

CENTRALE SUPELEC

Bâtiment Breguet – 3 rue Joliot Curie
GIF SUR YVETTE (91)

RESTRUCTURATION D'UN BATIMENT



ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION PHASE AVANT-PROJET MISSIONS G2 AVP + G5

Rapport n°	Indice	Date	Établi par	Vérifié par	Nb pages	Modifications - Observations
GJn 2023-01-15	0	04/04/2023	GJ	CGB	24	-

SOMMAIRE

1	INTRODUCTION	3
1.1	DEFINITION DE L'OPERATION	3
1.2	MISSIONS DEMANDEES	3
1.3	DOCUMENTS TRANSMIS	4
1.4	NORMES ET REFERENCES.....	4
2	DESCRIPTION DU SITE ET DU CONTEXTE GEOTECHNIQUE.....	5
2.1	LOCALISATION DE LA ZONE D'ETUDE	5
2.2	CONTEXTE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE	6
2.3	PHENOMENE DE RETRAIT-GONFLEMENT DES ARGILES	7
2.4	AUTRES RISQUES NATURELS	8
3	DESCRIPTION DE L'EXISTANT ET DU PROJET	8
4	SYNTHESE DES RESULTATS DES INVESTIGATIONS.....	12
4.1	CAMPAGNES DE SONDAGES GEOTECHNIQUES	12
4.2	SYNTHESE LITHOLOGIQUE ET GEOMECHANQUES DES TERRAINS TRAVERSES	14
4.3	SYNTHESE	16
4.4	SYNTHESE PENETROMETRIQUE DES SONDAGES	17
4.5	CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE	18
4.6	FOUILLES DE RECONNAISSANCE DES FONDATIONS	18
4.7	ESSAIS EN LABORATOIRE.....	21
4.8	ESSAIS DE PERMEABILITE	23
5	CONCLUSIONS ET APPLICATIONS AU PROJET	25
5.1	SYNTHESE GEOTECHNIQUE	25
5.2	RAPPEL DU PROJET	26
5.3	STABILITE DES FONDATIONS EXISTANTES.....	26
5.4	NOUVEAUX APPUIS EVENTUELS.....	30
5.5	SUJETIONS DE CONCEPTION ET D'EXECUTION	32
5.6	NIVEAUX BAS	34
5.7	MITOYENS ET AVOISINANTS	34
6	ALEAS GEOTECHNIQUES ET CONDITIONS CONTRACTUELLES	35

ANNEXES

ANNEXE 1 : PLAN D'IMPLANTATION DES INVESTIGATIONS IN-SITU

ANNEXE 2 : COUPES DES SONDAGES

ANNEXE 3 : P.V. DES FOUILLES DE RECONNAISSANCE DES FONDATIONS

ANNEXE 4 : P.V. DES ANALYSES LABORATOIRE

ANNEXE 5 : P.V. DES ESSAIS DE PERMEABILITE

ANNEXE 6 : CLASSIFICATION DES MISSIONS GEOTECHNIQUE SELON LA NORME NF P 94-500

1 INTRODUCTION

1.1 Définition de l'opération

Maîtrise d'Ouvrage : CENTRALE SUPELEC

Projet : Restructuration du bâtiment Breguet

Lieu : 3 rue Joliot Curie – GIF SUR YVETTE (91)

1.2 Missions demandées

Dans le cadre du projet de restructuration du bâtiment Bréguet situé au 3, rue du Joliot Curie sur la commune de GIF-SUR-YVETTE (91), **CENTRALE SUPELEC** a confié à **BUREAU SOL CONSULTANTS**, la mission de réaliser une étude géotechnique.

Le présent rapport rend compte des résultats obtenus dans le cadre d'une mission d'étude géotechnique de conception phase avant-projet (mission géotechnique G2 AVP) et d'un diagnostic géotechnique (mission G5) selon la norme NF P 94-500 de novembre 2013).

La présente étude intègre et vient compléter l'étude géotechnique déjà réalisée sur ce terrain, à savoir, l'étude géotechnique préalable établie par nos soins en 2021 (rapport G1 ES+PGC de BS CONSULTANTS, référencé R2011403_indice1, daté du 25/02/2021).

Les objectifs de cette étude seront de :

- établir une enquête géologique et hydrogéologique à partir des données bibliographiques accessibles ;
- procéder à une campagne de reconnaissance des sols afin de confirmer les présomptions géologiques et hydrogéologiques au droit du projet ;
- identifier et évaluer les risques liés aux aléas géologiques définis sur ce secteur ;
- connaître la nature et les caractéristiques mécaniques des terrains ;
- déterminer le système de fondation des constructions existantes (type de fondation, géométrie, sol d'assise...) ;
- déterminer la portance du sol et définir le cas échéant la nécessité ou d'une reprise en sous-œuvre des fondations ;
- établir les principes de fondations qui peuvent être envisagés selon l'importance des ouvrages à créer, en garantissant leurs meilleures conditions d'adaptation au sol d'assise, etc ;
- donner les principales sujétions de conception et de réalisation en ce qui concerne les ouvrages géotechniques et des ouvrages avoisinants ;
- déterminer les hypothèses à retenir pour la création du puit d'infiltration des eaux pluviales (profondeur d'infiltration, distance par rapport aux fondations...).

1.3 Documents transmis

Pour mener à bien la présente étude, les documents suivants ont été exploités :

- Le rapport d'étude géotechnique G1 ES+PGC établi par BS Consultants et daté du 25 février 2021,
- Plan de repérage des sondages géotechniques.

1.4 Normes et références

La présente étude est fondée sur les documents de références listés ci-après et généralement utilisés dans les études géotechniques :

- [1] NF P 94-500, 30 novembre 2013 – Missions d'ingénierie géotechnique – Classification et spécifications ;
- [2] NF EN 1990, mars 2003 – Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures, et son annexe nationale NF EN 1990/NA de décembre 2011 ;
- [3] NF EN 1997 - 1, juin 2005 – Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales, et son amendement NF EN 1997-1/A1 d'Avril 2014 ;
- [4] NF EN 1997 – 1/NA : septembre 2018 – Annexe nationale à la NF EN 1997-1 :2005, et son amendement NF EN 1997-1/A1 d'Avril 2014 ;
- [5] NF EN 1997 - 2. septembre 2007 – Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 2 : reconnaissance des terrains et essais ;
- [6] NF P 94-261, juin 2013 – Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations Superficielles, et son amendement NF P 94-261/A1 du 12 Octobre 2016 ;
- [7] NF DTU 13.1 - Septembre 2019 - Travaux de bâtiment - Fondations superficielles ;
- [8] NF P 94-262, juillet 2012 – Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes, et son amendement NF P 94-262/A1 de Juillet 2018 ;
- [9] NF DTU 13.2 - Mai 2020 - Travaux de bâtiment — Fondations Profondes ;
- [10] NF EN 14199, Septembre 2015 - Exécution des travaux géotechniques spéciaux – Micropieux ;
- [11] NF EN 1536+A1, Novembre 2015 - Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Pieux forés ;
- [12] NF P 11-213-1, mars 2005 – DTU 13.3 – Dallage – Conception, calcul et exécution ;
- [13] NF P 94-282, Mars 2009 - Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Écrans, et son amendement NF P 94-282/A1 de 2015 ;
- [14] Note CNJOG du 24 février 2014 – Prise en compte des niveaux d'eaux selon l'Eurocode 7 ;
- [15] NF EN 206 /CN+A1 de décembre 2014 – Béton — Spécification, performance, production et conformité.

2 DESCRIPTION DU SITE ET DU CONTEXTE GEOTECHNIQUE

2.1 Localisation de la zone d'étude

Le terrain étudié se trouve sur le plateau de Saclay, dans un contexte de bordure de plateau vers une cote de 160 NGF (selon les données de l'IGN) et surplombant la vallée de l'Yvette circulant en contrebas à 1 km au Sud du site et à une altitude de 60 NGF.

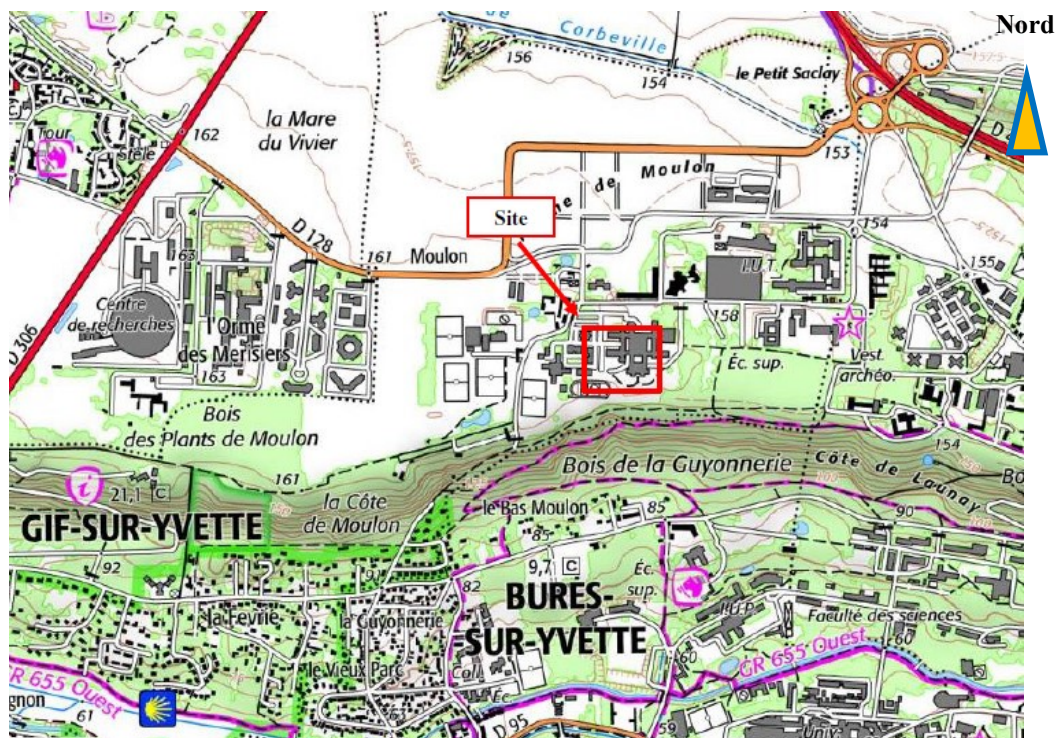


Figure 1: Plan de situation (source Géoportail)

Le niveau du terrain est relativement plat et horizontal à l'échelle du site de l'étude.

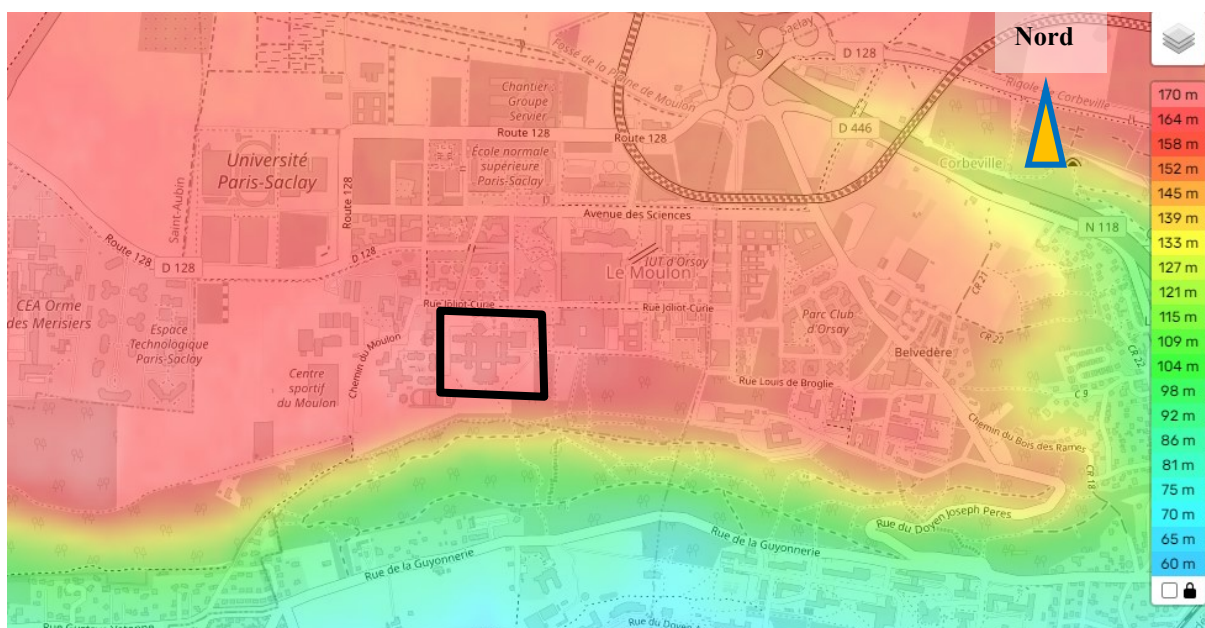


Figure 2 : Extrait de la carte topographique au droit de la zone d'étude (source : topographic-map.com)

2.2 Contexte géologique et hydrogéologique

D'après la carte géologique de Corbeil-Essonnes au 1/50 000ème, et notre connaissance du secteur, le modèle lithologique attendu est le suivant :

- Limon des Plateaux (LP) ;
- Argiles à meulière de Montmorency (g3a) ;
- Sable et Grès de Fontainebleau (g2b).

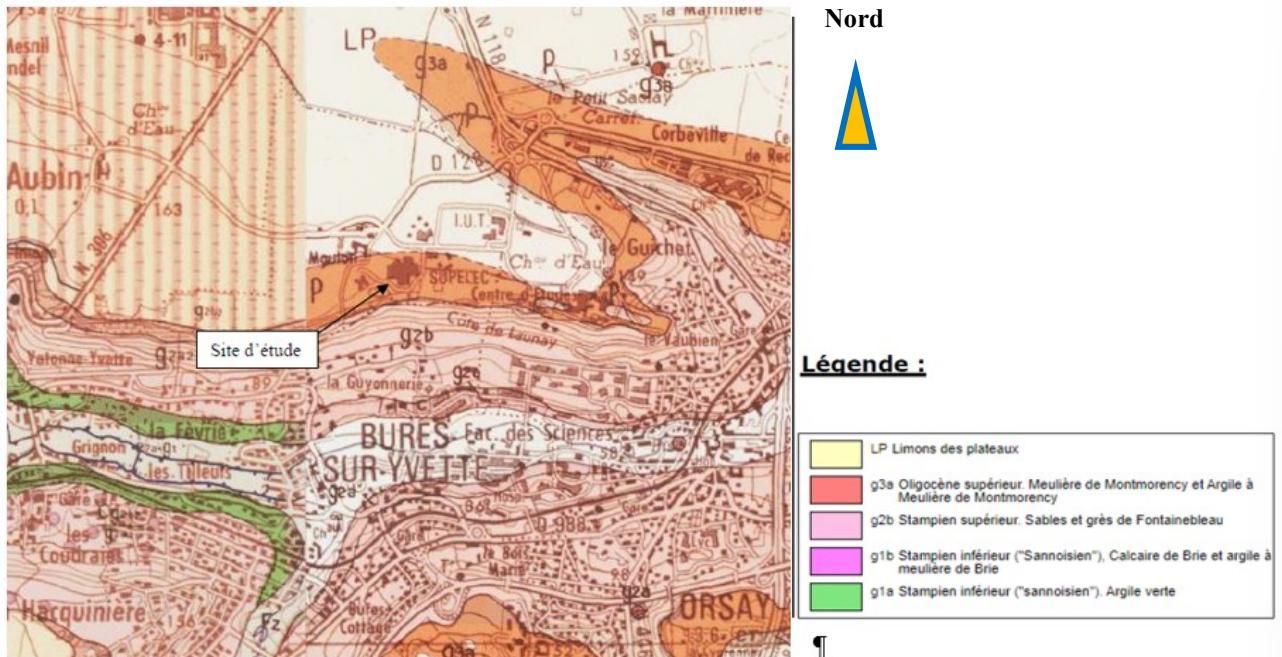


Figure 3 : Extrait de la carte géologique de CORBEIL-ESSONNES (source Infoterre)

Dans ce secteur, la nappe phréatique se situe normalement en profondeur, à la base des Sables de Fontainebleau.

En revanche, 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.

La présence de plan d'eau (mares et étangs) non loin du site en témoigne.

2.3 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 4 : Extrait du risque « retrait gonflement des argiles » (source Infoterre)

2.4 Autres Risques naturels

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^{er} mai 2011 (*art. D. 563-8-1 du Code de l'Environnement*).

3 DESCRIPTION DE L'EXISTANT ET DU PROJET

Le site d'une surface foncière de 117 659 m² comprend les parcelles 196, 200, 198, 199, 166, 112, 164, 79, 85, 23, 75, 78 et 18 selon le plan cadastral du Campus Centrale Supélec.

L'école Centrale SUPELEC construite en 1975 est composée de strates horizontales et se déploie sur 7 niveaux pour une surface utile estimée à 27 800 m².

Le complexe est composé de bâtiments accolés de type R+1 à R+6, sans niveau enterré.

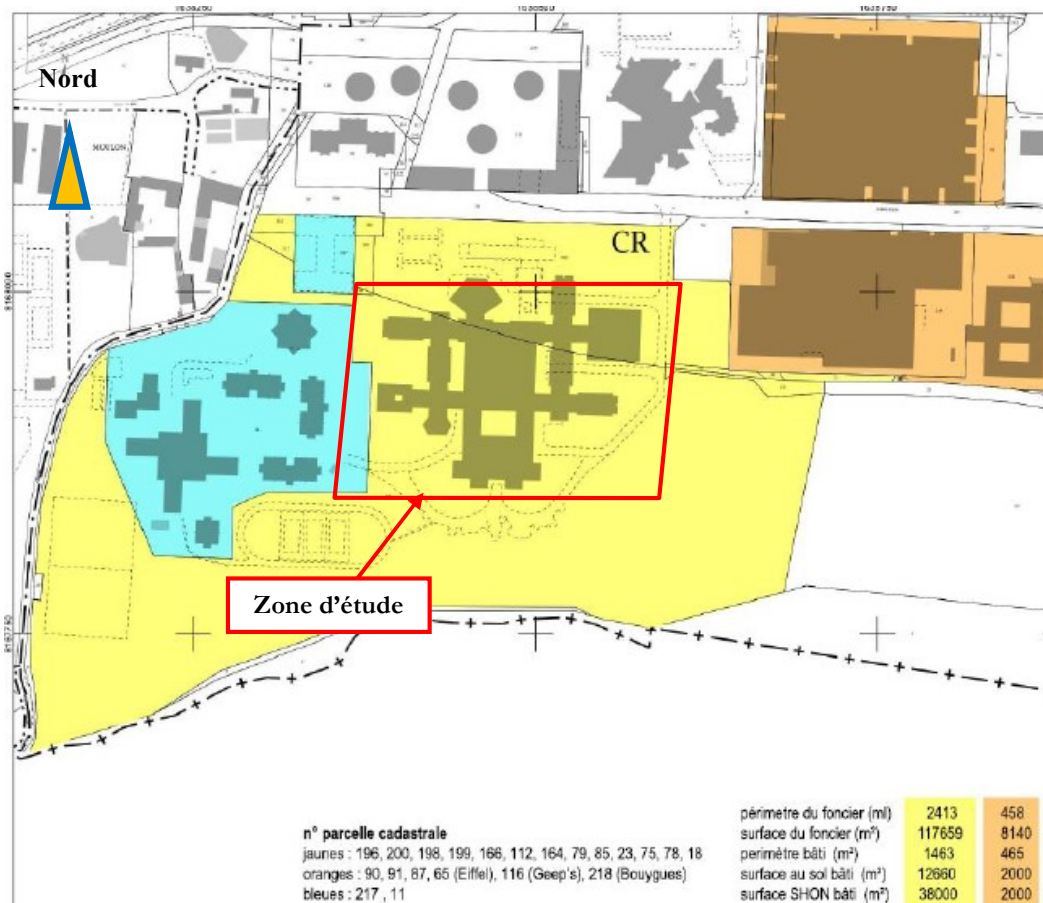


Figure 5 : Extrait du plan cadastral



Figure 6 : Vue aérienne du complexe existant

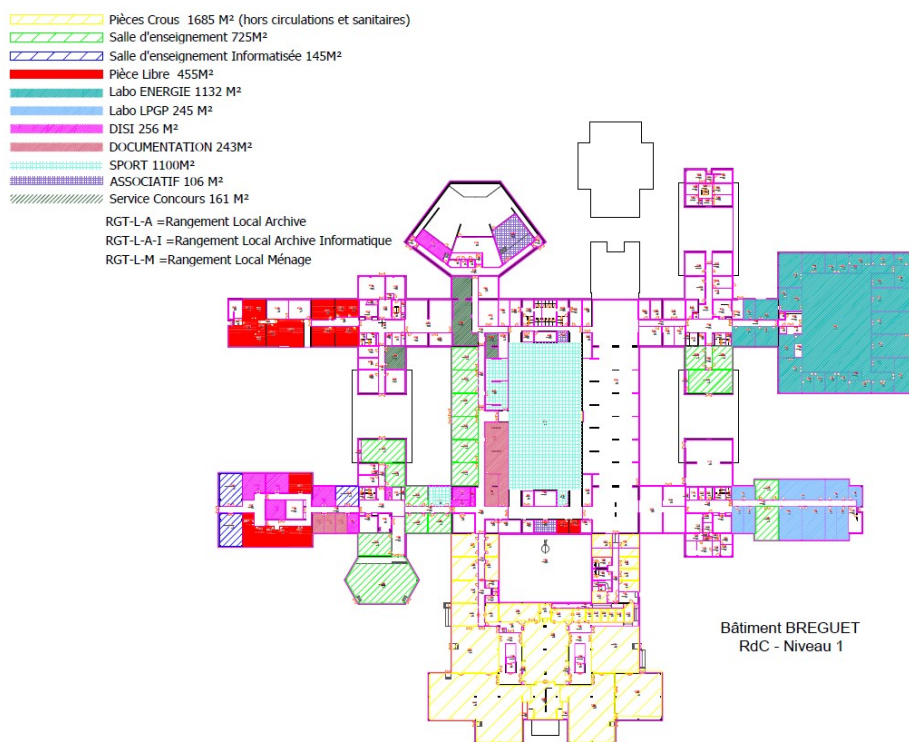


Figure 7 : Extrait du plan du RDC existant

Les cotes NGF des plancher bas finis sont établis aux cotes 160 NGF environ.

Lors de notre passage sur site, nous avons eu accès aux archives de l'école et notamment au DOE.

L'examen des plans d'exécution a permis d'obtenir des informations précieuses quant au système de fondations des bâtiments existants objet du projet de restructuration. Ainsi, selon les plans référencés FSP_1 à FSP_23, daté d'Avril 1973, intitulés « Implantation des Pieux », il apparaît que l'école est fondée via un système de fondations profondes de type pieux béton (classe et catégorie de pieux non connue).

Les caractéristiques de ces pieux seraient les suivantes :

- les diamètres varient entre $\varnothing 400$ mm à $\varnothing 1\,000$ mm ;
- les arases supérieures de têtes de pieux sont comprise entre : 156,35 NGF pour les pieux de diamètre de 1000 mm et 158,63 NGF pour les pieux de diamètre inférieur à $\varnothing 1000$ mm,
- hauteur tête de pieux de 0,50 à 0,60 m ;
- niveau de la plateforme de chantier établie vers 160 NGF,
- contrainte dans le béton limitée à 5 MPa,

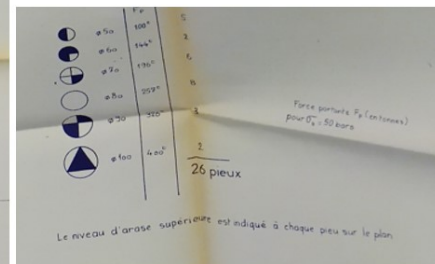
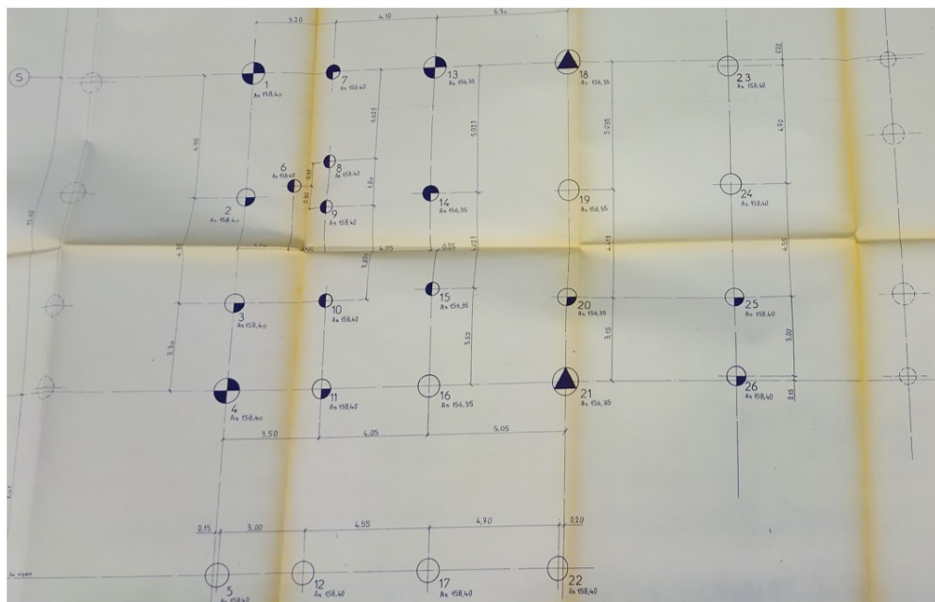


Figure 8 : Extrait du plan des archives

Néanmoins, les profondeurs d'ancrage des pieux ne sont pas mentionnées.

Le projet prévoit des travaux de restructuration et de valorisation du bâtiment Breguet comprenant une mise à nu de la structure intérieure et des façades de l'ensemble du bâtiment, la reprise de l'enveloppe et la rénovation des aménagements intérieurs et des équipements techniques.

Aucun travail de modifications des structures existantes n'est prévu à ce jour.

Des travaux de la Voirie et Réseaux Divers (VRD) sont également prévu à savoir :

- la rénovation du parvis du bâtiment afin de mettre en valeur l'accès à l'établissement,
- le reprofilage du terrain, la création de noues de rétention et de pelouse,
- le réaménagement du parc de stationnement avec la mise en place d'éventuels enrobés drainants.

À ce stade d'avancement des études, les caractéristiques du projet ne nous ont pas été communiquées (Plans de fondations, plan des aménagements, coupes, combinaisons d'actions s'appliquant aux fondations existantes et après restructuration...) ainsi notre étude gardera un caractère général d'avant-projet.

4 SYNTHÈSE DES RESULTATS DES INVESTIGATIONS

4.1 Campagnes de sondages géotechniques

En totalité, deux campagnes d'investigation ont été menées, la première en 2021 dans le cadre la mission G1ES+PGC, la deuxième en 2023 pour l'étude G2AVP. La liste des sondages et essais in situ est indiqué dans le tableau ci-dessous :

Campagne d'investigations	Sondages	Désignation	Prof. (m)	Commentaires
Mission G2AVP de 2023	8 sondages pressiométriques	SP6	25,0	14 essais pressiométriques
		SP7	25,0	14 essais pressiométriques
		SP8	25,0	14 essais pressiométriques
		SP9	15,0	10 essais pressiométriques
		SP10	25,0	14 essais pressiométriques
		SP11 à la démontable	15,0	10 essais pressiométriques
		SP12	25,0	14 essais pressiométriques
		SP13	25,0	14 essais pressiométriques
	6 sondages à la tarière	T5 à T10	5	
	3 sondages au pénétromètre dynamique	PD1 à PD3	5,0 ou au refus	
	3 fouilles de reconnaissance de fondations	F4	1,3	Réalisé à la pelle mécanique
		F6	1,5	
		F7	2,8	
	2 essais Porchet	EP1 et EP2	1,3	
Mission G1 ES+PGC de 2021	6 sondages pressiométriques	SP1	10	8 essais pressiométriques
		SP2	15	15 essais pressiométriques
		SP3	10	8 essais pressiométriques
		SP4	15	15 essais pressiométriques
		SP5	10	8 essais pressiométriques
		SP6	15	15 essais pressiométriques
	4 sondages destructifs	SD7	3	
		SD8	3	
		SD9	3	

Mission G1 ES+PGC de 2021		SD10	3	
	2 sondages carottés	SC1	10	Équipé en piézomètre
		SC2	5	Équipé en piézomètre
	4 sondages à la tarière	TH1	3	
		TH2	3	
		TH3	3	
		TH4	3	

Les investigations in-situ n'ont pas fait l'objet de nivellement. Les profondeurs ont été exprimées à partir de la tête des investigations, réalisées depuis le terrain actuel (TA). Elles ont également été rattachées de manière approximative au Nivellement Général de France.

Les sondages ont été exécutés au moyen de l'atelier de forage de type classique et démontable. Les sondages pressiométriques et destructifs ont été réalisés au tricône Ø66 mm. Quant aux fouilles de reconnaissance des fondations, elles ont été exécutées manuellement.

L'enregistrement numérique des paramètres de forage a été réalisé à l'aide d'un enregistreur de type LIM.

Les profils pressiométriques obtenus ont également été reportés en annexe. Sur ces profils, ont été portés en fonction de la profondeur, (échelle verticale du 1/100^{ème}) les renseignements suivants :

- la nature des terrains telle qu'elle apparaît au travers des cuttings ;
- l'interprétation géologique ;
- le mode de forage et le type de sonde utilisée ;
- la pression limite du sol exprimée en MPa (1 bar = 0,1 MPa) ;
- le module de déformation pressiométrique exprimé en MPa également.

Ces essais ont été conduits conformément à la norme NF EN ISO 22476-4.

Afin de déterminer plus précisément la position des niveaux décomprimés, le forage pressiométrique a fait l'objet d'un enregistrement en continu des paramètres de forage :

- Va : vitesse d'avance de l'outil (en m/h) ;
- Po : pression sur l'outil (en bar) ;
- Pi : pression d'injection (en bar) ;
- Cr : couple de rotation (en bar).

Il est indiqué sur le relevé de chaque fouille sur fondations, les éléments suivants :

- coupe du sol ;
- dimension des fondations existantes reconnues sous forme d'un schéma illustré de photographies.

Les sondages pénétrométriques ont été réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique lourd type B (modèle APAFOR 100).

4.2 Synthèse lithologique et géomécaniques des terrains traversés

La coupe de sol et les limites de couche présentées sur des sondages pressiométriques et destructifs enregistrés (voir annexe) sont établies à partir des cuttings remontés à la surface par le fluide de forage, quand il n'y a pas perte d'injection totale.

Cette méthode est approximative et ne permet pas une précision équivalente à celle d'un sondage carotté. Cela dit, les sondages réalisés nous permettent d'établir la coupe approchée suivante au droit du projet.

4.2.1 Remblais/ Limons des Plateaux

Sous une dalle de béton pour certains sondages pressiométriques, des matériaux limono-sableux ont été rencontrés jusqu'à 0,5/2,9 m de profondeur.

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 pourraient correspondre en partie à des remblais ou à des matériaux remaniés. Ils peuvent renfermer des blocs ou niveaux indurés de toute dimension et des surépaisseurs de remblais sont possibles en dehors des points de sondages qui restent des points très ponctuels par rapport au projet.

Les essais pressiométriques effectués dans cette formation mettent en évidence des matériaux de faible à médiocre compacité, comme indiquées ci-après dans l'analyse des mesures effectuées :

Données	Valeur minimale	Valeur maximum	Moyenne arithmétique	Moyenne harmonique	Ecart type
Module pressiométrique (MPa)	1,5	9,00	5,4	3,9	3,9
Pression Limite (MPa)	0,25	0,80	0,44	0,38	0,38

4.2.2 Argiles à meulière de Montmorency

Des argiles rougeâtres avec des blocs de meulières ont été interceptée à partir de 0,5/2,9 m de profondeur jusque vers 9,50/11,70m de profondeur.

Nous insistons sur la possibilité de rencontrer des blocs de meulières particulièrement résistants, de toute dimension, au sein de cette formation. Par ailleurs cette formation est susceptible de présenter une forte hétérogénéité et ainsi renfermer des niveaux argileux voire sableux altérés. Cette formation est connue pour l'irrégularité de ses faciès. Nous rappelons enfin que ces matériaux constituent un niveau quasi-imperméable sur lequel les eaux d'infiltration peuvent s'écouler ou s'accumuler.

Cette formation se caractérise par des propriétés mécaniques globalement moyenne à bonnes avec :

Données	Valeur minimale	Valeur maximum	Moyenne arithmétique	Moyenne harmonique	Ecart type
Module pressiométrique (MPa)	8,9	>100,0	>35,6	>26,1	Non significatif
Pression Limite (MPa)	0,75	>5,0	>2,16	>1,78	Non significatif

4.2.3 Sables de Fontainebleau

Sous les matériaux précédents, des sables beige-blanchâtre à grisâtre avec des fractions parfois argileuses, renfermant des passages de grès ont été identifiés à partir de 9,50/11,70 m de profondeur et jusque-là fin de notre sondage le plus profond arrêté vers 25 m de profondeur

Cette formation correspond aux Sables et Grès de Fontainebleau, dont la puissance peut atteindre plusieurs dizaines de mètres. Ces matériaux peuvent contenir des niveaux de grès indurés ainsi que des passages très denses.

Cette formation se caractérise par des propriétés mécaniques très bonnes avec :

Données	Valeur minimale	Valeur maximum	Moyenne arithmétique	Moyenne harmonique	Ecart type
Module pressiométrique (MPa)	47,2	>100,0	>98,1	>89,4	Non significatif
Pression Limite (MPa)	2,68	>5,00	>4,32	>4,23	Non significatif

4.3 Synthèse

Afin d'établir une synthèse des essais pressiométriques réalisés sur l'ensemble du site, nous insérons sur les figures ci-après une répartition des pressions limites et des modules pressiométriques (Valeurs de PI^* et E_M en fonction des profondeurs).

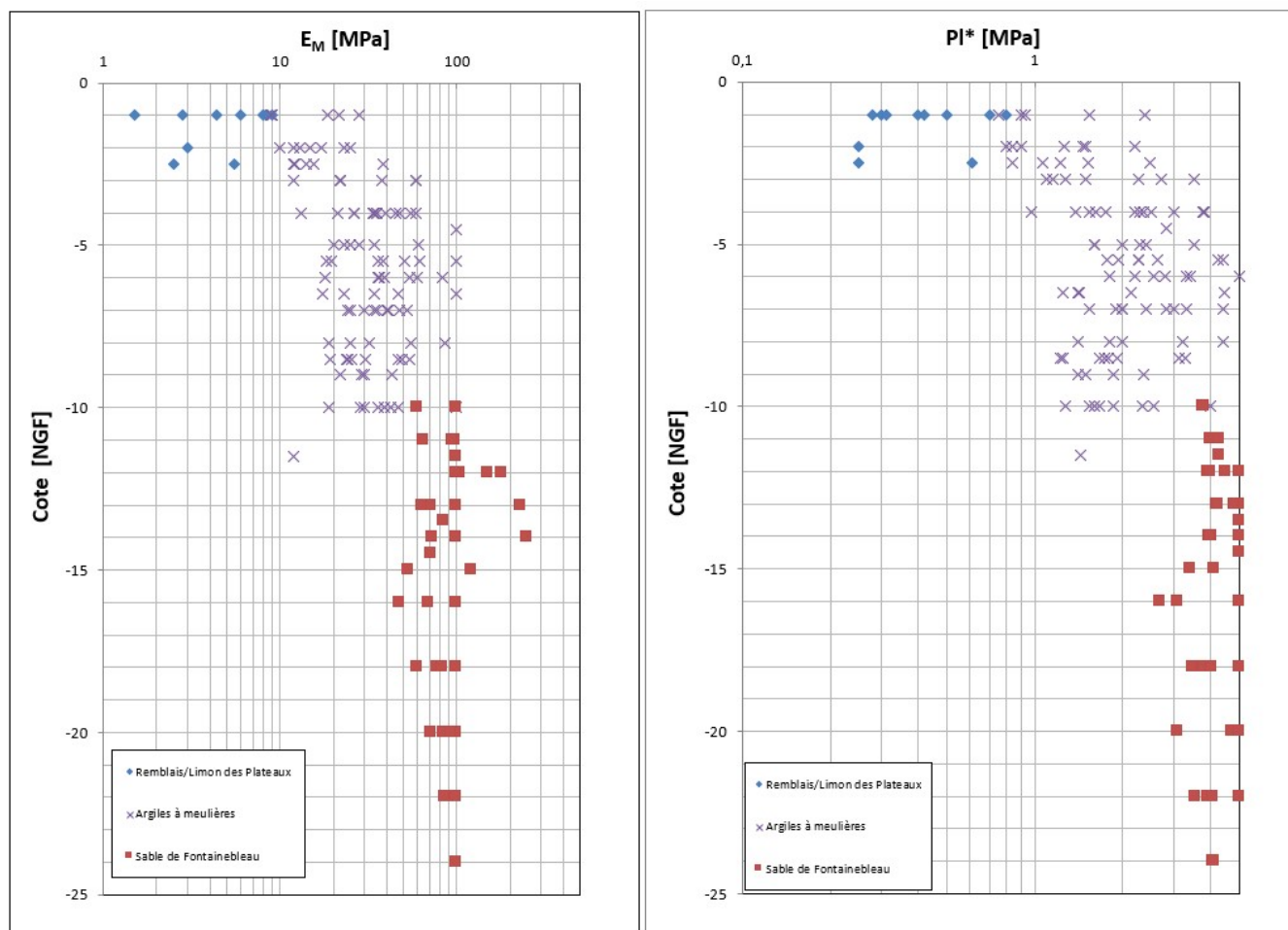


Figure 9 : Répartition des modules pressiométriques (à gauche) et des pressions limites (à droite) mesurés en fonction de la profondeur – échelle semi-logarithmique

4.4 Synthèse pénétrométrique des sondages

Les diagrammes de pénétration dynamique présentent les valeurs de la résistance dynamique de pointe (R_d) en fonction de la profondeur, à partir du terrain naturel actuel.

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 :

R_d (MPa)	Compacité
0	Nulle
0 à 2	Très faible
2 à 4	Médiocre
4 à 8	Moyenne
>8	Élevée

Les essais au pénétromètre dynamique ont mis en évidence les caractéristiques suivantes :

Profondeur	PD1	PD2	PD3
0-0,5 m	Refus		
0,5-1 m			
1-1,5 m			
1,5-2 m			Refus
2-2,5 m			
2,5-3 m			
3-3,5 m		Refus	
3,5-4,0 m			
4,0 – 4,5 m			
4,5 – 5,0 m			

Par ailleurs, les essais pénétrométriques étant des sondages dits « aveugles », la géologie des terrains ainsi que les limites de couches sont interprétées ou extrapolées à partir des diagrammes et notamment des valeurs de compacité du sol. La nature des terrains et leur compacité devront, par conséquent, être confirmées lors des travaux.

Les résultats obtenus à partir de ces essais pénétrométriques permettent de mettre en évidence des matériaux de bonne compacité relativement hétérogène. Les refus ont été vite obtenu vers 0,5/3,5 m de profondeur. Ces refus sont probablement liés à la présence de blocs de meulière au sein de la formation des argiles à meulière.

4.5 Contexte hydrogéologique

Des piézomètres (PZ1 et PZ2) descendus à 5 et 10 m de profondeur avaient été installés lors de la précédente campagne réalisée en Janvier 2021 dans le cadre de la mission G1 ES+PGC.

Ceux-ci avaient mis en évidence des niveaux d'eau autour de 2,6-3,6 m de profondeur en Janvier 2021.

Ces piézomètres ont été relevé de nouveau dans le cadre de l'étude G2AVP. Les niveaux d'eau mis en évidence en mars 2023 sont les suivants :

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

Par ailleurs, en périodes pluvieuses on assiste à la formation de nombreux étangs sur le plateau de Saclay.

Par ailleurs, on ne peut exclure la présence de circulations anarchiques notamment dans les formations superficielles. Elles pourront être plus ou moins prononcées en fonction des conditions climatiques.

4.6 Fouilles de reconnaissance des fondations

Conformément au CCTP de l'étude géotechnique, 9 fouilles de reconnaissance des fondations (notées F1 à F9) devait être réalisées lors de cette campagne d'investigations.

Cependant, lors de la réalisation des fouilles, d'important débord de béton ont été rencontrés sous les têtes de pieux (débords probablement liés à un débordement du béton lors de l'exécution des pieux) sur l'ensemble des fouilles entreprises (4 fouilles).

Ainsi, après échanges avec le Maître d'Ouvrage le parti pris a été d'approfondir certaines fouilles afin de pouvoir reconnaître les diamètres des pieux (pour rappel, les fouilles étaient initialement prévues à 1,3 m de profondeur).

Une pelle mécanique a donc été utilisée afin de pouvoir réaliser 3 fouilles de reconnaissances plus profondes pour reconnaître la tête des pieux. Les fouilles ont été exécutés autour du bâtiment.

Nota : le plan d'implantation des sondages est présenté en Annexe 1.

Les résultats de ces fouilles sont résumés dans le tableau ci-après :

Fouille (Profondeur en m)	Bloc	Type de fondation	Ancrage fondation	Diamètre pieu en mm	Dimension Têtes de pieu	Dimension Longrine
F4 (1,25 m)	Façade côté Sud- Ouest Bloc 17	Pieux	Non connue (sismique parallèle nécessaire) - Béton ferrailé en fond de fouille	Non reconnu (nécessite une fouille blindée)	0,50 mètres de côté minimum - Hauteur 0,50 m	0,75 m de hauteur - débord de 0,15 m
F6 (1,50 m)	Façade côté Ouest Bloc 9	Pieux	Non connue (sismique parallèle nécessaire)	Non reconnu (nécessite une fouille blindée)	0,80x0,80 m de côté 0,60 mètres de hauteur	0,70 m de hauteur
F7 (1,60 m)	Façade côté Nord-Ouest Bloc 1	Pieux	Non connue (sismique parallèle nécessaire)	Ø 500 mm	0,70 x 0,70 m de côté 0,55 mètres de hauteur	0,80 mètres de hauteur

Nous signalons par ailleurs que le plan de détection des réseaux ne permettait pas de localiser de manière précise les réseaux existants lors de la réalisation des fouilles. (Marge d'erreur).

Nous avons ensuite trouvé la tête des pieux de 0,50 à 0,60 m de profondeur environ posé sur des gros blocs béton dont le débord pouvait atteindre 1 mètre.

En dessous de ces gros blocs béton, nous avons pu observer un pieu de Ø 500mm de diamètre présent sur le bâtiment du bloc 1.

Remarque : sur le plan de fondation du bloc 1 issu du DOE, le pieux mis en évidence devrait être de Ø 500mm (cf. extrait inséré ci-après).

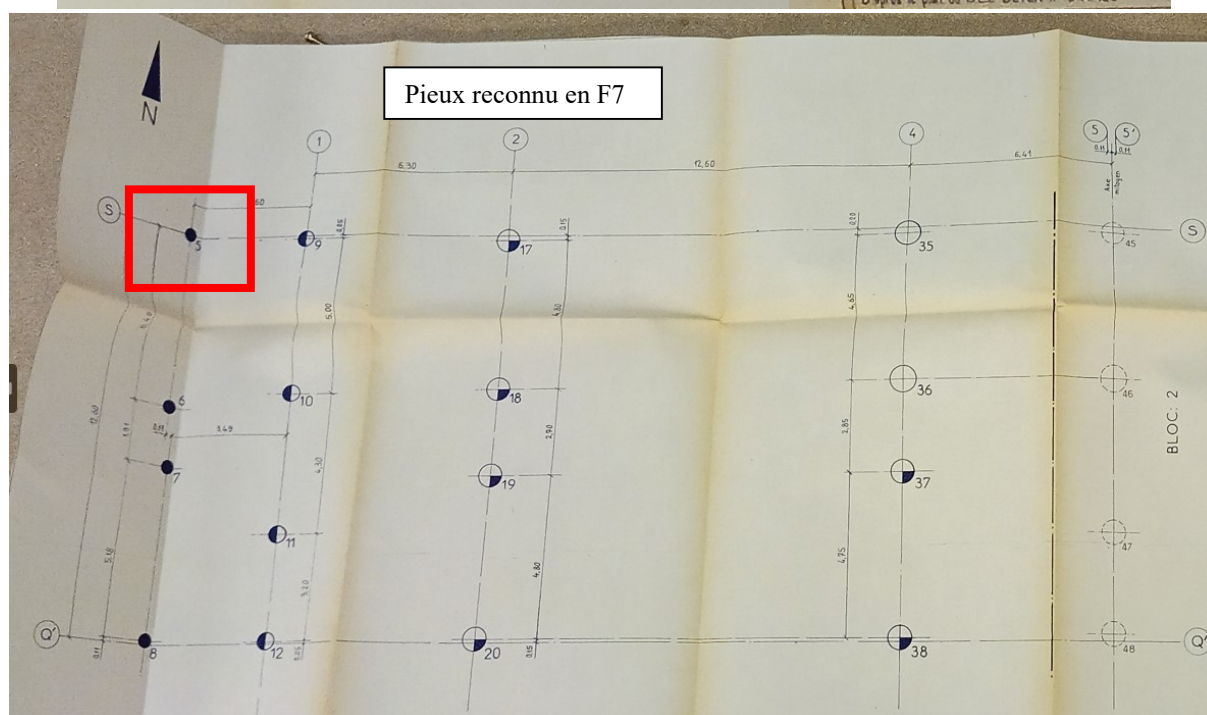
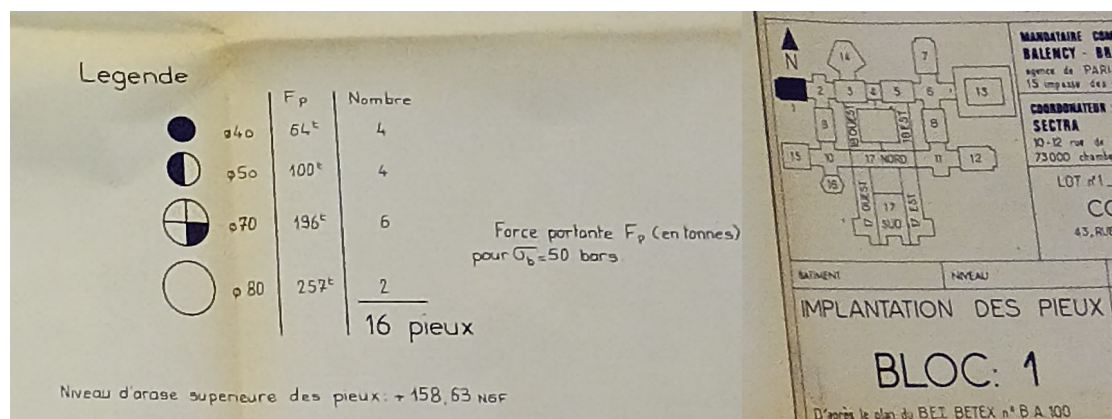


Figure 10 : Localisation du pieux reconnu au droit de la fouille F7 sur le bloc 1

Aucune fouille n'a présenté de remontées d'eau ni d'infiltration.

Il convient de signaler que les fouilles de reconnaissance sont faites de manière ponctuelle et ne peuvent présager de l'homogénéité des structures enterrées sur les emprises concernées en rapport avec celles mises en évidence au droit des zones ouvertes lors des investigations. Par ailleurs, notre mission n'inclut pas de vérification sur la capacité structurelle des fondations (résistance du béton, ferrailage) et la solidité des structures en élévation.

4.7 Essais en laboratoire

4.7.1 Analyses GTR

Il s'agit des essais d'indentification des matériaux selon le GTR. Ils ont été pratiqués sur les échantillons de sols prélevés au droit des sondages à la tarière. Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Sondage	Prof (m)	Nature	Résultats							
			W %	Passant à 80 µm (%)	VBS	Limite de liquidité	Limite de plasticité	Indice de Plasticité	Indice de consistance	Classe GTR
TH6	0-1,0	Argile sableuse grisâtre (Limon des Plateaux)	14,8	35,2	1,90					A1
TH8	1-2,0	Argile sableuse avec des blocs de meulière (Argiles à meulière)	21,5	65,5		76,2	30,8	45,4		A4
TH9	1-2,0	Argile sableuse avec des blocs de meulière (Argiles à meulière)	26,2	71,8		81,0	28,5	52,5	0,93	A4
TH10	0-1,0	Argile sableuse grisâtre (Limon des Plateaux)	17,7	59,1		42,2	19,5	22,7		A2
T10	1,7-3,4	Argile sableuse avec des blocs de meulière (Argiles à meulière)	19,8	72,8		68,5	25,2	43,3	1,05	A4

D'après ces résultats, les Remblais/Limons des Plateaux prélevés jusqu'à 1,0/1,7 m de profondeur sont composés de matériaux de classe **A1/A2** selon le GTR.

Il s'agit dans l'ensemble, des matériaux avec des fractions fines, sensibles à la variation hydrique en termes de portance.

Par contre, ceux composant les Argiles à meulière observés au-delà de 1,0/1,7 m de profondeur ont été identifiés comme étant de la classe **A4**.

Ce sont des sols argileux extrêmement plastiques et donc très sensibles aux variations de teneur en eau. Ils sont très cohérents et presque imperméables ; s'ils changent de teneur en eau, c'est extrêmement lentement et avec d'importants retraits ou gonflements.

Les valeurs de la teneur en eau sont globalement assez moyennes.

Les P.V des essais en laboratoire communiqués en annexe de ce rapport.

4.7.2 Analyses d'agressivité des sols vis-à-vis des bétons

Des analyses permettant d'avoir des informations vis-à-vis de l'agressivité du béton sur les sols, ont également été réalisées lors de cette campagne d'investigations. Des prélèvements de sols ont été analysés au droit de 5 sondages à la tarière (notées TH6 à TH10) Les résultats sont transmis dans le tableau ci-après :

Seuils de référence SO42- (mg/kg)			Sol/Eau	Prof. (m/TA)	Sulfate dans l'acide (SO4) agressivité au béton (mg/kg)	Classe d'exposition
2000 à 3000 (Faiblement agressif – XA1)	2000 à 3000 (Modérément agressif- XA2)	> 12 000 à 24000 (Fortement agressif- XA3)	TH6	0-1,0	<450	Non agressif
			TH8	1-2,0-	<450	Non agressif
			TH9	1-2,0	<450	Non agressif
			TH10	0-1,0	520	Non agressif
			T10	1,7-3,4	<450	Non agressif

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.

S'agissant des tests d'agressivité vis-à-vis des bétons, les analyses ont montré que le milieu est non agressif.

4.8 Essais de perméabilité

En totalité, deux essais de perméabilité de type NASBERG, ont été réalisés. Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sondage	Type de l'essai réalisé	Profondeur de l'essai (m/TA)	Formation testée	Perméabilités mesurées (m/s)
EP1	NASBERG	1,0 – 2,0	LP/Argiles à meulière	$5,4 \cdot 10^{-6}$
EP2	NASBERG	1,0 – 2,0	LP/Argiles à meulière	$2,7 \cdot 10^{-7}$

Il s'agit d'essai de perméabilité ponctuel, n'intéressant qu'un volume de sol limité à l'encaissant immédiat de la cavité d'essai. Les valeurs obtenues peuvent donc fortement varier suivant la granulométrie du sol. En effet, il n'est pas exclu d'être confronté à des variations notables de la perméabilité.

Les terrains en subsurface s'apparentant aux Limons des Plateaux/Argiles à meulière plus en profondeur présentent une perméabilité moyenne à faible avec une valeur de l'ordre de 10^{-6} à 10^{-7} m/s. Cette valeur a été retenue compte-tenu de la présence de fractions fines composant cette formation.

Il sera important de considérer cette valeur de perméabilité avec précaution.

À titre informatif, nous retranscrivons ici le tableau de Musy et Soutter de 1991.

Ordres de grandeur de la conductivité hydraulique dans différents sols (d'après Musy et Soutter (1991), cité dans :

K (m/s)	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
Types de sols	Gravier sans sable ni éléments fins		Sable avec gravier, Sable grossier à sable fin			Sable très fin, Limon grossier à limon argileux			Arg

Les P.V des essais de perméabilité sont donnés en annexe de ce rapport.

Par ailleurs, nous attirons l'attention des concepteurs sur les points suivants :

- les ouvrages d'infiltration doivent être éloignés d'au moins 5 m vis-à-vis des fondations existantes ou à créer,
- nous rappelons que les limons sont sensibles à l'eau dans la mesure où ils sont susceptibles de perdre toute consistance dans le cas où leur teneur en eau deviendrait trop importante.

Enfin, nous rappelons qu'afin de dimensionner convenablement ces ouvrages d'infiltration, il convient de déterminer le débit maximal de rejet pluvial actuel. Cet élément est fonction des paramètres suivants :

- du temps de concentration. Ce dernier, correspondant au temps de parcours d'une goutte d'eau entre le point amont et aval. Il est souvent négligé compte tenu des faibles distances à considérer,
- du débit de pointe. Celui-ci est défini à partir de plusieurs données statistiques calculées par METEO FRANCE sur la durée et l'intensité des pluies,
- la surface imperméabilisée à considérer.

En tout état de cause, les dispositifs d'infiltration devront être étudiés par une entreprise spécialisée.

5 CONCLUSIONS ET APPLICATIONS AU PROJET

5.1 Synthèse géotechnique

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

- des remblais et limons de faible à moyenne compacité, jusque vers 0,5/2,9 m de profondeur.

Nous rappelons que des remblais peuvent être présents en-dehors de nos points de sondages et présenter des surépaisseurs localisées en fonction des aménagements passés du terrain et renfermer tout aussi bien des niveaux indurés de toutes dimensions que des passages complètement décomprimés (anciennes fondations, anciens équipements, réseaux enterrés etc...) ;

- des argiles rougeâtre plus ou moins sableuses avec des blocs à meulière indurés, de compacité bonne renfermant des blocs à meulière très indurés de manière aléatoire (Argiles à Meulières), rencontrées jusque vers 9,5/11,7 m de profondeur ;
- Des sables fins beige-jaunâtre, denses pouvant renfermer des passages indurés gréseux à partir d'environ 9,5/11,7 m de profondeur et jusqu'à au moins 25 m (base des sondages les plus profonds).

Des niveaux d'eau ont été observés vers 2/3,5 m de profondeur, en février et mars 2023. Dans ce contexte, nous rappelons que des accumulations et circulations d'eau sont susceptibles de se développer au sein des terrains de couverture (limons superficiels, argiles à meulière), à la faveur de passages plus perméables, et aux niveaux des interfaces lithologiques, notamment en période climatique humide.

Géomécanique :

Formation	Base de la formation	Pression Limite nette pl* [MPa]	Module Pressiométrique E _M [MPa]	Coefficient rhéologique α
	m/TA			
Remblais/Limon des Plateaux	0,5/2,9	0,25	3,9	2/3
Argiles à meulières de Montmorency	9,5/11,7	1,67	26,1	2/3
Sable de Fontainebleau	>25	4,01	89,4	1/3

(*) la moyenne de cette formation a été réévaluée selon notre connaissance de la géologie du secteur et des valeurs généralement admises dans cette formation.

Pour la pression limite, il a été retenu la moyenne arithmétique diminuée d'un demi écart-type arrondie, limitée à 1,5 fois la plus petite valeur.

Pour le module pressiométrique, il a été retenu la moyenne harmonique arrondie.

Ce tableau réunit les données obtenues lors de la mission G1ES+PGC et G2 AVP.

5.2 Rappel du projet

Nous rappelons que le projet prévoit des travaux de restructuration et de valorisation du bâtiment Breguet comprenant une mise à nu de la structure intérieure et des façades de l'ensemble du bâtiment, la reprise de l'enveloppe et la rénovation des aménagements intérieurs et des équipements techniques.

Aucun travail de modifications des structures existantes n'est prévu à ce jour.

Des travaux de la Voirie et Réseaux Divers (VRD) sont également prévu à savoir :

- la rénovation du parvis du bâtiment afin de mettre en valeur l'accès à l'établissement,
- le reprofilage du terrain, la création de noues de rétention et de pelouse,
- le réaménagement du parc de stationnement avec la mise en place d'éventuels enrobés drainants.

À ce stade d'avancement des études, les caractéristiques du projet ne nous ont pas été communiquées (Plans de fondations, plan des aménagements, coupes, combinaisons d'actions s'appliquant aux fondations existantes et après restructuration...) ainsi notre étude gardera un caractère général d'avant-projet.

5.3 Stabilité des fondations existantes

Sur la base des données à disposition et des résultats des campagnes d'investigations, il apparaît que les différents blocs semblent fondés par l'intermédiaire de fondations profondes de type pieux foré béton dont les diamètres varient en fonction des charges existantes à reprendre entre Ø400 et Ø1000 mm de diamètre d'après les plans des fondations.

Néanmoins, la classe, catégorie et profondeur des pieux ne sont pas connus et tous les diamètres n'ont pas pu être mis en évidence.

Ainsi des investigations complémentaires de type sismiques parallèles (en option), fouilles complémentaires devront être menée dans la suite des études afin de statuer de manière définitive sur ce sujet et une fois les caractéristiques définitives du projet établies.

Dans le cadre des travaux, le maître d'ouvrage devra vérifier la compatibilité entre les descentes de charge du projet et les capacités portantes estimées dans la suite du rapport.

Comme l'existant, les futures extensions ou réaménagement du bâtiment devront être disposées sur des fondations profondes de type pieux. En fonction des descentes de charges, il n'est pas totalement exclu de pouvoir recourir à des micropieux voire à des fondation semi-profondes de type puits ancrés dans les argiles à meulière. Dans ce dernier cas il conviendra de prévoir des adaptations techniques spécifiques.

5.3.1 Hypothèse de dimensionnement des pieux existants

La capacité portantes des pieux existants à été estimé à partir des paramètres de dimensionnement indiqué dans le tableau inséré ci-après en considérant qu'il s'agit de pieux forés simple (Classe 1, catégorie 1 selon l'Eurocode 7) :

Horizons	Base de la couche	Frottement latéral								
		a	b	c	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	PI* (MPa)	f_{sol} (kPa)	q_s (kPa)	Cou rbe	K_p max
Remblais / Limons	1,8	Frottement neutralisé (tête de pieux et terrain remaniés)								
Argiles à meulière de Montmorency	10,8	0,003	0,04	3,5	1,1	1,6	45	49,5	Q1	1,15
Sable de Fontainebleau	>13,4	0,01	0,06	1,2	1	3,5	80	90	Q2	1,10

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 d'actions 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 :

$$R_{c,d} = \frac{1}{\gamma_b} A_b \frac{k_p \cdot PI_e^*}{\gamma_{R,d1} \cdot \gamma_{R,d2}} + \frac{1}{\gamma_s} \sum A_{si} \cdot \frac{q_{si}}{\gamma_{R,d1} \cdot \gamma_{R,d2}}$$

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:

$$R_{c,cr,k} = 0,5.R_{b,k} + 0,7.R_{s,k} \text{ (pour des pieux réalisés sans refoulement de sol)}$$

$$R_{b,k} = A_b \cdot q_{b,k} \quad \text{avec} \quad q_{b,k} = \frac{k_p \cdot Pl^*}{\gamma_{R,d1} \cdot \gamma_{R,d2}}$$

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

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

Dans notre cas, pour des pieux forés en compression (Classe 1 à 7), les valeurs retenues sont définies ci-après :

Paramètres	Valeurs retenues en compression
$\gamma_{R,d1}$	1,15 ¹ Pieux non ancrés dans la craie
	1,4 ² Pieux non ancrés dans la craie
$\gamma_{R,d2}$	1,1
γ_b	1,1
γ_s	1,1
$\gamma_{c,r}$	1,1 (ELS QP)
	0,9 (ELS Caractéristiques)

¹ Pieux non ancrés dans la craie de classe 1 à 7, hors pieux de catégorie 10 et 15.

² Pieux ancrés dans la craie de classe 1 à 7, hors pieux de catégorie 10, 15, 17 18, 19 et 20.

5.3.2 Ebauche dimensionnelle

A titre d'exemple, un pieu foré simple pourra reprendre les charges suivantes :

- Pieux forés simple Ø 400 mm**

Profondeur	Q-ELS-QP (kN)	Q-ELS-CARAC (kN)	Q-ELU-FOND (kN)	Q-ELU-ACC (kN)	$\sigma'_{b \text{ ELS CARAC}}$ (MPa)
10	380,7	465,6	619,5	681,5	3,7
11	466,1	570,0	765,1	841,8	4,5
12,0	523,0	639,5	846,4	931,2	5,1
14,0	636,7	778,6	1009,0	1110,0	6,2

- Pieux forés simple Ø 600 mm**

Cote de la base du pieu (NGF)	Q-ELS-QP (kN)	Q-ELS-CARAC (kN)	Q-ELU-FOND (kN)	Q-ELU-ACC (kN)	$\sigma'_{b \text{ ELS CARAC}}$ (MPa)
10	670,5	819,8	1127,8	1240,8	2,9
11	829,7	1014,4	1408,5	1549,5	3,6
12,0	915,0	1118,8	1530,4	1683,6	4,0
14,0	1085,6	1327,5	1774,2	1951,8	4,7

- Pieux forés simple Ø 800 mm**

Cote de la base du pieu (NGF)	Q-ELS-QP (kN)	Q-ELS-CARAC (kN)	Q-ELU-FOND (kN)	Q-ELU-ACC (kN)	$\sigma'_{b \text{ ELS CARAC}}$ (MPa)
10	1026,5	1255,0	1768,6	1945,7	2,5
11	1279,2	1563,9	2223,3	2445,9	3,1
12,0	1394,0	1704,4	2388,1	2627,2	3,4
14,0	1621,5	1982,6	2713,2	2984,8	3,9

- Pieux forés simple Ø 1000 mm**

Cote de la base du pieu (NGF)	Q-ELS-QP (kN)	Q-ELS-CARAC (kN)	Q-ELU-FOND (kN)	Q-ELU-ACC (kN)	$\sigma'_{b \text{ ELS CARAC}}$ (MPa)
10	1448,8	1771,3	2541,8	2796,2	2,3
11	1805,7	2207,5	3192,3	3511,9	2,8
12,0	1960,0	2396,3	3419,7	3762,1	3,1
14,0	2244,3	2744,0	3826,1	4209,1	3,5

(*) 1 MN = 100 t

(**) σ'_b est la contrainte moyenne du béton sur la seule section comprimée. Nous rappelons que conformément à la norme NF P 94-262 (§6.4.1), la valeur maximum de σ'_b est fonction :

- du type de pieu utilisé,
- de la qualité du béton.

Il est important de noter que la force portante des pieux est de 50 bars d'après les DOE. L'une des contraintes calculées dans le béton dépasse ce seuil. (Cf. figure 10).

N'ayant pas d'information définitive concernant le projet, les surcharges associées à la modification du bâtiment ne devront pas dépasser les 10 % en tenant compte des réserves et de la marge qui a été réalisés sur le dimensionnement des fondations existantes. Cela permettra d'assurer la stabilité de l'immeuble sans toucher aux fondations existantes.

Nous rappelons que notre étude gardera un caractère général d'avant-projet, nous avons interpréter les résultats mais en l'absence de documents précisant la description du projet, nos conclusions sont présentes à titre indicatif.

Nous rappelons que les valeurs citées dans le tableau précédent sont indicatives, obtenues sous charges verticales centrées en compression.

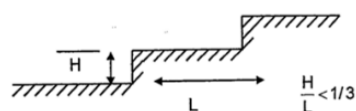
Il conviendra au maître d'ouvrage de vérifier si les descentes de charge du futur projet sont compatibles avec les charges que peuvent supporter les pieux actuels.

5.4 Nouveaux appuis éventuels

Dans le cas où le projet nécessitera la création de nouveaux appuis (création d'extension par exemple), il pourrait être envisagé (en fonction des charges à reprendre) des fondation semi-profondes de type puits béton associés à des longrines en béton armé ou semelles superficielles associées à un rattrapage en gros béton, ancrés d'au moins 0,50 m dans sols en places, argiles à meulière reconnues au-delà d'environ 0,5/3,0 m. En cas de surépaisseur de remblais il conviendra de prévoir un approfondissement localisé des fondations (remplissage en gros béton). Compte tenu de la nature des matériaux, un blindage des fouilles de fondations pourra s'avérer nécessaire.

Il conviendra de respecter la règle géométrique des 2V/3H relatives à des fondations descendues à différents niveaux, notamment à proximité du bâtiment existant à étendre, conformément au paragraphe 8.1. de la norme NF P 94-261 de Juin 2013.

Semelles filantes en redans



Semelles isolées

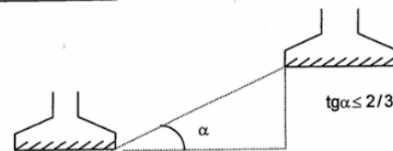


Figure 11 : Schéma relatif aux fondations ancrées à des niveaux différents Source : NF P 94-261

Dans ce dernier cas il conviendra de prévoir des adaptations techniques spécifiques.

Il conviendra de vérifier et justifier la faisabilité du projet par un ingénieur structure dûment mandaté à cet effet et d'étudier la méthodologie de mise en œuvre afin de garantir la stabilité du système durant toutes les phases du projet (provisoire et définitive).

Capacité portante de fondations semi-profondes ancrées dans les argiles à meulière de Montmorency :

D'après les recommandations de l'Eurocode 7 (norme NFP 94-261), on s'assurera que la charge verticale transmise par la fondation superficielle au terrain (V_d) est inférieure à la résistance nette du terrain ($R_{v,d}$) sous la fondation superficielle selon la formule suivante :

$$V_d - R_0 < R_{v,d}$$

$$\text{soit } V_d - R_0 < (A' q_{net} / \gamma_{Rd,v} \gamma_{Rv})$$

Avec :

R_0 : valeur du poids de volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux ;

A' : surface effective de la fondation ;

q_{net} : valeur de la contrainte associée à la résistance nette sous fondation calculé selon la méthode pressiométrique (Annexe D de l'Eurocode 7) soit :

$$q_{net} = K_p Pl_e i_\delta i_\beta$$

Avec :

i_δ : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement ($i_\delta = 1$ si la charge est verticale) ;

i_β : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus ($i_\beta = 1$ dans le cas de la non proximité d'un talus) ;

$\gamma_{R,d,v}$: coefficient de modèle = **1,2** par la méthode pressiométrique ;

$\gamma_{R,v}$: facteur partiel égal à **2,3** à **PELS** caractéristique et quasi-permanent et égal à **1,4** à **ELU** durables et transitoires.

Par sécurité, nous limiterons la valeur moyenne de Pl_e^* dans les Argiles à meulière égale à **1,60 MPa** (au stade de notre étude) et nous retiendrons une valeur de K_p minimale dans les argiles de **0,8**.

Et par simplicité, nous avons négligé le poids des terres excavé soit **$R_0 = 0$**

On obtient alors une valeur de **$q_{net} = 1,28 \text{ MPa}$**

Il vient alors des contraintes de calcul suivantes :

- **0,46 MPa** (4,6 bars ou 46 t/m²) à l'ELS,
- **0,76 MPa** à l'ELU fondamental,
- **0,89 MPa** à l'ELU Accidentel.

5.5 Sujétions de conception et d'exécution

Dans le cas où il serait nécessaire de réaliser de nouvelles fondations, il conviendra, de plus, de respecter les sujétions générales suivantes :

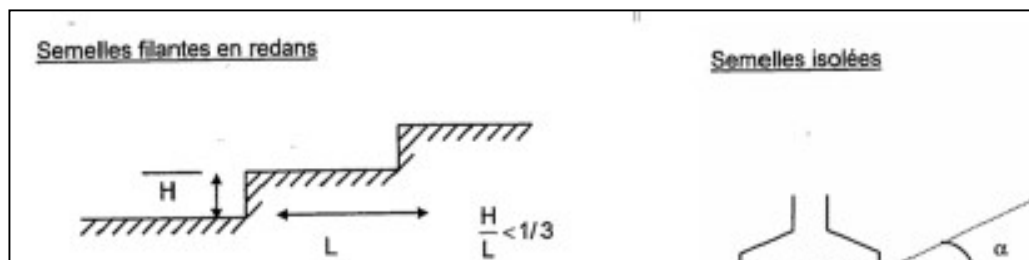
5.5.1 Fondations profondes

- La stabilité des parois du forage devra être assurée par l'utilisation d'outils adaptés au contexte géotechnique du site (mise en place d'un tube de travail,...) ;
- Le forage des pieux ne devra pas générer de désordres sur les avoisinants (contexte urbain dense). Le battage, le vibrofonçage et l'utilisation de trépan devront être prohibés ;
- Les conditions d'exécution des pieux seront de la responsabilité de l'entreprise et devront être adaptées en fonction du contexte géotechnique général du site ;
- Une reconnaissance de 5 m sous l'assise prévisionnelle des fondations est indispensable pour ce type de dimensionnement ;
- A noter que dans les formations argileuses, des phénomènes de rétractation des argiles peuvent survenir, ce qui pourrait entraîner une diminution du diamètre du pieu en phase travaux et éventuellement coincer l'outil de foration. Toutes les précautions devront être prises vis-à-vis de ces phénomènes ;
- La distance minimale entre deux pieux devra être au moins égale à 3 fois le diamètre du micropieu. Sinon il faudra tenir compte d'un effet de groupe, dont la valeur pourra être déterminée dans le cas d'une étude complémentaire. ;
- La médiocre compacité des couches superficielles (remblais, limons et sables argileux) pourra éventuellement entraîner des efforts parasites horizontaux qu'il est nécessaire de prendre en compte et que le maître d'œuvre concepteur du projet devra quantifier ;
- Si un remblaiement est prévu, il conviendra de calculer le frottement négatif qui sera induit sur l'épaisseur des horizons les plus compressibles et de le prendre en compte dans le dimensionnement définitif.
- L'entreprise mettra en œuvre un matériel adapté lui permettant d'atteindre les profondeurs et fiches minimales requises.
- Les pieux soumis à des efforts horizontaux ou des moments devront être armés en conséquence,
- Il faut mettre en œuvre un blindage ou soutènement de fouille nécessaire pour garantir la sécurité du personnel et l'absence de mouvement préjudiciable aux ouvrages existants et riverains tant en phase provisoire de chantier qu'en phase définitive,
- L'assujettissement des pieux aux infrastructures à conforter devra être soigneusement étudié et réalisé. Il est préférable d'envisager ce liaisolement à l'aide de chevêtres ou sommiers et de longrines exécutées par passes alternées en sous-œuvre. Il faudra traiter l'ensemble des appuis intérieurs et extérieurs,

- La fragilité des maçonneries des fondations observées dans les sondages nécessite de prévoir des dispositions constructives adaptées permettant de minimiser les effets de traumatisme lors du dégarnissage de ces éléments,
- La technique de foration de forage pour les pieux devra permettre de traverser les éléments ou niveaux indurés (blocs éventuels dans les remblais, bancs calcaires résistant au sein des sols en place,...). Elle devra aussi minimiser les vibrations risquant d'endommager les structures existantes fragilisées,
- Des surconsommations de coulis ou de béton sont à prévoir dans les Remblais et les niveaux remaniés, d'où la nécessité des tubages,
- L'utilisation d'armatures tubulaires avec centreurs est recommandée pour les pour garantir le bon scellement et le bon enrobage de l'armature ; cette dernière servant de dispositif d'injection par flux inversé,
- En cas d'exécution des fouilles et des longrines en période humide, il faudra au besoin prévoir des moyens de pompage pour épuiser les fouilles et prévoir un béton de propreté pour limiter la
- L'Entreprise devra mettre en place des dispositifs nécessaires permettant d'éviter que les parties enterrées des constructions mitoyennes soient impactées par des arrivées d'eau et/ou de béton.

5.5.2 Fondations superficielles

- l'homogénéité des fonds de fouilles sera soigneusement contrôlée,
- la mise en place du béton ou du gros béton de rattrapage devra suivre immédiatement l'ouverture des fouilles afin d'éviter tout risque d'altération de leurs parois et assise sous l'effet des venues d'eau et de l'action des agents météoriques. Le bétonnage devra se faire à pleine fouilles sur une hauteur minimale de 0,50 m,
- 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,
- en cas d'instabilité des parois des fouilles des fondations, il faudra prévoir un blindage,
- 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 des dispositifs particuliers (utilisation d'un BRH),
- la plus petite dimension des fondations ne sera pas inférieure à 0,50 m pour les semelles filantes et 0,70 pour les semelles isolées,
- les eaux de ruissellements superficiels ne devront pas être dirigées vers les façades de la construction projetée,
- toutes les canalisations, et en particulier leur jonction avec la construction et les sorties, devront être souples pour éviter les ruptures (fourreaux avec jeu suffisant, joints rapprochés, regards visitables...).
- en cas d'instabilité des fouilles de fondations, on prévoira la mise en œuvre d'un blindage provisoire,
- il conviendra de respecter les règles géométriques relative à des fondations descendues à différents niveaux conformément au paragraphe 8 de la norme NF P 94 261, synthétisé dans la figure ci-dessous :



5.6 Niveaux bas

En cas d'extension, il conviendra en première approche de traiter les niveaux bas en plancher porté par les fondations.

Des joints de rupture devront impérativement être mise en place entre les différentes parties des bâtiments.

5.7 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 une méthode observationnelle.

En d'autres termes, nous recommandons de mettre en œuvre :

- des dispositifs de contrôle des déformations des voiles périmétriques et des avoisinants (cibles relevées en X, Y et Z (par un Géomètre-Expert), avec une fréquence minimum d'un relevé par semaine),
- des dispositions palliatives permettant de définir des seuils d'alerte et d'intervention en cas de déformations excessives.

6 ALEAS GEOTECHNIQUES ET CONDITIONS CONTRACTUELLES

1. Les reconnaissances de sol procèdent par sondages ponctuels, les résultats ne sont pas rigoureusement extrapolables à l'ensemble du site. Il persiste des aléas (exemple : hétérogénéités locales) qui peuvent entraîner des adaptations tant de la conception que de l'exécution qui ne sauraient être à la charge du géotechnicien.
2. Le présent rapport et ses annexes constituent un tout indissociable. La mauvaise utilisation qui pourrait être faite suite à une communication ou reproduction partielle ne saurait engager BUREAU SOL CONSULTANTS.
3. Des modifications dans l'implantation, la conception ou l'importance des constructions ainsi que dans les hypothèses prises en compte et en particulier dans les indications de la partie « Présentation » du présent rapport peuvent conduire à des remises en cause des prescriptions. Une nouvelle mission devra alors être confiée à BUREAU SOL CONSULTANTS afin de réadapter ces conclusions ou de valider par écrit le nouveau projet.
4. Au moment de l'ouverture des fouilles ou de la réalisation des premières fouilles, il est conseillé de faire procéder à une visite de chantier par un géotechnicien. Cette visite donne lieu à avis écrit portant sur la vérification de la nature des sols et le niveau d'assise des fondations superficielles ou sur la conformité de la méthode d'exécution des fondations profondes.
5. **Il est rappelé que la mission G2 AVP devra être poursuivie par des missions G2 PRO, G2 DCE/ACT, puis G3 et G4 (études et suivis d'exécution des ouvrages géotechniques) afin de limiter les aléas géotechniques qui peuvent apparaître en cours d'exécution ou après réception des ouvrages. BS CONSULTANTS se tient à la disposition du maître d'œuvre pour la réalisation de ces missions.**

Les Ulis, le 4 avril 2023

G. JANEZ
Ingénieur rédacteur

C. GOUJON-BELLEVUE
Responsable Technique

ANNEXE 1

PLAN D'IMPLANTATION DES INVESTIGATIONS IN-SITU

ANNEXE 2

COUPES DES SONDAGES

ANNEXE 3

P.V. DES FOUILLES DE RECONNAISSANCE DES FONDATIONS

ANNEXE 4

P.V DES ANALYSES LABORATOIRE

ANNEXE 5

P.V DES ESSAIS DE PERMEABILITE

ANNEXE 6
CLASSIFICATION DES NORMES GEOTECHNIQUES SELON LA
NORME NF P 94-500