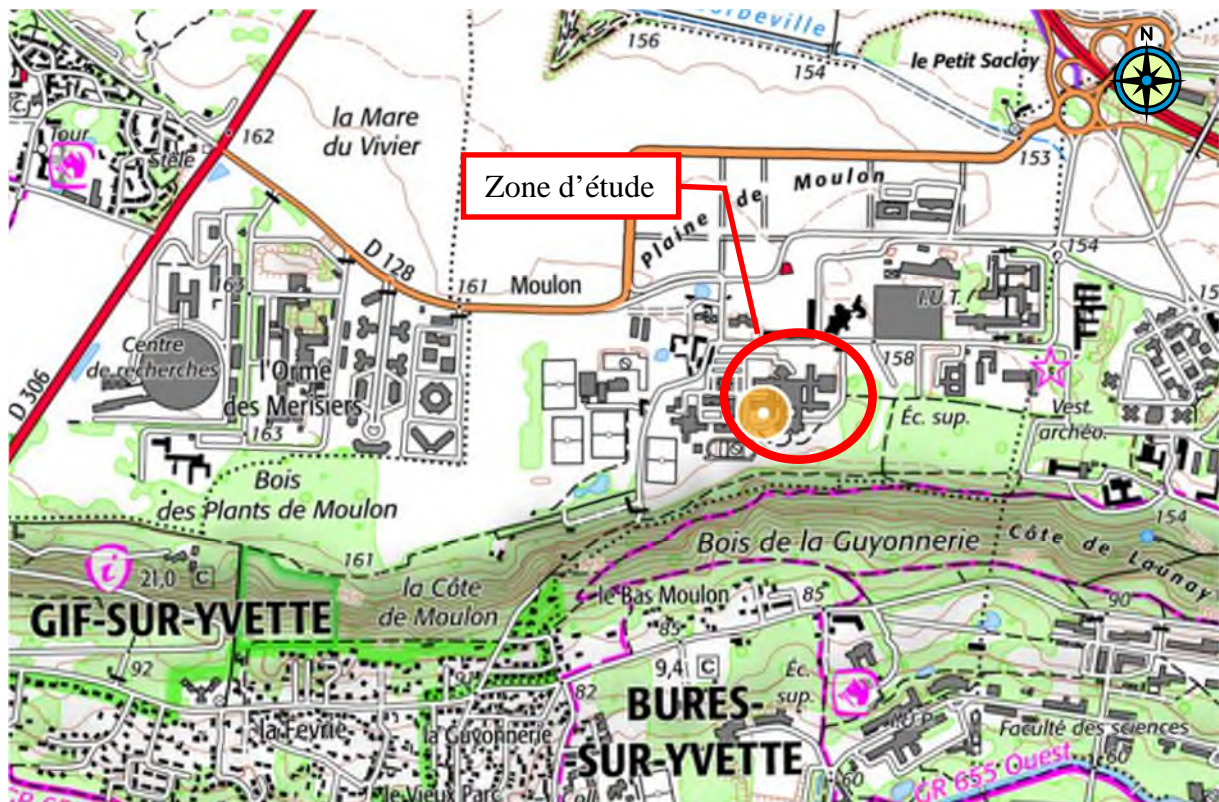


Figure 1 : Localisation de la zone d'étude (source : Geoportail)

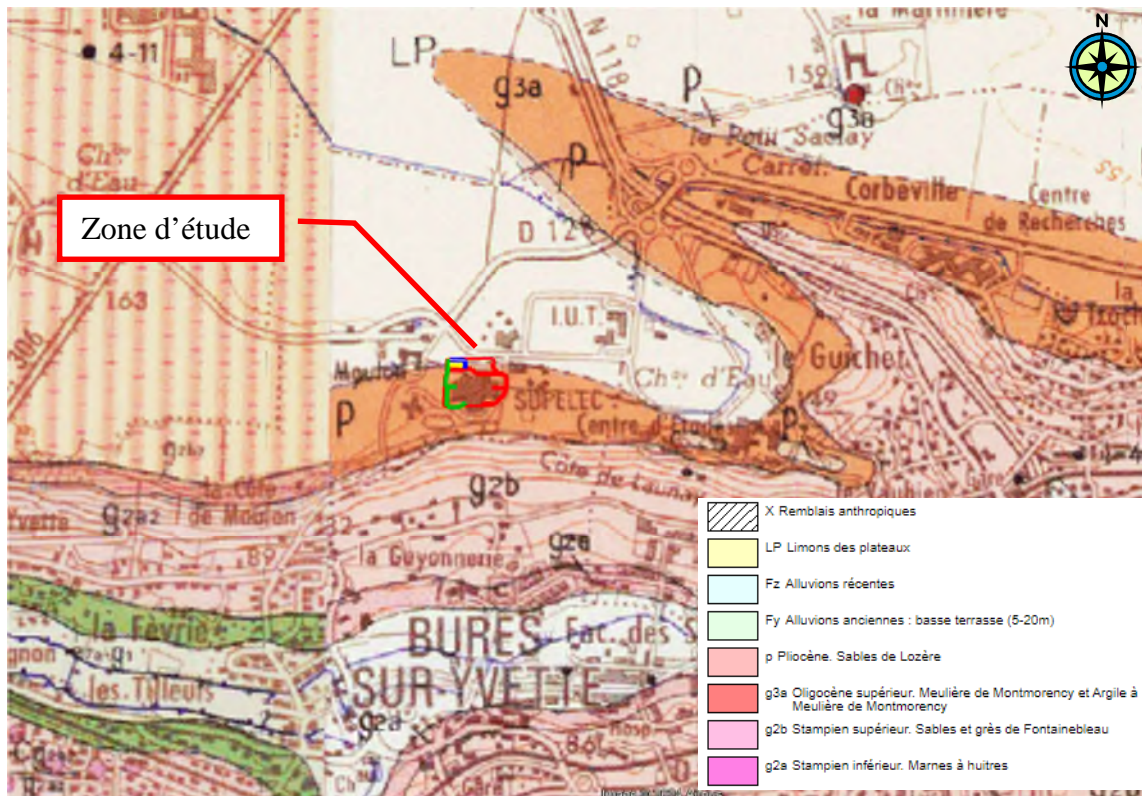
Le terrain étant localisé sur le plateau de la Plaine de Moulon, il est relativement plat et horizontal à l'échelle du site. Le niveau altimétrique du terrain se situe aux alentours des cotes 160/160,5 NGF.



### 3.2. Contexte géologique et géotechnique

D'après les renseignements en notre possession (carte géologique de Paris au 1/25 000<sup>ème</sup> et études déjà réalisées dans ce secteur), la succession géologique présumée à cet emplacement est la suivante :

- *Limon des plateaux,*
- *Argiles à meulière de Montmorency,*
- *Sables de Fontainebleau.*



**Figure 2 : Extrait de la carte géologique de Corbeil-Essonnes au 1/50 000<sup>ème</sup> du BRGM**

### 3.3. Contexte hydrologique et hydrogéologique

Au vu du contexte géologique du site, il apparaît que la nappe phréatique (la plus superficielle) est contenue dans les Limons des Plateaux et dans les Argiles à meulière de Montmorency, à la faveur des passées sableuses ou filons de meulière de cette formation. La présence de plan d'eau (mares et étangs) non loin du site pourrait en témoigner.

La nappe de l'Oligocène représentée par les Sables de Fontainebleau constitue une nappe d'importance régionale. Cette nappe plus profonde est naturellement isolée de la nappe phréatique par l'horizon relativement peu perméable des Argiles à meulière de Montmorency. Cette nappe n'impactera pas a priori le projet.

De plus, des circulations et accumulations d'eau sont attendues au sein des terrains superficiels ou à l'interface « limon/Argile à Meulière », à la faveur des passages les plus perméables.

### 3.4. Phénomène de retrait-gonflement des argiles

D'après les informations fournies par le BRGM, le terrain se situe en partie en zone d'aléa fort vis-à-vis des risques de retrait gonflement des formations argileuses.

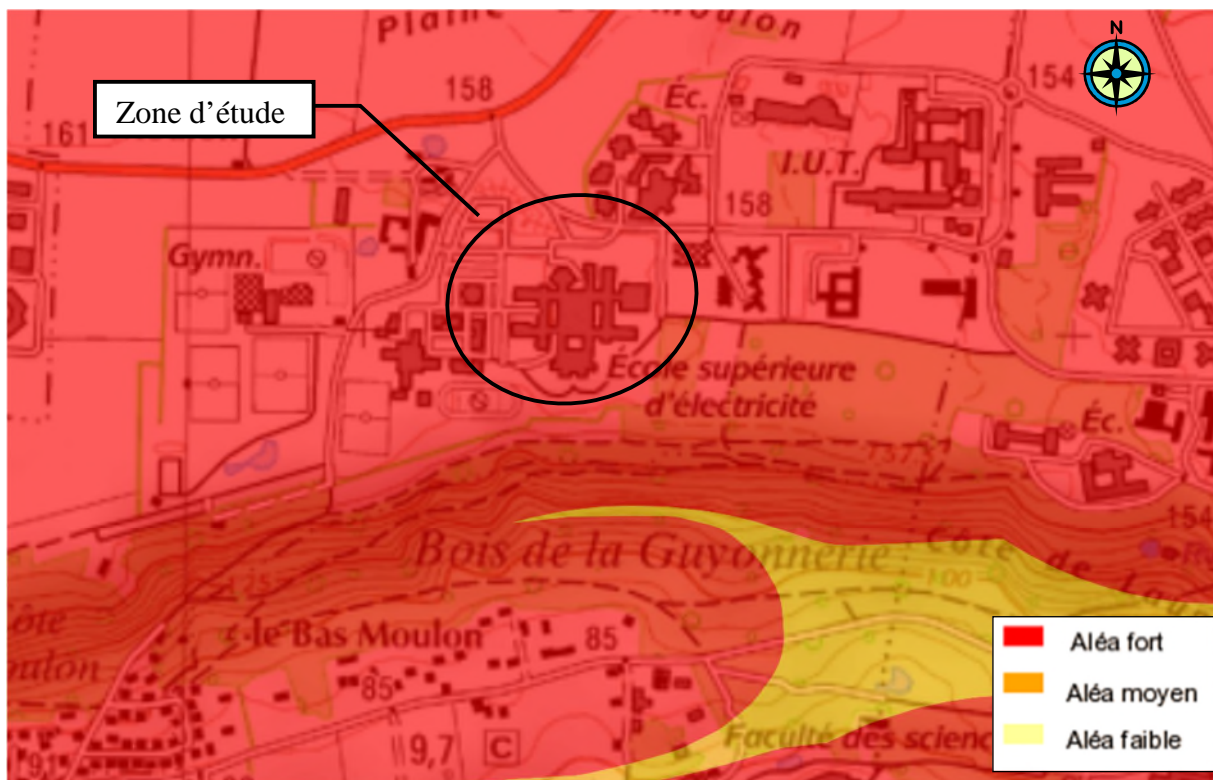


Figure 3 : Extrait de la carte de l'aléa des phénomènes de retrait-gonflement des argiles

### 3.5. Autres aléas géotechniques

De plus, on note que la parcelle étudiée se situe :

- en dehors de la zone de dissolution du gypse antéludien définie par arrêté inter-préfectoral,
- en dehors des zones d'exploitations souterraines et/ou à ciel ouvert recensées dans le département de l'Essonne,
- en zone 1 (*sismicité très faible*) selon les décrets n°2010-1254 et n°2010-1255 du 22 octobre 2010, relatifs à la prévention des risques sismiques entrés en vigueur le 1<sup>er</sup> mai 2011 (*art. D. 563-8-1 du Code de l'Environnement*).

## 4. PRESENTATION DU PROJET

### 4.1. Caractéristiques du projet

Aucun plan ni coupe du projet de construction neuve ne nous a été transmis. Cette version du rapport est donc **une version provisoire** qui reste à mettre à jour lorsque le projet sera définitivement arrêté.

Pour la structure du bâtiment existant, selon les informations à notre disposition, sur la base du document de descentes de charges transmis, il est prévu les travaux suivants :

- création d'une extension (Auvent) au Nord, Section G1,
- restructuration des escaliers A1, B1, C1, D1, E2,
- restructuration des blocs G2, B2, E1, F1, F2 et F3.

Le niveau fini du dallage existant sera, a priori, conservé.

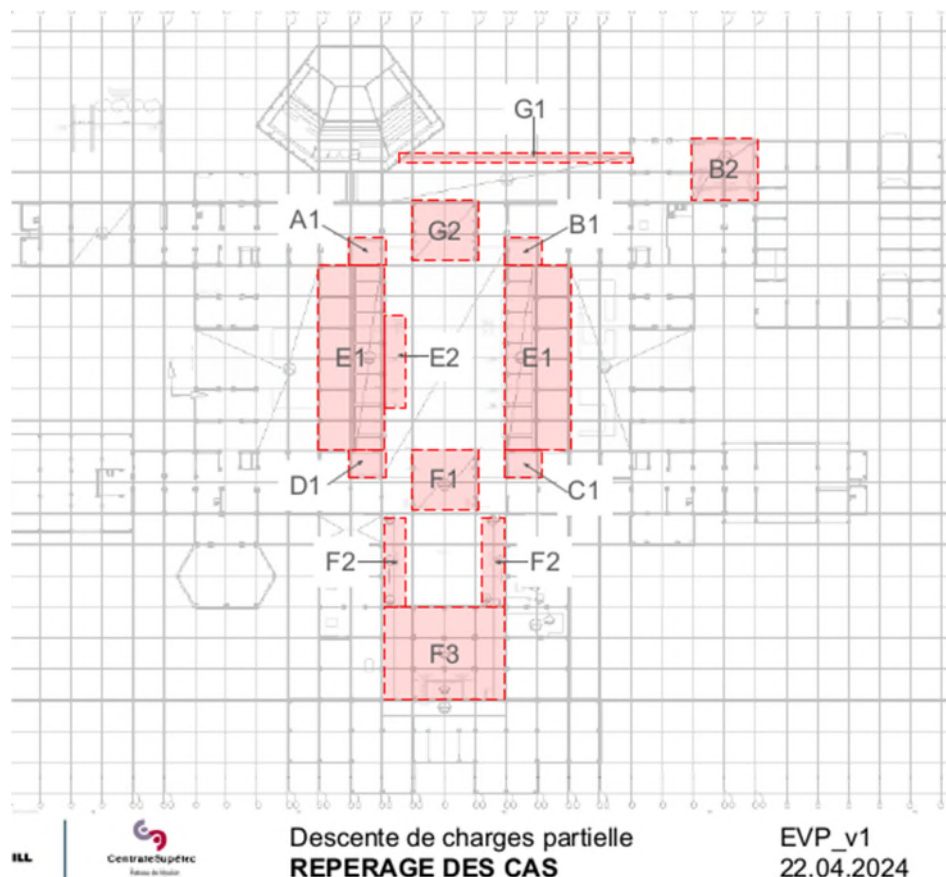
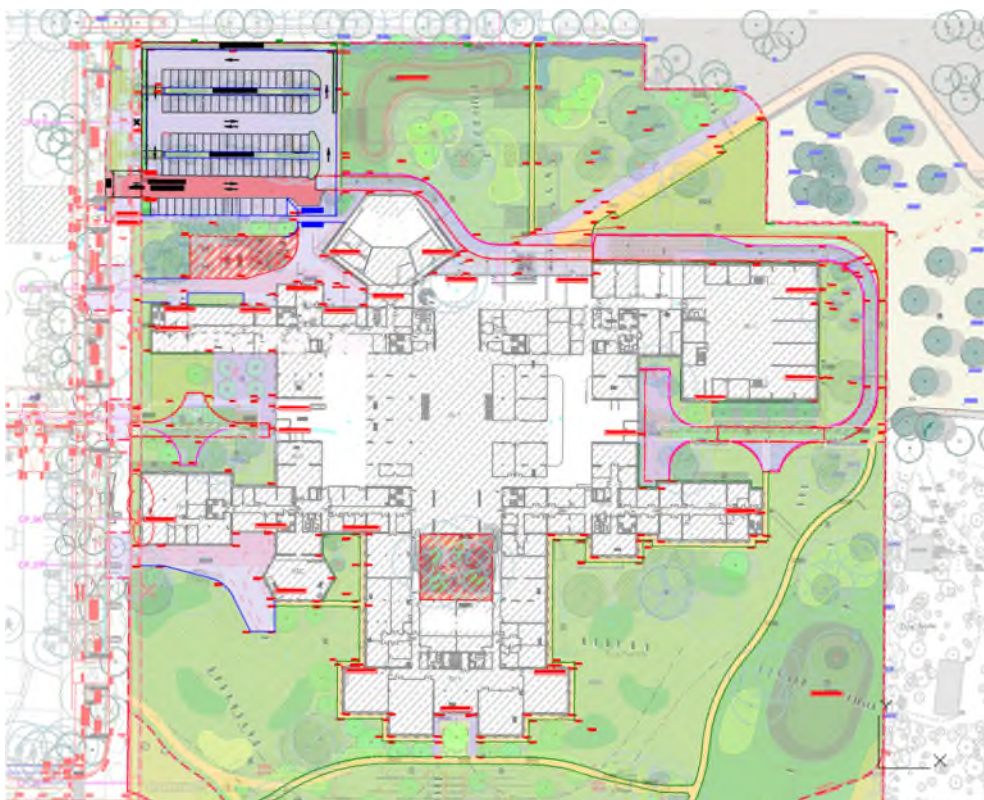


Figure 4 – Extrait du document DDC transmis

Pour l'espace extérieur, de nouvelles voiries seront créées tandis que certaines existantes seront requalifiées. Les revêtements futurs par rapport à l'existant sont résumés sur la figure ci-après.











**Figure 5 - Voiries existantes (haut) et voiries projetées (bas)**

#### 4.2. Caractéristiques des fondations de l'existant

Selon les informations à notre disposition, le bâtiment est fondé sur pieux. Les plans de fondations transmis indiquent ainsi que les diamètres des pieux varient d'un diamètre de 400 mm à 1 000 mm avec une contrainte de travail du béton défini à 5 bars. A cet égard, un extrait de la légende du plan de pieux du bloc 06 est reproduit ci-après :

Legende

	$F_p$	Nombre
	$\phi 50$ 100 <sup>t</sup>	5
	$\phi 60$ 144 <sup>t</sup>	2
	$\phi 70$ 196 <sup>t</sup>	6
	$\phi 80$ 257 <sup>t</sup>	8
	$\phi 90$ 326 <sup>t</sup>	3
	$\phi 100$ 400 <sup>t</sup>	2
		<u>26 pieux</u>

Force portante  $F_p$  (en tonnes)  
pour  $\sigma_b = 50$  bars

Figure 6 - Extrait de la légende du plan de fondations du bloc 06

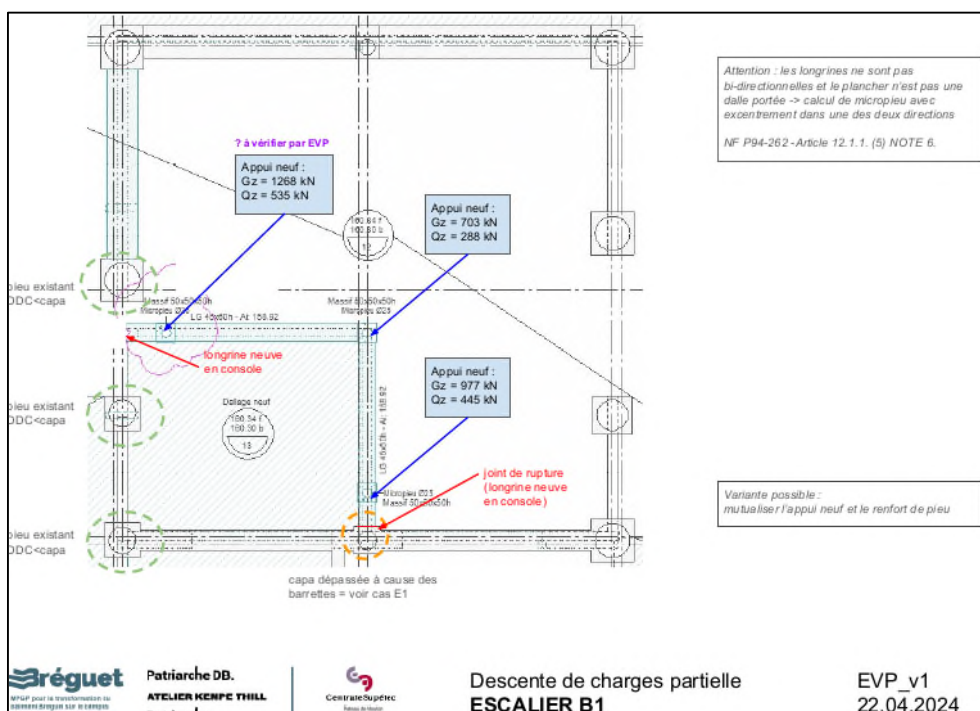
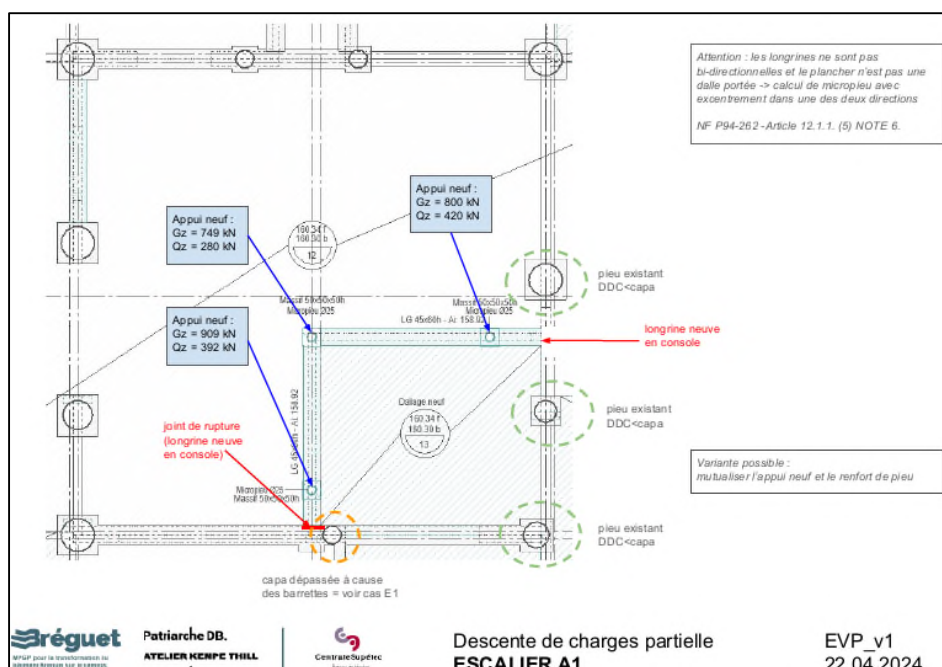
Les longueurs des pieux nous sont inconnues. Toutefois, selon le document intitulé « Devis descriptif » édité en partie par le BET Omnium Technique OTH (Affaire Orsay-2803), les pieux devaient être ancrés de 3 diamètres dans les sables de Fontainebleau rencontrés à partir de 49 NGF.

A la demande du Service Constructeur de l'Académie de PARIS, le Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien de Trappes a effectué une étude géotechnique du terrain destiné à la construction de l'Ecole Supérieure d'Electricité d'ORSAY

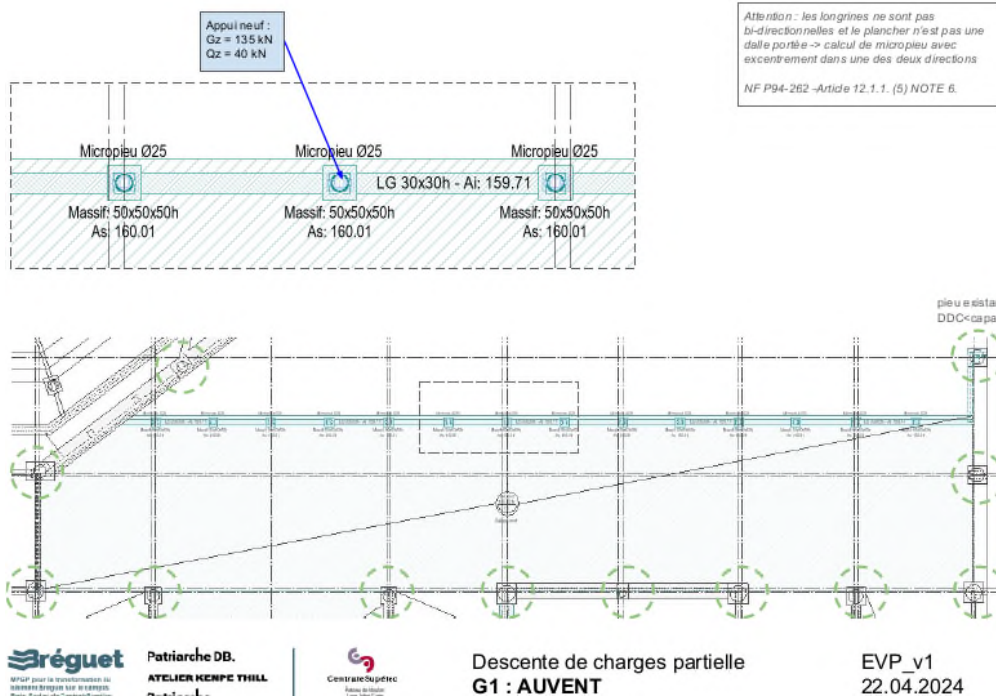
La géologie du site peut être résumée comme suit :

- des alluvions récentes en surface ( limon et sables argileux de LOZERE ) d'épaisseur assez variable meulière atteindre 7.00 m
- l'argile à meulière de Beauce
- les sables de Fontainebleau dont le toit, sensiblement à 11,00 m de profondeur, soit 149,00 N.G.F., comporte à son sommet des bancs, gréseux tabulaires à ciment siliceux et extrêmement durs.





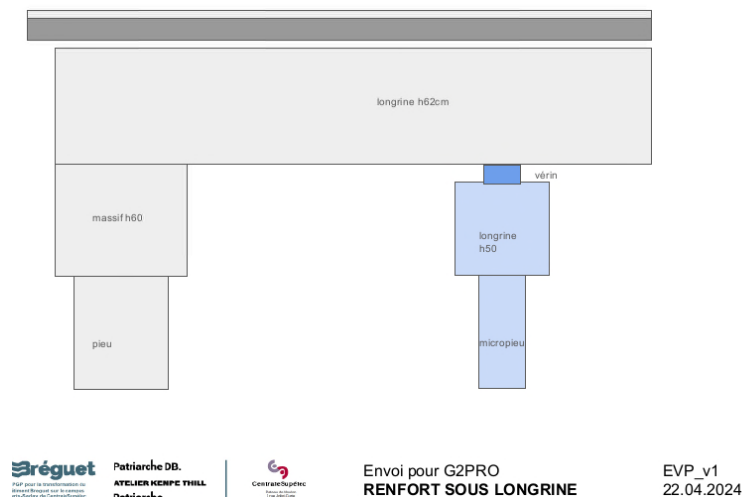




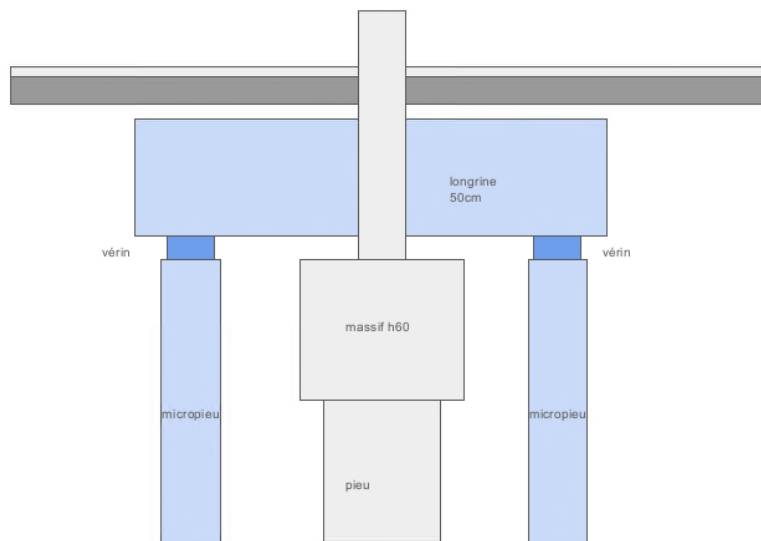
**Figure 11 - DDC sur Auvent**

Ces éléments laissent apparaître que certains micropieux (appuis neufs) seront chargés à plus de 1 000 kN. Nous recommandons que les micropieux soient dimensionnés pour reprendre au maximum à l'ELS caractéristiques des charges de l'ordre de 60/70 tonnes. Cette sujétion impliquera des dédoublements voire des tripodes dans certains cas.

Selon les plans transmis, certains pieux seront surchargés au-delà de la capacité portante actuelle. Dans ces cas, un renforcement par micropieux vérinés est prévu. Les schémas de principe transmis par le BET du MOA sont rappelés ci-dessous :



**Figure 12 - Schéma de renforcement prévu par le biais d'une longrine existante**



**Figure 13 - Schéma de renforcement prévu par le biais d'une longrine/chevêtre à construire**

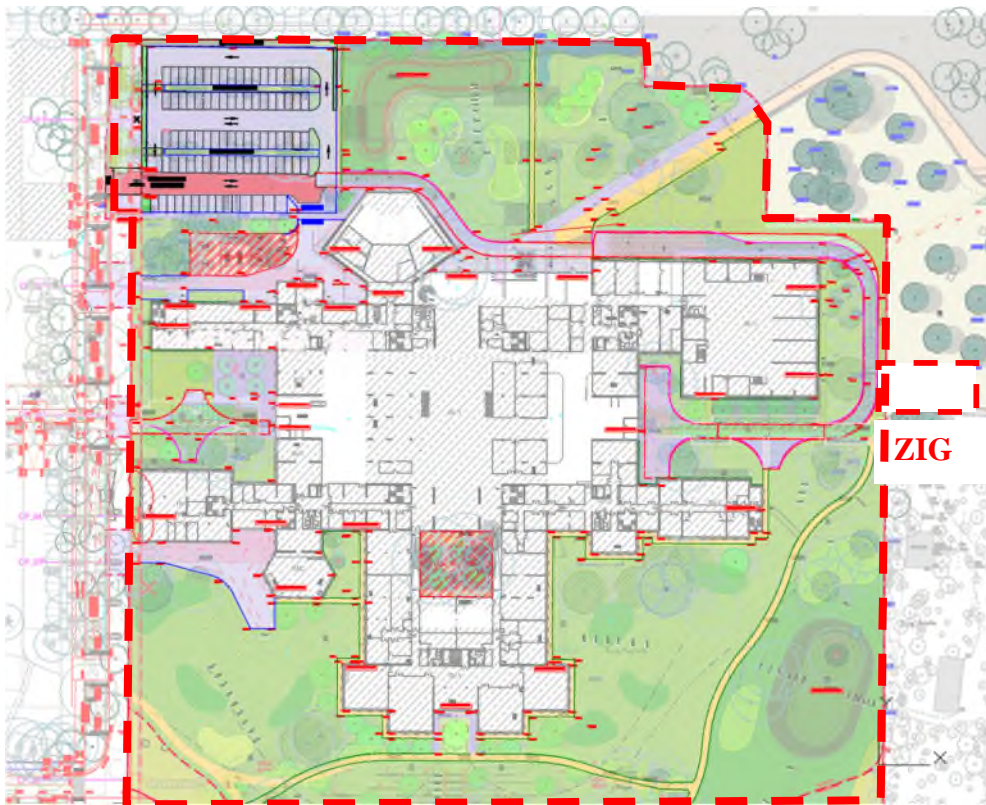
Concernant le sol du projet, selon les informations à notre disposition, le MOA souhaite conserver le dallage existant. Notre mission ne concerne que la caractérisation de la partie géotechnique de cet ouvrage, en l'occurrence, la couche de forme et le sol sous-jacent. Concernant la structure du dallage qui est en béton (armé ou non), il s'agit d'un ouvrage structurel et il appartiendra à l'ingénieur structure du projet de définir si elle peut être conservée ou non eu égard aux caractéristiques géotechniques du sol support.

#### **4.4. Définition de la Zone d'Influence géotechnique du Projet (ZIG)**

Les visites de site réalisées par nos soins, ainsi que les informations qui nous ont été transmises ne nous ont pas permis d'identifier au stade actuel du projet, la présence d'avoisinants sensibles émergents aux environs immédiats du projet.

Dans ces conditions, les ZIG du projet associé aux travaux, dans un plan horizontal<sup>4</sup>, est définie sur la figure ci-après :

<sup>4</sup> Dans le plan vertical, il est évident que la ZIG sera fonction du type de fondations retenue et en particulier de leur ancrage.



**Figure 14 - Définition de la ZIG (Zone d'Influence Géotechnique) du projet**

Cette ZIG est définie sur une bande d'environ 1 m autour de la limite d'emprise du projet (y compris les voiries à construire).<sup>5</sup>

<sup>5</sup> Cette ZIG devra bien évidemment être redéfinie par le géotechnicien de la mission G3 car il est évident que dans le cas d'une méthodologie de fondations différente, la ZIG doit être redéfinie.

#### 4.5. Synthèse des risques géotechniques

La synthèse des différents risques géotechniques à prendre en compte pour le projet est présentée dans le tableau suivant :

Type de risque	Fort	Moyen	Faible	Très Faible
Risque carrières			✓	
Risque dissolution du gypse			✓	
Risque lié au retrait-gonflement des sols argileux	✓			
Risque inondation par remontée de nappe		✓		
Risque sismique				✓



## **5. RÉSULTATS OBTENUS LORS DES INVESTIGATIONS**

### **5.1. Nature des sols reconnus**

Les coupes des sondages sont réalisées à l'aide des cuttings extraits au droit des sondages exécutés selon une méthode destructive. Cette méthode ne permet d'avoir qu'une coupe approchée donnant une indication sur la nature des terrains traversés sous réserve qu'il n'y ait pas de perte d'injection du fluide de forage. De plus, le remaniement des matériaux peut entraîner des imprécisions et donc des variations sur les profondeurs présentées. Seul, un sondage carotté permettrait de définir avec précision la lithologie des terrains traversés.

Dans le cas présent, les 2 sondages carottés ont permis de caractériser précisément la lithologie jusqu'à 10 m de profondeur.

Ainsi, l'examen des matériaux remontés au cours de l'exécution des sondages a permis d'établir comme suit la succession des différentes formations rencontrées :

#### **Remblais/terrains remaniés**

Des matériaux hétérogènes composés de sables et limons de couleur marron et de cailloux, ont été mis en évidence jusque vers 0,5 à 2,7 m de profondeur en fonction des sondages.

Ces matériaux correspondent à des remblais qui peuvent présenter des surépaisseurs localisées en fonction des aménagements passés du terrain (anciennes constructions, réseaux enterrés...) et renfermer tout aussi bien des niveaux indurés de toutes dimensions que des passages complètement décomprimés.

#### **Limons**

Au-delà des matériaux précédents, des limons de couleur marron, plus ou moins argileux ou sableux, ont été rencontrés sur des épaisseurs réduites de l'ordre de 1 m environ, soit jusque vers 158 m NGF environ. Ces matériaux n'ont été rencontrés qu'au droit de quelques sondages (SP1, SP6, SP11 et SP12).

Ces matériaux sont à rattacher aux Limons des Plateaux.

Ils peuvent présenter des surépaisseurs localisées. Ils présentent une sensibilité notable à l'eau et peuvent perdre toute consistance pour une faible variation de leur teneur en eau. Ces matériaux, en tête, pourraient correspondre en partie à des remblais ou à des matériaux remaniés. Ils peuvent renfermer des blocs ou niveaux indurés de toute dimension.

### **Argiles**

Directement sous les remblais ou sous les limons, des argiles marron/orangées/rougeâtres avec des blocs de meulière ont été reconnues jusque vers 10/11 m de profondeur, soit jusque vers 149,5/150 m NGF.

Ces matériaux correspondent aux Argiles à Meulière de Montmorency qui présentent des faciès argileux avec des passages plus ou moins sableux au sein desquels se développent des circulations d'eau erratiques. Ils renferment par ailleurs des blocs pouvant atteindre des dimensions importantes, en proportion très aléatoire.

Nous rappelons enfin que ces matériaux constituent un niveau quasi-imperméable sur lequel les eaux d'infiltration peuvent s'écouler ou s'accumuler.

### **Sables**

Enfin, des sables fins grisâtres avec des passages argileux et des bancs de grès ont été rencontrés jusqu'à la base des sondages dont les plus profonds sont arrêtés vers 25 m de profondeur, soit jusque vers 135NGF.

Ces matériaux correspondent à la formation des Sables de Fontainebleau qui renferment des niveaux grésifiés résistants.

## **5.2. Observations concernant l'eau**

Lors des interventions précédentes, les niveaux d'eau suivants ont été relevés :

Date de relevé	PZ1	PZ2
Janvier 2021 (Fin de chantier)	2,6	3,6
22/03/2023	1,9	SEC

### 5.3. Caractéristiques pressiométriques

Les valeurs des caractéristiques mécaniques des terrains ( $E_M$  : module pressiométrique,  $Pl^*$  : pression limite nette) ont été déterminées par des essais pressiométriques réalisés au droit des sondages pressiométriques. L'analyse des valeurs obtenues est la suivante :

- Remblais

⇒ *Jusque vers 0,5/2,7 m de profondeur,*

⇒ *Nombre d'essais : 6 essais,*

⇒ *Analyse des 6 essais pris en compte :*

$E_M$ mini	$E_M$ maxi	$E_M$ moyen (a)	$E_M$ moyen (b)	Ecart-type	Dispersion
1,5 MPa	8,4 MPa	4,4 MPa	3,0 MPa	3,0 MPa	0,69

$Pl^*$ mini	$Pl^*$ maxi	$Pl^*$ moyen (a)	$Pl^*$ moyen (b)	Ecart-type	Dispersion
0,24 MPa	0,42 MPa	0,30 MPa	0,28 MPa	0,07 MPa	0,23

(a) : moyenne arithmétique

(b) : moyenne harmonique

Les essais réalisés dans cet horizon mettent en évidence des terrains de compacité très variable avec des valeurs faibles généralement.

- Limons

⇒ *de 0,5/2 m jusque vers 2/3 m de profondeur, soit jusque vers 158 m NGF,*

⇒ *Nombre d'essais : 5 essais,*

⇒ *Analyse des 5 essais pris en compte :*

$E_M$ mini	$E_M$ maxi	$E_M$ moyen (a)	$E_M$ moyen (b)	Ecart-type	Dispersion
4,4 MPa	18,6 MPa	9,7 MPa	7,1 MPa	6,3 MPa	0,65

$Pl^*$ mini	$Pl^*$ maxi	$Pl^*$ moyen (a)	$Pl^*$ moyen (b)	Ecart-type	Dispersion
0,28 MPa	0,90 MPa	0,63 MPa	0,53 MPa	0,25 MPa	0,40

(a) : moyenne arithmétique

(b) : moyenne harmonique

Les essais réalisés dans cet horizon mettent en évidence des terrains de compacité généralement médiocre.

- Argiles

⇒ De 0,5/2,7-3 m jusque vers 11 m de profondeur, soit jusque vers 149,5/150 m NGF,

⇒ Nombre d'essais : 100 essais,

⇒ Analyse des 100 essais pris en compte :

$E_M$ mini	$E_M$ maxi	$E_M$ moyen (a)	$E_M$ moyen (b)	Ecart-type	Dispersion
8,0 MPa	>100,0 MPa	>35,2 MPa	>25,1 MPa	-	-

$Pl^*$ mini	$Pl^*$ maxi	$Pl^*$ moyen (a)	$Pl^*$ moyen (b)	Ecart-type	Dispersion
0,70 MPa	>5,00 MPa	>2,17 MPa	>1,77 MPa	-	-

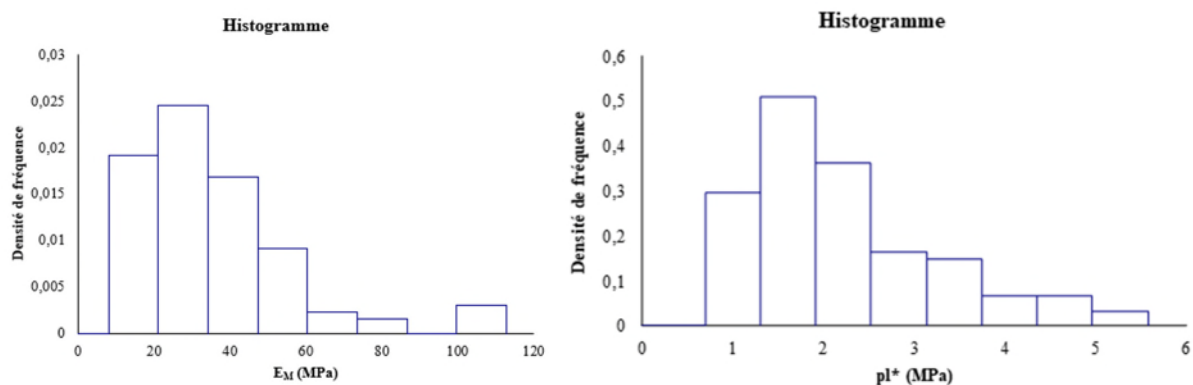
(a) : moyenne arithmétique

(b) : moyenne harmonique

Les essais réalisés dans cet horizon mettent en évidence des terrains de compacité variable moyenne à très bonne.

Les valeurs pressiométriques élevées peuvent caractériser des blocs ou des niveaux fortement charpentés en blocs de meulière indurés. On notera néanmoins que leurs caractéristiques à l'interface avec les limons sont légèrement plus faibles.

Les histogrammes suivants présentent les distributions des valeurs pressiométriques obtenues dans ces matériaux :



**Figure 15 : Distribution des modules pressiométriques (à gauche) et des pressions limites nettes (à droite), dans les Argiles à meulière**

<i>Argiles à meulière</i>	<b><math>E_M</math> (MPa)</b>	<b><math>Pl^*</math> (MPa)</b>
<i>Tendance</i>	<i>Log-Normale (<math>R^2 = 0,99</math>)</i>	<i>Log-Normale (<math>R^2 = 0,99</math>)</i>
Valeurs Caractéristiques	22,5	1,65

- Sables

⇒ Au-delà d'environ 11 m de profondeur, soit à partir d'environ 149,5/150 NGF,

⇒ Nombre d'essais : 50 essais,

⇒ Analyse des 50 essais réalisés :

E <sub>M</sub> mini	E <sub>M</sub> maxi	E <sub>M</sub> moyen (a)	E <sub>M</sub> moyen (b)	Ecart-type	Dispersion
47,2 MPa	>250,0 MPa	>98,3 MPa	>89,4 MPa	-	-

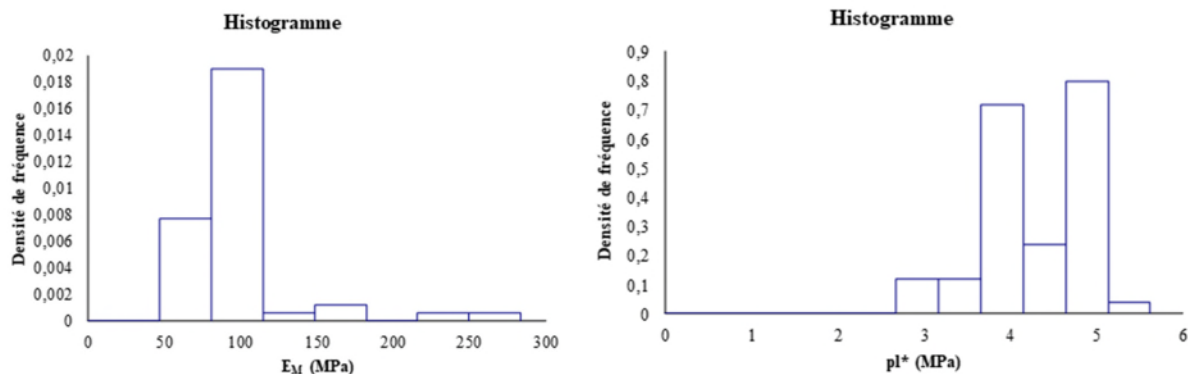
PI* mini	PI* maxi	PI* moyen (a)	PI* moyen (b)	Ecart-type	Dispersion
2,68 MPa	>5,60 MPa	>4,34 MPa	>4,24 MPa	-	-

(a) : moyenne arithmétique

(b) : moyenne harmonique

Ces matériaux apparaissent sains et de bonne densité générale. On note que des bancs de grès très indurés ont été rencontrés vers 11 m de profondeur. Ceci n'exclut pas la possibilité de les rencontrer aléatoirement au-delà de ces profondeurs.

Les histogrammes suivants présentent les distributions des valeurs pressiométriques obtenues dans ces matériaux :

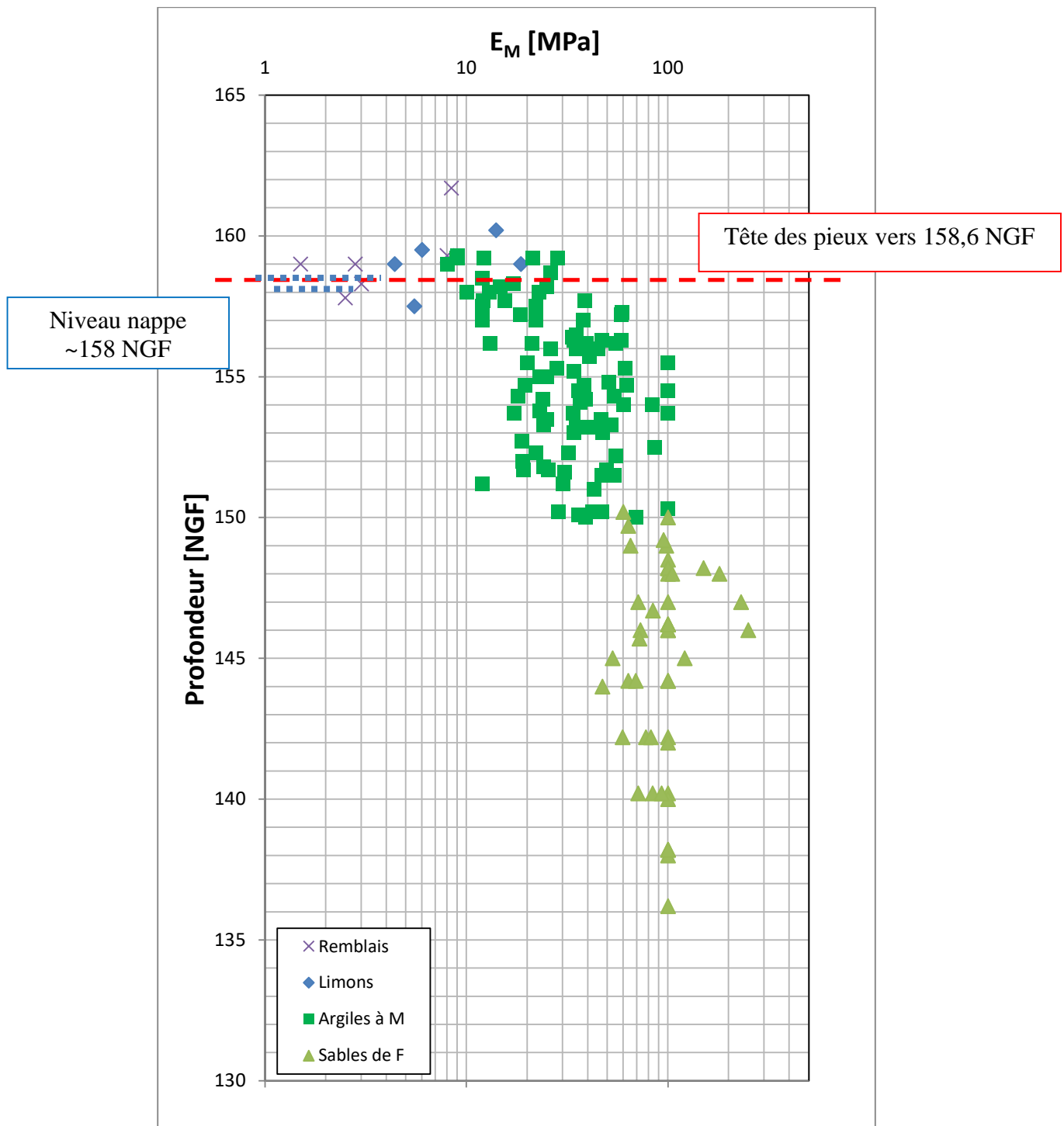


**Figure 16 : Distribution des modules pressiométriques (à gauche) et des pressions limites nettes (à droite), dans les sables**

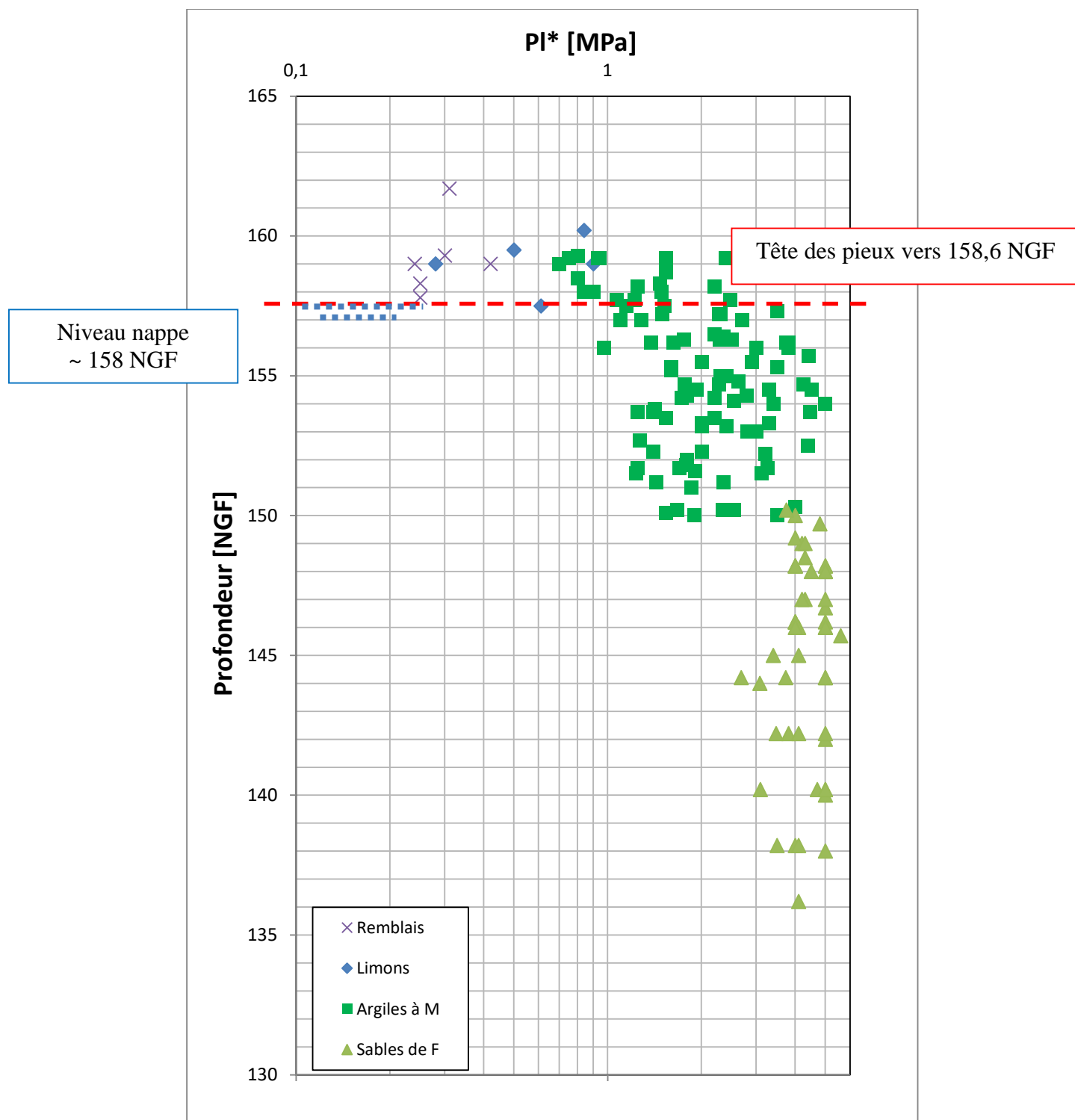
<i>Sables</i>	<b>E<sub>M</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>PI*</b> <b>(MPa)</b>
<i>Tendance</i>	<i>Non significative</i>	<i>Normale</i> <i>(R<sup>2</sup>=0,97)</i>
Valeurs Caractéristiques	50,0	4,15

- Synthèse

Une répartition des pressions limites et des modules pressiométriques est présentée sur les figures suivantes (Valeurs de  $Pl^*$  et  $E_M$  en fonction des cotes altimétriques).



**Figure 17 : Répartition des modules pressiométriques mesurés en fonction de la cote altimétrique - échelle semi-logarithmique**



**Figure 18 : Répartition des pressions limites nettes mesurées en fonction de la cote altimétrique – échelle semi-logarithmique**

## **5.4. Paramètres de forage**

### **5.4.1. Présentation des paramètres**

Pour nos sondages, l'enregistrement numérique des paramètres de forage a été réalisé par l'intermédiaire d'un appareil numérique de type EXPLOFOR ou GEOBOX de la Société APAGEO.

Cet appareil présente les caractéristiques suivantes :

- 2 types d'enregistrement simultanés :
  - ⇒ Graphiques,
  - ⇒ Numériques.
- l'enregistrement de 4 ou 5 paramètres de forages sur voies indépendantes, à savoir :
  - ⇒ Pression sur l'outil,
  - ⇒ Pression d'injection,
  - ⇒ Couple de rotation,
  - ⇒ Pression de retenue,
  - ⇒ Vitesse d'avancement.

Dans le cas présent, la lecture de ces paramètres se fait principalement par comparaison des contrastes de vitesse d'avancement.

### **5.4.2. Analyse des enregistrements de paramètres**

L'analyse des paramètres de forage permet de mettre en évidence des contrastes de compacité entre formations. Au droit du site, ces contrastes mécaniques sont relativement élevés et on observe plus précisément les principaux points suivants :

- la traversée des remblais et des limons s'accompagne de vitesses d'avancement de l'outil généralement élevées qui témoignent de la faible tenue de ces matériaux jusque vers 0,5 à 3 m de profondeur,
- lorsque l'outil de forage pénètre dans les argiles, on remarque que la vitesse d'avancement diminue sans toutefois que cette diminution soit très nette. Cette diminution traduit une meilleure compacité de ces matériaux,
- elle diminue nettement dans les sables de Fontainebleau traduisant ainsi la très bonne densité de ces matériaux.

Ainsi, on notera l'absence d'anomalies particulières au droit du site.



## 5.5. Sondages au pénétromètre dynamique

Des sondages au pénétromètre dynamique ont été réalisés sur l'espace extérieur pour les voiries (nouvelles voiries et requalifications) ainsi que pour le sol support du dallage existant. Les résultats de ces sondages sont résumés dans les paragraphes ci-après.

Les diagrammes de pénétration dynamique donnent les valeurs de la résistance dynamique de pointe ( $R_d$ ) en fonction de la profondeur, à partir des avant-trous réalisés au travers de la structure de chaussée.

A partir des pénétrogrammes, la compacité relative des terrains a été déterminée. Les valeurs de résistance dynamique ( $R_d$ ) mesurées peuvent être interprétées de la façon suivante :

- 0 MPa : résistance nulle, voire vide (TF0), ■
- 0 à 2 MPa : résistance très faible à faible (TF), ■
- 2 à 4 MPa : résistance médiocre (F), ■
- 4 à 8 MPa : résistance moyenne (M), ■
- > 8 MPa : résistance élevée (E). ■

### 5.5.1. Sondages pour les nouvelles voiries

Profondeur/TN		PD11	PD12	PD13	PD14	PD15
0,0	0,1	TF	TF	TF	E	E
0,1	0,2	TF	TF	TF	E	E
0,2	0,3	TF	TF	TF	E	E
0,3	0,4	F	TF	TF	E	E
0,4	0,5	F	F	TF	E	E
0,5	0,6	M	F	F	M	E
0,6	0,7	M	F	F	F	M
0,7	0,8	E	E	M	F	F
0,8	0,9	E	E	F	F	F
0,9	1,0	E	M	M	F	F
1,0	1,1	E	F	F	F	F
1,1	1,2	M	M	F	F	E
1,2	1,3	M	E	F	F	E
1,3	1,4	M	M	E	F	M
1,4	1,5	F	F	E	M	M
1,5	1,6	M	F	E	F	F
1,6	1,7	F	F	F	M	F
1,7	1,8	M	M	M	M	M
1,8	1,9	M	F	F	M	F

Profondeur/TN		PD11	PD12	PD13	PD14	PD15
1,9	2,0	E	F	M	M	M
2,0	2,1	E	F	F	F	M
2,1	2,2	M	M	M	F	M
2,2	2,3	M	M	M	F	E
2,3	2,4	M	M	M	F	M
2,4	2,5	F	E	M	M	F
2,5	2,6	M	M	F	E	F
2,6	2,7	E	F	M	E	M
2,7	2,8	E	M	F	E	M
2,8	2,9	M	F	M	E	M
2,9	3,0	M	M	M	M	M
3,0	3,1	M	M	M	E	M
3,1	3,2	M	E	M	E	F
3,2	3,3	M	M	M	M	M
3,3	3,4	M	E	M	M	M
3,4	3,5	M	M	M	M	M
3,5	3,6	E	M	M	E	M
3,6	3,7	E	E	E	E	M
3,7	3,8	M	E	E	E	M
3,8	3,9	M	E	E	E	M
3,9	4,0	M	E	E	M	M

Profondeur/TN		PD16	PD17	PD18	PD19	PD20
0,0	0,1	TF	TF	TF	TF	TF
0,1	0,2	TF	TF	TF	TF	TF
0,2	0,3	TF	TF	TF	TF	TF
0,3	0,4	TF	TF	TF	TF	M
0,4	0,5	F	TF	TF	TF	E
0,5	0,6	M	F	F	TF	M
0,6	0,7	M	E	F	F	F
0,7	0,8	M	E	F	F	F
0,8	0,9	M	F	M	F	F
0,9	1,0	M	F	M	F	F
1,0	1,1	E	TF	E	F	TF
1,1	1,2	E	TF	E	F	F
1,2	1,3	E	F	E	M	M
1,3	1,4	M	E	M	M	F

Profondeur/TN		PD16	PD17	PD18	PD19	PD20
1,4	1,5	F	M	M	M	F
1,5	1,6	M	F	E	F	M
1,6	1,7	M	M	E	M	M
1,7	1,8	M	M	E	E	F
1,8	1,9	M	E	E	E	E
1,9	2,0	F	M	E	E	E
2,0	2,1	M	F	E	E	E
2,1	2,2	F	M	E	E	E
2,2	2,3	M	E	E	E	E
2,3	2,4	M	M	E	E	E
2,4	2,5	F	E	E	E	E
2,5	2,6	M	M	E	E	M
2,6	2,7	M	M	E	E	M
2,7	2,8	M	M	E	E	M
2,8	2,9	F	E	E	E	M
2,9	3,0	F	E	E	E	M
3,0	3,1	M	M	E	E	M
3,1	3,2	M	M	E	E	E
3,2	3,3	M	E	E	E	E
3,3	3,4	M	E	E	E	E
3,4	3,5	E	E	E	E	E
3,5	3,6	E	E	E	M	E
3,6	3,7	E	E	E	E	E
3,7	3,8	M	E	E	E	E
3,8	3,9	E	E	M	E	E
3,9	4,0	E	E	M	E	E

Il apparaît ainsi que globalement, les caractéristiques mécaniques sont relativement faibles sur les premiers 0,3 à 0,5 m du sol. Ces caractéristiques mécaniques s'améliorent avec la profondeur et deviennent élevés globalement à partir de 1,5/2,0 m de profondeur.

### 5.5.2. Sondages pour les voiries à requalifier

(en cours de dépouillement)

### 5.5.3. Sondages sur le sol support du dallage existant

Profondeur/TN		PN35	PN37	PN41	PN42	PN43	PN44
0,0	0,1						
0,1	0,2	E					
0,2	0,3	E	F	F	E	E	
0,3	0,4	E	M	F	M	M	E
0,4	0,5	E	M	M	E	M	E
0,5	0,6	M	F	M	M	M	E
0,6	0,7	F	M	E	M	M	F
0,7	0,8	F	F		E	M	F
0,8	0,9	F	F			F	M
0,9	1,0	F				F	M
1,0	1,1					F	
1,1	1,2					F	

Ces résultats indiquent clairement la présence d'une couche de forme sous le dallage existant comparativement aux sondages réalisés à l'extérieur, hors zone de sondages.

Concernant les résultats, mis à part les essais réalisés au droit des 2 sondages PN37 et PN41, la couche de forme apparaît compacte (Module EV2 > MPa<sup>6</sup>).

## 5.6. Essais en laboratoire

### 5.6.1. Agressivité des sols vis-à-vis du béton

Lors de la première intervention, des prélèvements de sols ont été analysés au droit de 5 sondages à la tarière (notés TH6, TH8, TH9, TH10, T10) afin de caractériser l'agressivité des sols en place vis-à-vis des bétons depuis les niveaux des plateformes d'intervention.

Les concentrations mesurées dans les sols et des eaux sont comparées aux valeurs définies par les tableaux de la norme EN 206-1 relative à la classification des environnements agressifs pour les bétons.

**Tableau 1 : Agressivité des sols en fonction de leur concentration en agents agressifs**

Degré d'agressivité	Faiblement agressif	Modérément agressif	Fortement agressif
Sulfate (SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> ) en mg/kg	2 000 à 3 000	3 000 à 12 000	12 000 à 24 000

<sup>6</sup> Cf. note d'information du SETRA de juin 2007, tableau n°02

Les résultats des analyses sont résumés dans le tableau ci-après.

**Tableau 2 : Synthèse des résultats d'analyses de sols**

<b>Agents agressifs</b>	<b>Concentration en mg/kg</b>				
<b>Sondage</b>	<b>TH6</b>	<b>TH8</b>	<b>TH9</b>	<b>TH10</b>	<b>T10</b>
<b>Profondeur (m)</b>	0-1	1-2	1-2	0-1	1,7-3,4
<b>Sulfate (SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>) en mg/kg</b>	<450	<450	<450	520	<450

Il apparaît donc que la teneur en sulfate dans le sol est nettement inférieure à la limite inférieure des sols considérés comme : « faiblement agressif ». Nous pouvons donc retenir que la teneur en sulfate dans le sol permet de retenir un milieu « non agressif » vis-à-vis du béton.

### **5.6.2. Essais en laboratoire : caractérisation physique**

(Essais en cours)

#### **5.6.2.1. Essais d'identification**

Les essais permettant l'identification et le classement des sols suivant le GTR de 2023 :

- teneur en eau,
- valeur au bleu,
- granulométrie,
- limites d'Atterberg.

## 6. CONCLUSIONS – RECOMMANDATIONS

### 6.1. Contexte géotechnique

Les sondages et les essais réalisés sur le site ont mis en évidence un terrain qui recoupe successivement :

- des **remblais**, de faible compacité ont été observés jusque vers 1 m de profondeur et localement jusque vers 2,7 m de profondeur. Bien que non observés au droit de l'ensemble des sondages, leur présence ne peut être exclue et ces matériaux peuvent présenter des surépaisseurs et renfermer tout aussi bien des niveaux indurés de toutes dimensions que des passages complètement décomprimés,
- des **limons**, de médiocre compacité ont été observés jusque vers 2/3 m de profondeur, soit jusque vers 158 m NGF,
- des **argiles** avec des blocs de meulière, de moyenne à bonne compacité jusque vers 11 m de profondeur, soit jusque vers 149,5/150 NGF,
- des **sables fins** grisâtres avec quelques passages argileux, de très bonne densité, au-delà d'environ 11 m de profondeur, soit à partir d'environ 149,5/150 NGF jusqu'à la base des sondages arrêtés vers 25 m de profondeur,
- **un niveau d'eau** observé vers 2 m de profondeur, soit vers 158 NGF en mars 2023.

### 6.2. Modèle géotechnique retenu

Les hypothèses géotechniques retenues pour la suite de la présente étude sont données dans le tableau ci-après :

	$E_{Mk}$ (MPa)	$Pl_k^*$ (MPa)	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C_k'$ (kPa)	$\phi_k'$ (°)	$\alpha$
<b>Remblais/Terrains remaniés</b> (base estimée vers 159,5 NGF)	6,0(*)	0,6(*)	19	0	25	0,67
<b>Limons</b> (base vers 158 NGF)	5,5	0,65	19	5	25	0,67
<b>Argiles à meulière</b> (de 158 à 149,5 NGF)	22,5	1,65	20	-	-	0,67
<b>Sables</b> (de 149,5 à 135 NGF)	50,0	4,15	20	-	-	0,33

(\*) Ces valeurs peuvent être très variables compte-tenu de l'hétérogénéité des matériaux superficiels.

Avec :

- $E_{Mk}$  : module pressiométrique caractéristique
- $Pl_k^*$  : pression limite caractéristique
- $\gamma_h$  : poids volumique humide
- $C_k'$  : cohésion caractéristique à long terme
- $\alpha$  : coefficient rhéologique
- $\phi_k'$  : angle de frottement caractéristique à long terme

On notera cependant que les caractéristiques de cisaillement précédentes n'ont pas été mesurées par des essais spécifiques, mais correspondent aux valeurs généralement admises dans ces matériaux, en corrélation avec les résultats pressiométriques.

### **6.3. Etude géotechnique de projet**

#### **6.3.1. Généralités**

Le projet comprend la restructuration du bâtiment existant et la construction de nouveaux appuis qui seront fondés sur micropieux. Aucun niveau de sous-sol ne sera créé. Les fondations existantes seront réutilisées.

Par la suite, compte tenu des éléments recueillis, nous supposerons des têtes de pieux à 158,6 NGF.

Les actions sur les fondations de la structure ont été transmises par le BET EVP-Ingénierie et sont rappelées au § 4.3. Nous rappelons nos préconisations développées dans ce paragraphe au sujet des micropieux : nous recommandons que les micropieux soient dimensionnés pour reprendre au maximum à l'ELS caractéristiques des charges de l'ordre de 60/70 tonnes. Cette sujétion impliquera des dédoublements voire des tripodes dans certains cas.

Les principales contraintes géotechniques du site sont liées à :

- la présence d'une nappe à faible profondeur, observée dès 2 m de profondeur par rapport au niveau du terrain naturel actuel en mars 2023,
- la présence de limons de médiocre compacité jusque vers 158 NGF,
- la présence éventuelle et aléatoire de blocs de meulière de toute dimension, observés de manière aléatoire et/ou organisés sous forme tabulaire,

De plus, on notera que les travaux se feront au droit d'un site déjà construit limitant ainsi les possibilités en termes de choix de fondations.

Dans ces conditions, les nouveaux appuis du projet devront être fondés à l'aide de fondations profondes de type micropieux descendus dans les sables de bonne densité.

### 6.3.2. Solution de fondations profondes

Ainsi, on s'orientera vers une solution de fondations profondes de type micropieux forés descendus au-delà des argiles à meulière et donc ancrés d'au moins 3 m dans les sables de bonne densité.

A titre indicatif, pour les fondations profondes, nous présentons ci-après les résultats d'une approche 'modèle de terrain' conformément à la norme NF P 94-262/A1 de Juillet 2018.

#### 6.3.2.1. Hypothèses retenues

Dans le cas présent, nous retiendrons les hypothèses suivantes :

- aucun effet de groupe n'est considéré. Néanmoins, en phase exécution, dans le cas où des micropieux ont un entraxe inférieur à 3 fois le diamètre, un effet de groupe est à considérer et il conviendra de déterminer le coefficient d'efficacité au cas par cas en tenant compte du diamètre des micropieux, du nombre de micropieux dans le groupe et de leur disposition,
- nous retiendrons un frottement neutralisé jusqu'à la cote 158,6 NGF pour tenir compte des existants et de éventuels dispositifs pour le vérinage des micropieux.

#### 6.3.2.2. Prédimensionnement

Pour démontrer qu'une fondation profonde isolée supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de portance du terrain, les inégalités suivantes doivent être satisfaites pour tous les cas de charge et de combinaisons de charge à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS) :

$$F_{c,d} = F_z(ELU) \leq R_{c,d}$$

$$F_d = F_z(ELS) \leq R_{c,cr,d}$$

En ce qui concerne la détermination de la valeur de calcul de la portance du terrain, celle-ci est menée conformément aux règles pressiométriques, constituant l'annexe normative F de la norme NFP 94-262/A1 de Juillet 2018.

La valeur de calcul de la portance à l'ELU,  $R_{c,d}$ , est estimée comme suit :

$$R_{c,d} = \frac{1}{\gamma_s} \sum A_{si} \cdot \frac{q_{si}}{\gamma_{R,d1} \cdot \gamma_{R,d2}}$$



La valeur de calcul de la portance à l'ELS,  $R_{c,cr,d}$ , est estimée comme suit :

$$R_{c,cr,d} = \frac{R_{c,cr,k}}{\gamma_{c,r}}$$

avec :

$$R_{c,cr,k} = 0,7 \cdot R_{s,k} \text{ (pour des micropieux réalisés sans refoulement de sol)}$$

$$R_{s,k} = P_s \cdot \int_0^D q_{s,k}(z) dz \quad \text{avec} \quad q_{s,k} = \frac{\alpha_{\text{pieu-sol}} \cdot f[pl^*(z)]}{\gamma_{R,d1} \cdot \gamma_{R,d2}}$$

La définition et les valeurs des différents paramètres sont définies dans la norme d'application nationale de l'Eurocode 7 (NF P 94-262/A1).

Par ailleurs, compte tenu des résultats des sondages, dans le cas des micropieux type II - forés boues non ancrés dans la Craie (Classe 1, Catégorie 18) ou des micropieux type III non ancrés dans la Craie FTC© (Classe 2, Catégorie 6), nous retiendrons les hypothèses géotechniques de calcul suivantes, pour le « modèle de terrain » :

Cote en NGF	Formations	$k_p \text{ max}$	$Pl_k^*$	$q_{sk}^{**}$ [type II-FB]	$q_{sk}^{**}$ [type III]	Courbe EC7
Jusqu'à 158,6 NGF	Remblais/Limons		Frottement neutralisé			
De 158,6 à 149,5 NGF	Argiles	-	1,65 MPa	56 kPa	121 kPa	Q1
De 149,5 à 135 NGF	Sables	-	4,1 MPa	90 kPa	290 kPa	Q2

\*  $k_p \text{ max}$  pour un encastrement tel que  $Def/B \geq 5$ .

\*\* Dans le cas où une autre technologie de mise en œuvre est retenue, il conviendra de recalculer les différentes valeurs du frottement latéral unitaire limites.

#### Remarque :

- Quelle que soit la technique de pieux retenue par l'Entreprise en phase "Exécution", elle devra être dûment justifiée lors de la mission G<sub>3</sub>, conformément aux normes en vigueur (et/ou au procédé interne propre à l'Entreprise spécialisée) tout en garantissant que la mise en œuvre permette de traverser d'éventuels niveaux indurés et de maintenir les parois des forages,
- En fonction des combinaisons d'actions du projet et de la technique de micropieu retenue en phase "Exécution", il conviendra, au besoin, de réaliser un sondage complémentaire profond, afin de garantir la connaissance du terrain sous la base des micropieux, conformément aux normes en vigueur,
- Si les micropieux sont descendus en-dessous de 135,0 NGF, des sondages complémentaires profonds pourraient être nécessaires.

### 6.3.2.3. Prédimensionnement pour des micropieux

Dans la suite du présent document, nous avons considéré l'hypothèse que les micropieux seront réalisés avec la technologie Foré Boue pour le type II et le type III sera de type IGU. Dans tous les cas, quelle que soit la technologie retenue, l'Entreprise veillera à atteindre les profondeurs d'ancrage calculées.

Les notes de dimensionnement développés ci-après sont effectués selon une approche de calcul 2 de l'Eurocode 7. Les calculs sont réalisés sous Foxta.

#### **Têtes des micropieux à 158,6 NGF : Micropieux type II**

Diamètre du micropieu [mm]	200	250	300
Cote de la base du micropieu	140,0 NGF	<i>140,0 NGF</i>	<i>140,0 NGF</i>
Longueur micropieu <sup>7</sup> [m]	18,6 m	18,6 m	18,6 m
$R_{c,d}$ [MN]* ELU	0,45	<i>0,56</i>	<i>0,67</i>
$R_{c,cr,d}$ [MN]* ELS (QP)	0,31	<i>0,39</i>	<i>0,47</i>
$R_{c,cr,d}$ [MN]* ELS (Car.)	0,38	<i>0,48</i>	<i>0,58</i>

(\*) 1 MN = 100 t

#### **Têtes des micropieux à 158,6 NGF : Micropieux type III (IGU)**

Diamètre du micropieu [mm]	200	250	300
Cote de la base du micropieu	147,1 NGF	147,1 NGF	147,1 NGF
Longueur micropieu <sup>8</sup> [m]	11,5 m	11,5 m	11,5 m
$R_{c,d}$ [MN]* ELU	0,54	<i>0,68</i>	<i>0,82</i>
$R_{c,cr,d}$ [MN]* ELS (QP)	0,38	<i>0,48</i>	<i>0,57</i>
$R_{c,cr,d}$ [MN]* ELS (Car.)	0,47	<i>0,58</i>	<i>0,70</i>

<sup>7</sup> Par rapport à une tête de recépage à 158,6 NGF

<sup>8</sup> Par rapport à une tête de recépage à 158,6 NGF

### **6.3.3. Sujétions liées à la présence d'eau**

Nous rappelons qu'un niveau d'eau vers 2 m de profondeur (vers 158 NGF) a été repéré en 2023 et mars 2020 au sein des limons, au-dessus des argiles à meulière. Pour un niveau fini vers 159,5, cette nappe n'aura donc pas d'influence sur le projet en phase provisoire.

Enfin, selon les informations à notre disposition, le niveau bas existant est conservé et aucun approfondissement n'est prévu. Le niveau de protection du bâtiment existant sera donc conservé tel qu'il est.

Seule une étude hydrogéologique permettrait de définir les niveaux caractéristiques à retenir au droit du site (EB, EH et EE).

#### **6.3.3.1. Phase provisoire**

En phase provisoire, en l'absence de travaux de terrassements (pas de sous-sols, pas d'approfondissements), aucune sujétion de rabattement n'est à considérer.

Toutefois, dans le cas de la création des renforts par micropieux, de petits travaux de terrassements pour réaliser les têtes de micropieux pourraient être nécessaires. En cas d'arrivées d'eaux anarchiques lors de ces travaux, il conviendra de prévoir des dispositions particulières permettant le drainage des arrivées d'eau s'écoulant au sein des formations d'une perméabilité très limitée et s'accumulant en fond de fouille.

Les eaux recueillies, interceptées, et les arrivées d'eau résiduelles, devront être recueillies en pied de fouille par un drainage puis évacuées vers un exutoire efficace et autorisé.

Si nécessaire, le fond de fouille sera dressé avec de légères pentes afin de diriger les eaux vers les points de pompage. Le dispositif de pompage nécessitera alors un raccordement à un exutoire efficace et autorisé.

Ce type de dispositif est une adaptation du dispositif nécessaire au relevage des eaux de pluies lors de la phase travaux.

#### **6.3.3.2. Phase définitive**

En phase définitive, le maître d'Ouvrage devra prévoir le même niveau de protection que l'existant conservé.

### **6.3.4. Terrassement et soutènements**

#### **6.3.4.1. Principes généraux**

La création des massifs pour micropieux conduira à l'exécution d'une fouille pouvant atteindre 1/1,3 m de hauteur recoupant principalement des remblais, les limons et localement des argiles à meulière, dont il conviendra d'assurer la stabilité.

#### **6.3.4.2. Extraction des déblais**

Les déblais pourront être réalisés à la pelle mécanique jusqu'au niveau du fond de fouille. La présence éventuelle d'éléments et/ou de niveaux indurés de toutes tailles au sein des remblais (résidu de fondation, dalle béton,...), dans les limons et dans les sols en place (présence probable de blocs de meulières) constitue une sujétion qui pourra nécessiter le recours à des engins désagrégateurs (BRH), voire à des purges. Dans ce dernier cas, des surconsommations de béton sont à prévoir.

#### **6.3.4.3. Traficabilité du site**

Compte tenu de la nature plutôt argileuse des matériaux qui seront rencontrés lors des terrassements, en particulier en fond de fouille, et notamment de leur sensibilité à l'eau, des problèmes de traficabilité sont à prévoir.

En particulier, nous recommandons de bien préserver le fond de fouille du remaniement pour éviter de remanier les éventuelles argiles rencontrées en arase de terrassement.

#### **6.3.4.4. Talutage**

(sans objet)

### **6.3.5. Sols du projet**

Pour les zones de dallages existant conservé, d'un point de vue géotechnique, les sondages réalisés (6 pénétromètres dynamiques pour le moment) indiquent la présence d'une couche de forme dont les caractéristiques mécaniques sont conformes à un sol support de dallage.

D'un point de vue géotechnique donc, le sol support du dallage existant pourra être conservé.

La conception de ces dallages devra être conforme au DTU 13.3. Les matériaux de la couche de forme devront être soigneusement compactés, isolés du sol en place par un géotextile anticontaminant et mis en œuvre après recompactage du fond de forme décaissé.

La couche de forme sera soigneusement contrôlée au moyen d'une série d'essais de plaque et on veillera à obtenir, conformément au DTU 13.3, les caractéristiques minimales suivantes :

$$\begin{aligned}EV2 \text{ LCPC} &\geq 50 \text{ MPa} \\ EV2/EV1 &< 2\end{aligned}$$

En l'absence de cette couche de forme, on s'orientera vers une solution de plancher porté.

#### **6.4. Mitoyens et avoisinants**

En tout état de cause, il est exclu de réaliser un terrassement, ou des fondations, sans assurer la stabilité des ouvrages mitoyens par un dispositif adapté pour interdire tout mouvement, quelle que soit la phase de mise en œuvre du projet.

Notons que toute solution envisagée devra être dument justifiée et être validée par un contrôleur externe afin de privilégier le mode de soutènements et/ou la solution de terrassement les mieux adaptés.

Les terrassements et soutènements préconisés dans le présent rapport devront impérativement être associés à un suivi observationnel.

#### **6.5. Sujétions**

##### **6.5.1. Sujétions générales**

D'une manière générale, les dispositions et précautions suivantes devront être prises :

- les structures enterrées seront réalisées à l'aide d'un béton confectionné en conformité avec la norme NF EN 1992-1-1 d'octobre 2005,
- l'homogénéité des fonds de fouille sera soigneusement contrôlée,
- la mise en place du béton devra suivre immédiatement l'ouverture des fouilles afin d'éviter tout risque d'altération de leurs parois et assises sous l'effet des venues d'eau et de l'action des agents météoriques,
- la rencontre de blocs ou niveaux indurés de toute nature au sein des remblais ou des sols en place, pourra gêner les terrassements et nécessiter l'utilisation localisée d'un BRH.

##### **6.5.2. Sujétions pour les fondations profondes**

Pour les fondations profondes, on veillera aux recommandations ci-après :

- la technique de forage devra permettre de traverser les niveaux indurés (bancs, blocs, débris et blocs divers dans les remblais,...), et d'atteindre les profondeurs minimales requises,

- l'effet de groupe, et les éventuels efforts horizontaux, devront être pris en compte dans le dimensionnement final des pieux,
- l'entreprise mettra en œuvre un matériel adapté lui permettant d'atteindre les profondeurs minimales requises, en tenant compte de la présence probable de niveaux indurés dans les sols en place. La technique de traversée de ces niveaux devra être validée par le Bureau de Contrôle,
- des pertes et/ou surconsommations de coulis et/ou de bétonnage sont à prévoir dans la traversée des remblais et des sols en place, plus particulièrement au droit des zones décomprimées rencontrées et blocs et bancs indurés,
- l'exécution des micropieux sera strictement contrôlée et devra respecter les recommandations de la norme NF EN 14199.
- l'exécution des pieux sera strictement contrôlée,
- conformément à la norme NF P 94-262, nous rappelons que dans le cas de pieux isolés soumis à une « compression centrée », et dont la tête n'est pas reliée à des longrines croisées, l'effort normal  $N_{lim}$  à l'ELU reste plafonné à 65 % de l'effort normal

### **REMARQUES**

1. Conformément à la norme NF P 94-500, nous recommandons au Maître d'Ouvrage de procéder à la réalisation d'une mission géotechnique G<sub>2-DCE/ACT</sub> (cf. Enchaînement des missions en annexe),
2. En cas de variante proposée par l'Entreprise, et en l'absence d'une mission géotechnique G<sub>2-DCE/ACT</sub>, les conclusions et préconisations du présent rapport G<sub>2-PRO</sub> pourraient ne pas être adaptées,
3. Nous rappelons que la mission G<sub>2-PRO</sub> n'est pas une étude géotechnique d'exécution et que le respect de la norme NF P 94 500 impose à l'entreprise de réaliser une mission G<sub>3</sub> d'étude et de suivi d'exécution permettant d'élaborer le dossier géotechnique d'exécution et d'en suivre sa mise en œuvre,
4. Cette mission G<sub>3</sub> sera supervisée par une mission géotechnique G<sub>4</sub> qui sera à la charge de la Maîtrise d'Ouvrage.

---

Nous restons à la disposition du Maître de l'Ouvrage et de son équipe de conception et de réalisation pour leur fournir tout renseignement complémentaire qu'ils pourraient juger utile concernant nos résultats de sondages et nos conclusions, ainsi que pour suivre et contrôler éventuellement l'exécution des fondations qui peuvent toujours présenter localement des anomalies nécessitant des adaptations, dans le cadre d'une mission spécifique de suivi

géotechnique d'exécution (missions de type G<sub>2-3</sub> DCE à G<sub>5</sub> de la norme française NF P 94-500 de novembre 2013).

Nous rappelons par ailleurs que le respect de la norme NF P 94 500 impose à l'entreprise de réaliser une mission G<sub>3</sub> d'étude et de suivi d'exécution permettant d'élaborer le dossier géotechnique d'exécution et d'en suivre sa mise en œuvre.

La description des missions normées ainsi que leur enchaînement sont présentés à la fin de ce rapport.