

GÉOFONDATION

l'ingénierie du sous-sol

INGÉNIERIE GÉOTECHNIQUE •
selon la norme NF P 94 500

HYDROGÉOLOGIE •
selon la norme NF P 94 500

DIAGNOSTIC POLLUTION •
selon la norme NF X 31-620-2

Maitrise d'ouvrage :
THE EXPLORATION COMPANY

Dossier n° BX 24 01 32 :
MERIGNAC (33)
14 Rue Marcel Issartier

**Aménagement D'un Site D'essai En Etage Et Crédit
D'un Banc D'essai**
Rapport d'étude géotechnique G2AVP

Etabli le 21 janvier 2025 par :
GEOFONDATION - Agence de Bordeaux

 05 56 28 78 90
www.geofondation.fr



be@geofondation.fr

Une équipe à vos côtés dans l'acte de construire

Nos valeurs :

- Délais, disponibilité
- Prix, adaptabilité
- Expertise.

GéoFondation
www.geofondation.fr

SOMMAIRE

1. DONNEES D'ENTREES DE L'ETUDE	3
1.1. <i>INTERVENANTS PORTES A NOTRE CONNAISSANCE</i>	3
1.2. <i>DESCRIPTION DU PROJET</i>	3
1.3. <i>MISSIONS COMMANDEES</i>	6
1.4. <i>INVESTIGATIONS HYDRO GEOTECHNIQUES</i>	7
2. RISQUES NATURELS RECENSES PAR L'ETAT	9
2.1. <i>GEORISQUES</i>	9
2.2. <i>GEOLOGIE GENERALE</i>	13
3. RESULTATS DES ESSAIS ET SYNTHESES AVEC LES DONNEES	15
3.1. <i>ESSAIS HYDROGEOLOGIQUES</i>	15
3.1.1. <i>MESURES PIEZOMETRIQUES IN SITU</i>	15
3.1.2. <i>PERMEABILITES MESUREES IN SITU (ARCHIVES DE L'ETUDE DE FEV. 24)</i>	15
3.1.3. <i>AGRESSIVITE DE LA NAPPE VIS-A-VIS DES BETONS (ARCHIVES MISTRAL)</i>	16
3.2. <i>ESSAIS DE MECANIQUE DES SOLS</i>	17
3.2.1. <i>RELEVES GEOTECHNIQUES IN SITU</i>	17
3.2.2. <i>ANALYSES EN LABORATOIRE SELON LE GUIDE GTR (ARCHIVES FEV. 24)</i>	18
4. PRINCIPES DE FONDATION & DALLE BASSE ENVISAGEABLES	18
4.1. <i>RECOMMANDATIONS SELON L'EUROCODE 7</i>	18
4.2. <i>MODULES DE SOLS SOUS LE DALLAGE EXISTANT (BUREAUX) COMME POUR LE RADIER DU BANC D'ESSAI 20</i>	18
4.3. <i>FONDATIONS EXISTANTS ZONE BUREAUX</i>	20
4.4. <i>FONDATIONS PAR RADIER RIGIDE SELON L'EUROCODE 7 – BANC D'ESSAI</i>	25
4.5. <i>FONDATIONS PROFONDES SELON LA METHODE PRESSIONOMETRIQUE</i>	28
5. SUITE A DONNER AU RAPPORT POUR LE DCE	36
ANNEXES	40
- Plan de situation, - Plan d'implantation, - Coupes géotechniques.	

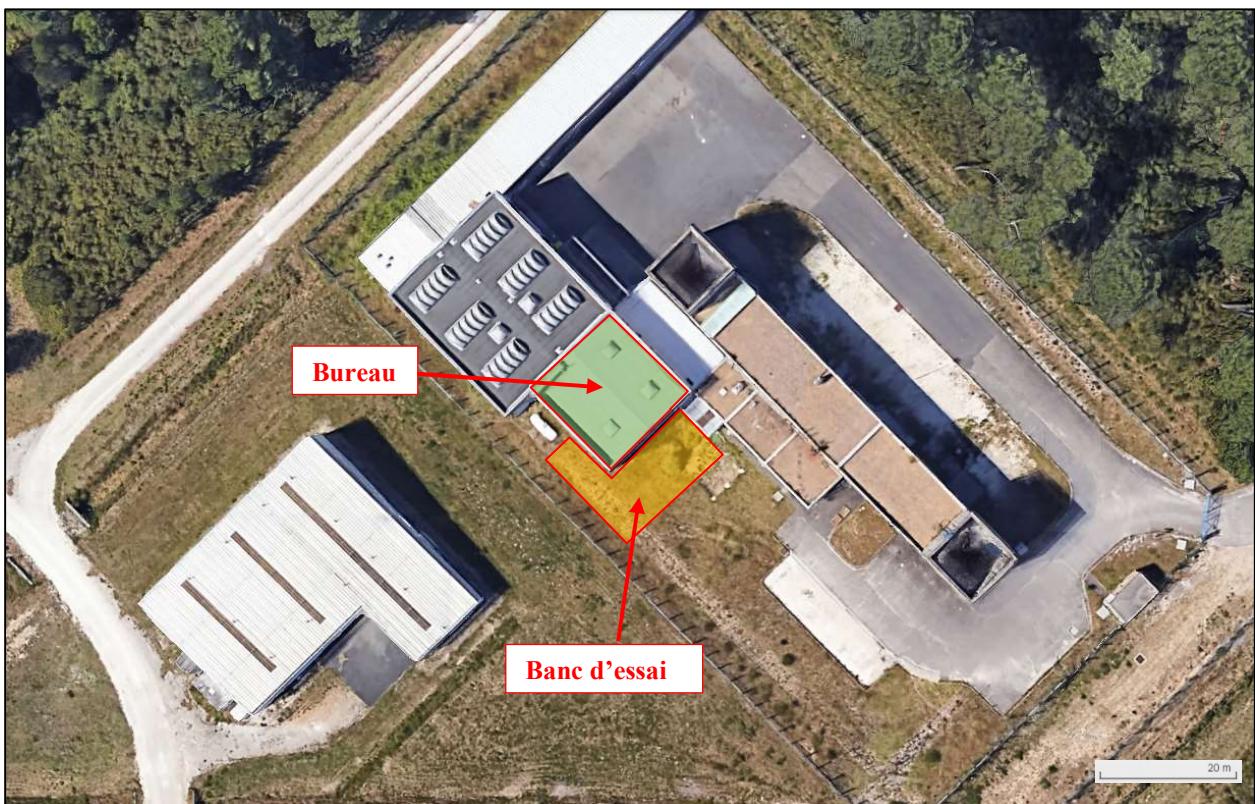
1. DONNEES D'ENTREES DE L'ETUDE

1.1. Intervenants portés à notre connaissance

Maître d'ouvrage	The Exploration Compagny
------------------	--------------------------

1.2. Description du projet

Le projet prévoit l'aménagement de bureau en étage et création d'un banc d'essai sur le site d'essai de propulsion pour un vaisseau spatial modulaire.



Zone d'aménagement (via Google Earth)

1.2.1. Documents communiqués

Documents communiqués (document contractuel de l'étude) :

	Désignation	Auteur	Date du doc
1	Consultation bureau d'études géotechniques	The Exploration Compagny	24/01/2024

Documents demandés en plus :

Pour réaliser la G2PRO, il nous faudra

- du géomètre, le plan topo EDL
- de l'architecte : les plans PRO avec notamment les coupes où les 0,00 est renseigné en NGF
- du BET STRUCTURE : les DDC sous EXCEL pondérées à l'ELS carac et l'ELU fond ainsi que le plan de béton des fondations. Ces éléments seront indispensables pour définir le projet notamment en phase PRO/DCE/ACT.

1.2.3. Tolérance de tassements à confirmer par le MOE

Les tassements admissibles du projet ne nous ont pas été donnés. Ils dépendent des caractéristiques de la structure projetée et des exigences du maître d'ouvrage. Sous toutes réserves et par hypothèse, les critères de déformation admissible retenus pour cette étude sont :

- Tassement absolu W : inférieur à 2.0 cm ;
- Tassement différentiel : inférieur à 1/500e de la portée (L)entre appuis.

Soit ouvrage par ouvrage :

type	Structure voile béton 3m<L<5m	Stockage poteaux métal ou béton 8m<L<12m	Dallage béton	Structure bois	Immeuble ou bassin sur sur Radier
W	≤1cm	≤2cm	≤2cm	≤2cm	≤2cm

1.2.4. Documents de référence

Les ouvrages géotechniques seront définis selon les référentiels suivants :

Ouvrage géotechnique	Référentiel	Mise à jour
Dénomination et description des sols	NF P 94-400-1 NF P 94-400-2	Mai 2003 Avril 2005
Calcul géotechnique	NF EN 1997-1 et 2/NA NF P 94 251-1 NF P 94 252	Sept 2006 Juin 2005 Sept 2007
Fondations	NF P 94 261 « superficielles » NF P 94 262 « profondes » NF DTU13.1	Juin 2013 Juillet 2018 Sept 19
Renforcement de sol	ASIRI pour les inclusions	2012

	NF P 94 340 « colonnes ballastées » Recommandations du CFMS « colonnes ballastées »	Déc. 2005 2011
Ouvrages de soutènement – Ecrans	NF P94 – 282 – 1	Fév. 2015
Ouvrages de soutènement – Murs	NF P94 – 281	04/2014
Terrassements GTR	NF P 11 300	09/1992
Dimensionnement des chaussées neuves	NF P 98 -086	10/2011
Eurocode – Classification des sols aux séismes	NF EN 1998-5	2013
Dallages	DTU 13.3 - 1	5/2007
Cuvelage à amender par « prise en compte des niveaux d'eau selon l'Eurocode 7 » du 24/10/2015 édité par le CFMS	DTU 14.1	5/2000

Remarque : toutes les abréviations utilisées dans ce rapport sont conformes à la norme XP 94-010 hormis les suivantes :

- TA : terrain actuel

1.2.5. Mitoyens et définition de la ZIG

On doit distinguer :

- Les mitoyens ou avoisinants, c'est-à-dire les bâtiments et réseaux existants en vis à vis du projet
- Et la zone d'influence géotechnique, qui peut aller au-delà des vis-à-vis, par exemple dans le cas de terrassements de masse, notamment en aval d'une pente, de rabattement de la nappe,

Compte tenu des travaux présentés à ce stade, la ZIG s'étend sur un rayon :

- de $V_T \geq 4H_T$ autour des terrassements, H_T désignant la profondeur d'excavation, V_T le rayon d'influence des travaux de terrassements,
- de $V_R \geq 5H_R$ autour des rabattements de la nappe, H_R désignant la profondeur de rabattement de la nappe sachant que l'on rabat la nappe souvent plus profondément que les terrassements, par exemple $H_R = H_T + 1$,
- de $V_v \geq 15m$ généralement autour des ouvrages enfoncés dans le sol, améliorations de sols par colonnes ballastées, soutènement par palplanche, ...mais H_v dépend de la technique et de la nappe des sols, les sables absorbent mieux ce type de vibrations mais ils se serrent à proximité immédiate, les marnes diffusent plus loin les vibrations, le battage se diffuse moins que le vibrobattage. ..

La ZIG (Zone d'Influence Géotechnique) est donc égale au max (V_T ; V_R ; V_v), soit dans le cas présent le site est délimité par :

- l'aéroport de bordeaux au sud ;
- Une zone boisée au nord
- des terrains non construits à l'est et à l'ouest.

1.3. Missions commandées

La mission de GEOFONDATION est conforme au devis n° **DEV-20241210-02185** du 10/12/2024 accepté sans réserve par le client le 19/12/2024 par retour du devis signé.

Il s'agit d'une étude géotechnique d'avant-projet G2 AVP selon la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013 sur les missions d'ingénierie géotechnique au stade d'une étude APD. Le rapport G2AVP est donc fait pour être exploité par la maîtrise d'œuvre et non par l'entreprise pour son chiffrage et ses travaux.

Etapes selon norme NF P 94 500	Préalable		Conception				Exécution	
Phases selon norme NF P 94 500	G1ES	G1PGC	G2AVP	G2PRO	G2DCE	G2ACT	G4EXE	G4DET
Missions confiées			X					
Indices			A & B					

NB : Dès réception des descentes de charges pondérées et plan béton des fondations ainsi que les éléments topographiques du projet et EDL, il est prévu que cette étude géotechnique G2 AVP soit suivie d'une mission géotechnique G2PRO conformément à la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013 sur les missions d'ingénierie géotechnique. Le rapport G2PRO est donc fait pour être exploité par la maîtrise d'œuvre pour son DCE et non par l'entreprise pour sa phase EXE et DET.

Remarques générales :

Il convient de rappeler que les aspects suivants ne font pas partie de nos missions géotechniques quel que soit le niveau, notamment :

- La reconnaissance de cavités,
- L'érosion des sols et des berges,
- Les diagnostics de pollutions,
- Le potentiel géothermique du site
- L'étude historique du site ne fait pas partie de notre mission. En l'absence de données de la part des différents intervenants au moment de notre étude, le présent rapport est limité à nos connaissances propres.
- La reconnaissance des anomalies géotechniques situées en dehors de l'emprise des investigations,
- Les enquêtes hydrauliques pour définir la cote d'inondation,

1.4. Investigations hydro géotechniques

Le plan d'implantation et les coupes des sondages sont donnés en annexes. Le niveau zéro des sondages correspond au niveau du terrain à la date de leur réalisation. Pour plus de précision, il faudra nous transmettre un relevé fait par un géomètre.

- Lors d'une 1ère campagne d'investigations en **février 2024**, nous avions réalisé les sondages suivants dans l'emprise du projet :

1.4.1. Sondages in situ fev 2024

N°	Technique	Profondeur	Essais	Machine	Cote NGF
SP1 SP2	Tarière + destructif si refus	9 m	Pressiométriques NF P 94 110 à 1 m - 3,5 m - 4 m - 4,5 - 5 m - 6 m - 8 m - 9 m Prendre 2l d'eau dans chaque	GEO205	
CPT1 CPT2 CPT3	Fonçage des tiges	20 m ou refus 8m 8m	Pénétromètre statique NF P 94 113 à pointe électrique	SCANIA 26T	
RF1 RF2 RF3	Fouille manuelle	Sous les fondations	Reconnaissance des fondations mitoyennes Prendre 3kg sous les fondations	Perforateur-burineur Disqueuse	
K1 K2	Test d'infiltration	0,5 m	Essais de perméabilité de type Porchet	/	

Remarques générales : Les forages semi-destructifs ou destructifs ainsi que les fonçages statiques ou dynamiques, ne permettent pas de mettre en évidence, de façon certaine, la base des remblais de couverture ni le passage d'un faciès à un autre.

1.4.2. Essais en laboratoire

Analyses	Quantité
Détermination de la teneur en eau naturelle selon la norme NF 94 512	1
Analyse agressivité de la nappe	1
Granulométrie selon la norme NF 94 056 et valeur de bleu	1

- Aussi, nous avons réalisé les sondages complémentaires suivants en **janvier 2025** :

1.4.3. Sondages in situ janvier 2025

N°	Technique	Profondeur	Essais	Machine	Cote NGF
SP3	Tarière + destructif si refus	12 m	Pressiométriques NF P 94 110 à 1 m - 2 m - 3 m - 4 m - 5 m - 6 m - 7 m - 8 m - 9 m - 10 m - 11 m Prélèvement de 3 kg de sol	GEO205	
CPT4	Fonçage des tiges	10,16 m	Pénétromètre statique NF P 94 113 à pointe électrique	SCANIA 26T	
PD1	Battage des tiges	7,8 m	Pénétromètre dynamique	PAGANI tg30/20	
CD1	Carottage de dallage	<0,5m	Coupe + photos dallage		
RF4	Fouille manuelle	Sous les fondations	Reconnaissance des fondations mitoyennes	XP P 94-202	

Remarques générales : Les forages semi-destructifs ou destructifs ainsi que les fonçages statiques ou dynamiques, ne permettent pas de mettre en évidence, de façon certaine, la base des remblais de couverture ni le passage d'un faciès à un autre.

2. RISQUES NATURELS RECENSES PAR L'ETAT

2.1. Géorisques

Le préfet met à disposition divers sites internet permettant d'apporter quelques précisions sur ces risques. D'autres risques existent et peuvent avoir une répercussion sur le projet comme notamment :

- La présence de pollution des sols qui peuvent induire une agressivité vis-à-vis des bétons (hors mission)
- Présence de carrière (hors mission),
- Présence de cavités souterraines type karsts ou vide de dissolution (hors mission).

Sur cette commune, le site www.georisques.fr relève les risques suivants :

 INONDATION 📍 à mon adresse : PAS DE RISQUE CONNU 📍 sur ma commune : EXISTANT Accéder aux informations détaillées →	 SÉISME 📍 à mon adresse : FAIBLE 📍 sur ma commune : FAIBLE Accéder aux informations détaillées →
 MOUVEMENTS DE TERRAIN 📍 à mon adresse : INCONNU 📍 sur ma commune : EXISTANT Accéder aux informations détaillées →	 RETRAIT GONFLEMENT DES ARGILES 📍 à mon adresse : IMPORTANT 📍 sur ma commune : IMPORTANT Accéder aux informations détaillées →

2.1.1 Risque sismique selon l'EuroCode8

📍 **Adresse recherchée : 65 Avenue de Bellevue, 33700 Mérignac**

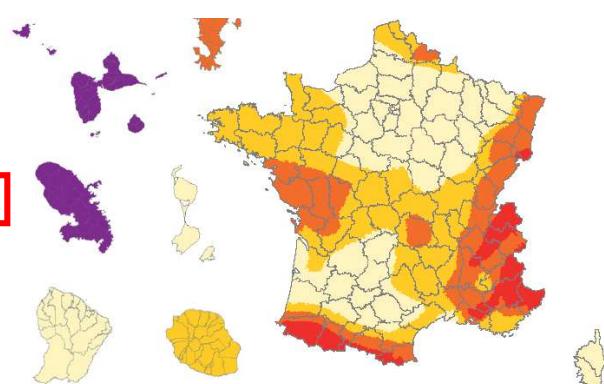


Le paramètre retenu pour décrire l'aléa sismique au niveau national est une accélération a_{gr} , accélération du sol «au rocher» (le sol rocheux est pris comme référence).

Le zonage réglementaire définit **cinq zones de sismicité croissante** basées sur un découpage communal.

Projet →

Zone de sismicité	Niveau d'aléa	a_{gr} (m/s ²)
Zone 1	Très faible	0,4
Zone 2	Faible	0,7
Zone 3	Modéré	1,1
Zone 4	Moyen	1,6
Zone 5	Fort	3



L'Eurocode 8 ne s'applique dans cette zone de sismicité 2 que pour des ouvrages de catégorie III et IV (CF signification sur <https://www.service-public.fr/professionnels-entreprises/vosdroits/F32351>).

Projet

Catégorie d'importance	Description
I	<ul style="list-style-type: none"> Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée.
II	<ul style="list-style-type: none"> Habitations individuelles. Établissements recevant du public (ERP) de catégories 4 et 5. Habitations collectives de hauteur inférieure à 28 m. Bureaux ou établissements commerciaux non ERP, $h \leq 28$ m, max. 300 pers. Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes. Parcs de stationnement ouverts au public.
III	<ul style="list-style-type: none"> ERP de catégories 1, 2 et 3. Habitations collectives et bureaux, $h > 28$ m. Bâtiments pouvant accueillir plus de 300 personnes. Établissements sanitaires et sociaux. Centres de production collective d'énergie. Établissements sociaux.
IV	<ul style="list-style-type: none"> Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public. Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage d'eau potable, la distribution publique de l'énergie. Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne. Établissements de santé nécessaires à la gestion de crise. Centres météorologiques.

Exigences sur le bâti neuf

Les exigences sur le bâti neuf dépendent de la catégorie d'importance du bâtiment et de la zone de sismicité.

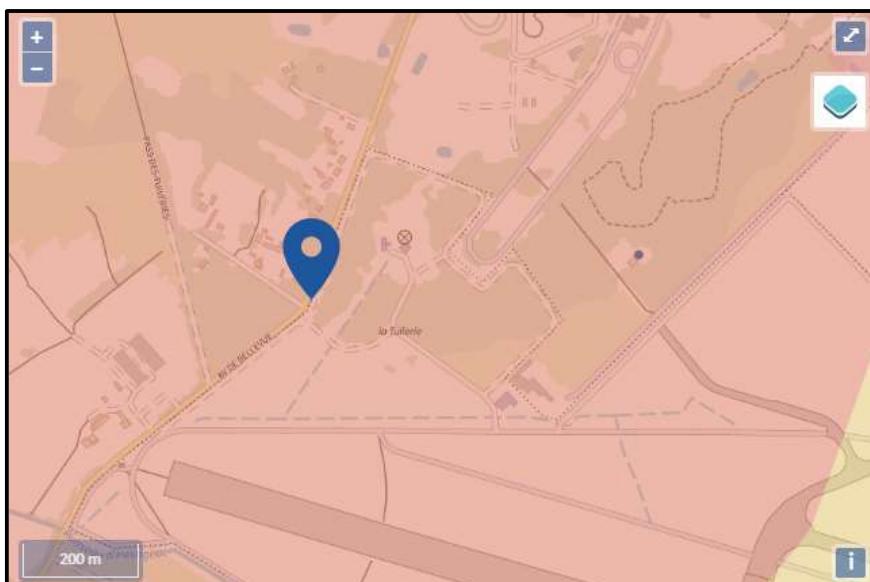
I	II	III	IV
Zone 1			
Zone 2		aucune exigence	
Zone 3	PS-MI ¹	Eurocode 8 ³ $a_g=0,7 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³
Zone 4	PS-MI ¹	Eurocode 8 ³ $a_g=1,1 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_g=1,6 \text{ m/s}^2$
Zone 5	CP-MI ²	Eurocode 8 ³ $a_g=3 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_g=3 \text{ m/s}^2$

¹ Application possible (en dispense de l'Eurocode 8) des PS-MI sous réserve du respect des conditions de la norme PS-MI

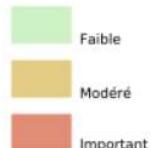
² Application possible du guide CP-MI sous réserve du respect des conditions du guide

³ Application obligatoire des règles Eurocode 8

2.1.2 Risque argiles



Légende :



Le projet se situe sur une zone d'aléa important au retrait et gonflement des argiles. Pour comprendre cette cartographie, il convient de se reporter à l'article R112-5 (V) du code de la construction ([Code de la construction et de l'habitation. - art. R112-5 \(V\)](#))

Le potentiel de gonflement peut être ré-évalué par le tableau ci-dessous de Bigot et Zerhouni (2000):

Paramètres d'identification			Susceptibilité de variation de volume de sol
Indice de Plasticité Ip (%)	Pourcentage de passant au tamis de $80\mu\text{m}$ (%)	VBS (g/100 de sol)	
>30	>90	>6	Forte
15< Ip <30	>50	2<VBS<6	Moyenne
<15	>50	<2	Faible

Nos reconnaissances géologiques permettent :

- **De confirmer le RRGA pour le banc d'essai**

L'Arrêté du 22 juillet 2020 relatif aux techniques particulières de construction dans les zones exposées au phénomène de mouvement de terrain différentiel consécutif à la sécheresse et à la réhydratation des sols (pour les aléas moyen et fort) paru au JORF n°0200 du 15/8/2020 texte 57 indique les dispositions constructives que le constructeur est tenu de respecter :

I. - Les bâtiments en maçonnerie ou en béton sont construits avec une structure rigide. La mise en œuvre de chaînages horizontaux et verticaux, ainsi que la pose de linteaux au-dessus des ouvertures permet de répondre à cette exigence.

II. - Pour tous les bâtiments :

a) Les déformations des ouvrages sont limitées par la mise en place de fondations renforcées. Elles ont comme caractéristiques d'être :

- en béton armé ;
- suffisamment profondes pour s'affranchir de la zone superficielle où le sol est sensible au phénomène de mouvement de terrain différentiel ... Cf notre chapitre 4.1) ;
- ancrées de manière homogène, sans dissymétrie sur le pourtour du bâtiment, notamment pour les terrains en pente ou pour les bâtiments à sous-sol partiel. En l'absence de sous-sol, la construction d'une dalle sur vide sanitaire est prévue ;
- coulées en continu ;
- désolidarisées des fondations d'une construction mitoyenne ;

b) Les variations de teneur en eau du terrain à proximité de l'ouvrage dues aux apports d'eaux pluviales et de ruissellement sont limitées, pour cela :

- les eaux de gouttières sont éloignées des pieds de façade, avec un exutoire en aval de la construction ;
- les réservoirs de collecte des eaux pluviales sont équipés d'un système empêchant le déversement des eaux de trop plein dans le sol proche de la construction ;
- les puisards situés à proximité de la construction sont isolés des fondations par un système assurant son étanchéité ;
- les eaux de ruissellement superficielles ou souterraines sont détournées à distance de l'habitation en mettant en œuvre un réseau de drainage ;
- la surface du sol aux abords de la construction est imperméabilisée ;
- le risque de rupture des canalisations enterrées est minimisé par l'utilisation de matériaux flexibles avec joints adaptés ;

c) Les variations de teneur en eau du terrain à proximité de l'ouvrage causées par l'action de la végétation sont limitées, pour cela :

- le bâti est éloigné du champ d'influence de la végétation. On considère que la distance d'influence est égale à une fois la hauteur de l'arbre à l'âge adulte, et une fois et demi la hauteur d'une haie ;
- à défaut du respect de la zone d'influence, un écran anti-racines est mis en place. Cet écran trouve sa place au plus près des arbres, sa profondeur sera adaptée au développement du réseau racinaire avec une profondeur minimale de 2 m ;

- le cas échéant, la végétation est retirée en amont du début des travaux de construction afin de permettre un rétablissement des conditions naturelles de la teneur en eau du terrain ;
- en cas de difficultés techniques, notamment en cas de terrains réduits ou en limite de propriété, la profondeur des fondations est augmentée par rapport aux préconisations du paragraphe II du présent article ;
- d) Lors de la présence d'une source de chaleur importante dans le sous-sol d'une construction, les échanges thermiques entre le terrain et le sous-sol sont limités. Pour cela, les parois enterrées de la construction sont isolées afin d'éviter d'aggraver la dessiccation du terrain situé dans sa périphérie.

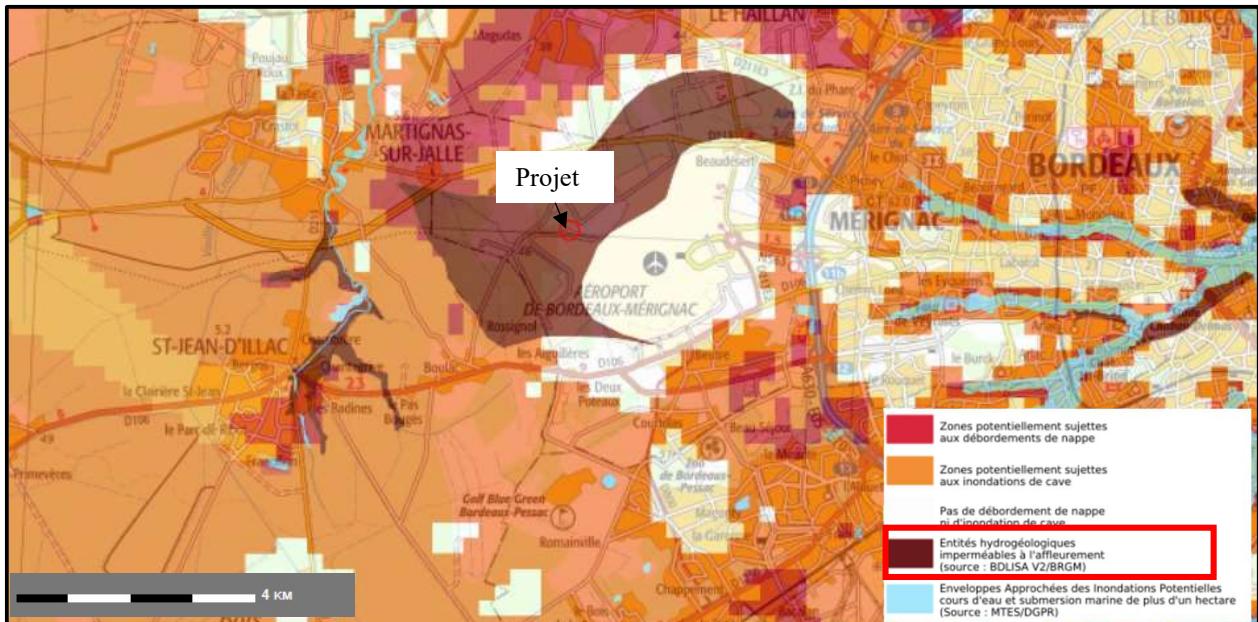
2.2. Géologie générale

Le site internet du BRGM : www.infoterre.fr permet, en autre, de donner des informations :

- Sur les zones potentiellement sujettes au débordement de la nappe
- Sur la géologie générale
- Sur la présence de cavité naturel, anthropique,

2.2.1 Remontée de la nappe

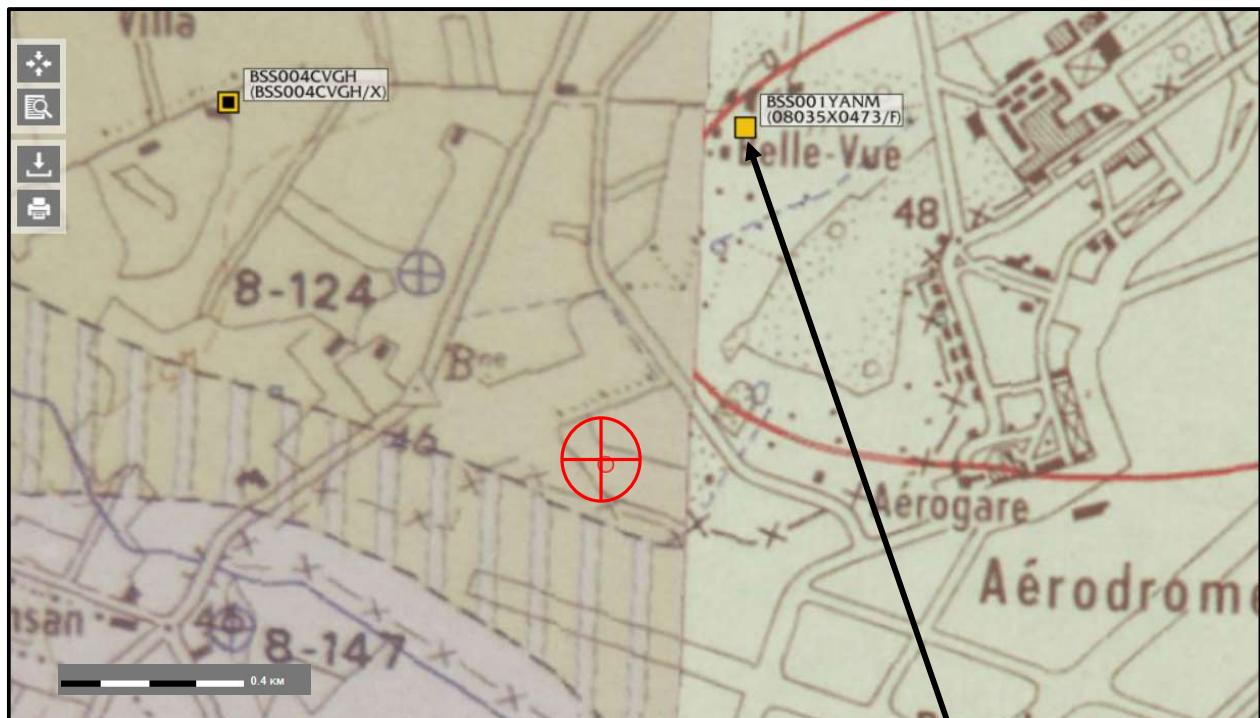
Une évaluation de ce risque est donnée dans le site internet du BRGM : www.infoterre.fr.



D'après cette carte nous nous situons dans une zone d'entités hydrogéologiques imperméables à l'affleurement.

2.2.2 Cartes géologiques au 1/50 000ème du BRGM

La Banque de Données du Sous-sol gérée par le BRGM (carte géologique au 1/50000ème de STE-HELENE-LE PORGE, numéro de carte 802) indique que le projet se situe sur des alluvions anciennes de la Garonne (notation FxA-D).



BSS001YANM

Ancien code - avant 2017
08035X0473/F

BSS001YANM
Altitude : 48M

Log géologique numérisé

Nombre de niveaux : 4

Profondeur	Lithologie	Stratigraphie
De 0 à 1 m	TERRE	QUATERNaire
De 1 à 7 m	GRAVIERS BEIGE PUIS OCRE	QUATERNaire
De 7 à 19 m	SABLE ET GRAVIER	QUATERNaire
De 19 à 20 m	ARGILE BEIGE	

3. RESULTATS DES ESSAIS ET SYNTHESES AVEC LES DONNEES

3.1. Essais hydrogéologiques

3.1.1. Mesures piézométriques in situ

Lors des forages le 8/1/25, nous avons repéré les niveaux d'eau aux droits de nos sondages :

Sondages n°	SP1
Profondeur du plan d'eau	1.1m
Cote NGF plan d'eau	

A notez qu'en février 2024, la nappe se situait vers 0.8m de profondeur.

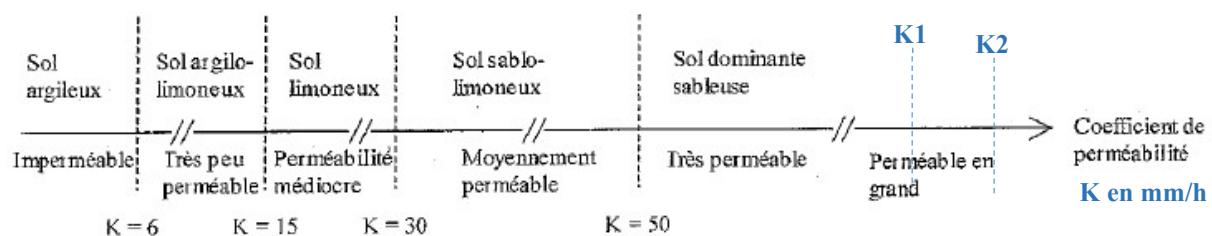
Remarques générales :

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

3.1.2. Perméabilités mesurées in situ (archives de l'étude de Fév. 24)

Les essais de perméabilité de type Porchet réalisés au droit de nos sondages ont donné les résultats suivants :

Sondages	Profondeur poche/TN	Faciès	K en mm/h	K en m/s
K1	0.3m	Sables limoneux gris foncés + galets	359	1.10 ⁻⁴
K2	0.35m	Sables limons gris, graves et poches d'argiles	479	1.3.10 ⁻⁴



Les résultats de ces essais d'eau dénotent une perméabilité très forte.

Remarques générales :

Il est rappelé qu'il s'agit d'essais ponctuels qui ne reflètent que partiellement la perméabilité à l'échelle du site. En effet les débits d'infiltration seront fortement influencés par les variations lithologiques qui peuvent être rencontrées au sein de ces formations (intercalations de niveaux argileux au sein des sables et graviers) et par les niveaux de la nappe qui peut remonter.

3.1.3 Agressivité de la nappe vis-à-vis des bétons (archives Mistral)

Un échantillon d'eau a été prélevé dans le piézomètre le 08/01/2016 et a fait l'objet d'analyses en laboratoire.

On rappelle les différentes classes d'exposition :

Les valeurs limites des classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques des eaux souterraines, selon la norme du béton NF 206-1, sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Paramètre	Unité	Degré d'agressivité		
		XA1	XA2	XA3
Dioxyde de carbone agressif	mg/l E/L	≥15 et ≤40	>40 et ≤100	>100
Ammonium (NH4)	mg/l E/L	≥15 et ≤30	>30 et ≤60	>60 et ≤100
Sulfates (SO4)	mg/l E/L	≥200 et ≤600	>600 et ≤3000	>600 et ≤3000
Magnésium (Mg)	mg/l E/L	≥300 et ≤1000	>1000 et ≤3000	>3000
pH	E/L	≤6,5 et ≥5,5	<5,5 et ≥4,5	<4,5 et ≥4,0

Le degré d'agressivité des eaux souterraines prélevées sur les bétons pour l'échantillon testé selon le PV établi par SYNLAB et présenté en annexe. D'après la norme NF 206-1, cela correspond à une eau d'agressivité chimique nulle de type XA0.

3.2. Essais de mécanique des sols

3.2.1. Relevés géotechniques in situ

Les qualificatifs de compacité ci-dessous ont été attribués selon :

- le tableau A.2.1 de la norme NF P 94 261 ou B.2.1. de la norme NF P 94 262, que vous retrouverez ci-dessous mais auquel nous avons rajouté une colonne pour le pénétromètre dynamique par équivalence.
- les essais géomécaniques menés dans les forages.

Appareil de mesure		Pressiomètre MENARD	Pénétromètre statique	Pénétromètre dynamique
Norme NF P		94 – 110-1	94 - 113	94 - 115
Grandeurs mesurées		π^* (MPa)	q_c (MPa)	Q_d (MPa)
Argiles et limons	Très mous à mous	< 0,4	< 1,0	< 2,5
	Fermes	0,4 à 1,2	1,0 à 2,5	2,5 à 5
	Raides	1,2 à 2	2,5 à 4,0	5 à 8
	Très raides	≥ 2	≥ 4,0	≥ 8
Sables et graves	Très lâches	< 0,2	< 1,5	< 2,5
	Lâches	0,2 à 0,5	1,5 à 4	2,5 à 5
	Moyennement denses	0,5 à 1	4 à 10	5 à 10
	Denses	1 à 2	10 à 20	10 à 20
	Très denses	> 2	> 20	> 20
Marne et calcaire marneux	Tendres	< 1	< 5	< 10
	Raides	1 à 4	5 à 15	10 à 20
	Très raides	> 4	> 15	> 20

Les sondages et essais ont donc permis d'identifier les faciès lithologiques suivants zone par zone. Les profondeurs indiquées sont la base de la formation et non l'épaisseur.

BANC ESSAI BUREAU	RF4 PD1 C1	SP3	CPT4	Qc	PI*	Em
Terres Végétale et/ou remblais	0.8m	0.1m	0.2m	Evolutives	Evolutives	Evolutives
Sables noirâtres argileux		1m	0.9m	3MPa		
Argiles grises	2.2m	3.2m	1.7m	1MPa	0.42MPa	2.3MPa
Sables beige	5.5m	5m	4.7m	4MPa	0.4 à 0.88MPa	3.2 à 7.6MPa
Argile (tourbeuses)	>7.8	7m	7.3m	0.3MPa	0.13MPa	1.4MPa
Sables		9m	10m	20MPa	0.95 à 1.18MPa	10 à 15MPa
Sables argileux kaki		12m			1.08 et 1.26MPa	9.5 et 15.4MPa

NB : la lithologie ressemble à celle pour le projet Mistral

3.2.2. Analyses en laboratoire selon le Guide GTR (Archives fev. 24)

En laboratoire, nous avons relevé dans ces faciès :

								% Passant	
Sondages	Profondeur	faciès	GTR	Ip	WL	VBS	W _{nat}	2	0,08
RF2	0.2 – 0.6m	remblais	B3			0.14	6	38.23	4.56

								% Passant	
Sondages	Profondeur	faciès	GTR	Ip	WL	VBS	W _{nat}	2	0,08
RF1	1– 1.2m	argiles	A2_{th}	18.9	37.2		22.7		

Les résultats sont présentés en annexe sous forme de procès-verbaux.

4. PRINCIPES DE FONDATION & DALLE BASSE ENVISAGEABLES

4.1. Recommandations selon l'EuroCode 7

4.1.1 Aléas hydro géotechniques relevés

Remarques générales :

Pour une bonne maîtrise des aléas géotechniques, la norme oblige à enchaîner les missions géotechniques avec une partie intellectuelle (synthèse, dimensionnement, visa, contrôle) à chaque étape du projet, ESQ, AVP, PRO, EXE, DET, mais surtout une partie essais et sondages nécessaires (pressiomètre approfondi par exemple pour des pieux, pelles mécaniques pour des fondations superficielles) en plus des contrôles usuelles (essais à la plaque, enregistrements des paramètres de forages, essais sur béton, ...) et ce à chaque phase. En particulier, la norme demande une réappropriation du modèle géotechnique par l'entreprise de gros œuvre qui passe forcément par des essais *in situ* et en laboratoire d'étalonnage ou pour compléter le modèle. Nous conseillons le maître d'œuvre d'inscrire dans son DCE un prix pour la mission G3 séparé en deux avec une partie essais d'étalonnage et une partie intellectuelle (NHG, NDC, DOE, ...). Afin de vérifier les paramètres de sols, nous recommandons dans le cadre de la mission G3 d'études d'exécution, la réalisation de sondages et essais en laboratoire (essais triaxiaux) afin de connaître les caractéristiques intrinsèques réelles des matériaux.

Nos essais, nos sondages et la bibliographie permet de dresser une liste préliminaire des aléas géotechniques que le maître d'œuvre et le constructeur devront prendre en compte pour la suite du projet :

- La présence d'existant (chapitre 1.2.2) dont il faudra d'assurer de la bonne conservation en l'état,
- La présence d'argiles et/limons sensibles aux RRGA (chapitres 2.1.2 et 3.2.2)
- La présence d'une nappe interférant avec le projet (chapitres 2.2, 3.1.1 et 3.1.4),
- L'agressivité de la nappe vis-à-vis des bétons (chapitre 3.1.3),
- La compressibilité des sols (chapitre 3.2.1)

Ces aléas suffisent :

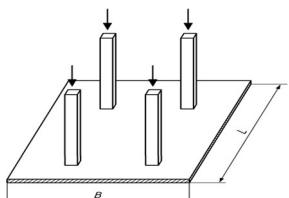
- ➔ Seul à caractériser un risque (RRGA, remontée de la nappe, tassements, dégradation des bétons, ...)
- ➔ Combinés à générer un ou des risques (charges + sols mous = tassements non admissibles, ...).

4.1.2 Sollicitations projetées

Le calcul des descentes des charges est du ressort du BET STRUCTURE. Toute modification du projet tel que résumé ci-dessus ou d'implantation du bâti tel qu'indiquée sur le plan de masse en notre possession pourraient entraîner la caducité de nos conclusions.

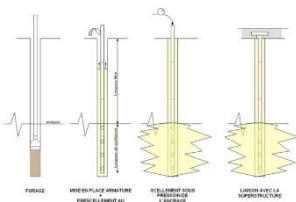
4.1.3 Fondations à projeter pour le banc d'essai

Les conditions hydro géotechniques actuelles impliquent d'envisager en base les solutions de fondations suivantes :



- ✓ Soit un dallage
- ✓ Soit un radier rigide nervuré tel que définies dans la norme d'application NF P 94 261 de l'EUROCODE 7 «Fondations superficielles». Son assise se fera à travers une couche de forme épaisse (1m pour substituer les 2 premiers faciès) et compactée protégée par une bâche périphérique descendue à la garde hors sécheresse de -1.2m/TN. Cette garde hors sécheresse de -1.2m/TN est sous réserve de la possibilité de mettre en place les 4 dispositions suivantes :
 - ➔ Un trottoir périphérique étanche (>1.5m) via une géomembrane enterrée et protégée des dégradations,
 - ➔ Un drainage périphérique
 - ➔ L'absence d'arbres, arbustes, haies à moins de 15 m des façades
 - ➔ L'absence de sous-sol partiel, ou de cave, fosse technique, ...

Le calcul des tassements du radier va mobilier la couche tourbeuse reconnue entre 5 et 7 m de profondeur si bien que selon les DDC sur radier les tassements pourraient être prohibitifs. Aussi, nous avons également abordé une solution de :



- ✓ **De plancher porté par des fondations sur micropieux** tels que définis dans la norme d'application NF P 94 262 de l'EUROCODE 7 «Fondations profondes» et fichés dans le **substratum reconnu vers 7 m de profondeur**.

4.2. Modules de sols sous le dallage existant (bureaux) comme pour le radier du banc d'essai

Faciès	Catégorie	Base de la couche	Caractéristiques pressiométriques moyennes		Module d'young Es	Coef de sol
			PI	Em		
GN1	Remblais d'apport compactés à EV2 > 50MPa	-1m/TA	-	-	20MPa	-
3	Argile	-2m/TA	0,25MPa	1MPa	2MPa	½
4	Sable	-5m/TA	0,6MPa	5MPa	15MPa	1/3
5	Argiles tourbeuses	-7m/TA	0,13MPa	1,4MPa	1,4MPa	1
6	Sables	-10m/TA	1,2MPa	12MPa	36MPa	1/3
7	Sables argileux	-12m/TA	1,2MPa	12MPa	36MPa	1/3

*les modules de déformation sont hypothétiques et devront être confirmés au moyen d'un sondage pressiométrique.

4.3. Fondations existants Zone bureaux

4.3.1. Contraintes de calcul

Selon la norme NF P 94-261, Le critère de limitation de la charge transmise au terrain est à vérifier à l'ELS quasi-permanent et caractéristique et nécessite de satisfaire les relations suivantes :

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

V_d est la valeur de calcul de la charge verticale transmise par la fondation superficielle au terrain ;

R_0 est la 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 ;

$R_{v;d}$ est la valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle ; elle se déduit de la nature des sols par la formule suivante donnée page 49 de la norme NF P94 – 261 :

$$R_{v;d} = (A' q_{net}) / (\gamma_{R;v} \gamma_{R;d;v})$$

A' est la valeur de la surface effective de la semelle (Annexe Q) ;

$\gamma_{R;v}$ est le facteur partiel à considérer, il est égal à 2,3 à l'ELS quasi-permanent et à l'ELS caractéristique et sa valeur ne dépend pas de la méthode de calcul ;

$\gamma_{R;d;v}$ est le coefficient de modèle lié à la méthode de calcul utilisée pour le calcul de la contrainte q_{net} (Annexes D, E et F). Il est égal à 1,2 pour les méthodes pressiométriques comme au pénétromètre statique.

q_{net} est la valeur de la contrainte associée à la résistance nette sous la fondation superficielle calculée selon une méthode de calcul appropriée (Annexes D, E ou F) ; la formule est :

$$q_{net} = k_p \cdot P_{le}^* \cdot i\delta \cdot i\beta \text{ selon la méthode pressiométrique}$$

$$q_{net} = k_c \cdot q_{ce}^* \cdot i\delta \cdot i\beta \text{ selon la méthode pénétrométrique}$$

Avec :

k_p , k_c : facteurs de portance

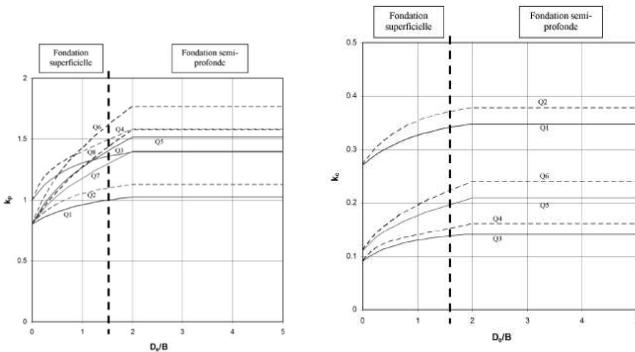
P_{le}^* : pression limite nette équivalente

q_{ce} : résistance de pointe équivalente

i_δ : coefficient de réduction lié à l'inclinaison du chargement

i_β : coefficient de réduction lié à la proximité d'un talus

les valeurs de i_δ et i_β sont données dans l'annexe D de la norme, elles sont égales à 1 pour une charge verticale et un terrain plat



Forme	Faciès	Curbe
Filante	Argile	Q1
Carré	Argile	Q2
Filante	Sable	Q3
Carré	Sable	Q4
Filante	Craie	Q5
Carré	Craie	Q6
Filante	Marne	Q7
Carré	Marne	Q8

La contrainte sous fondation $q_{v;d}$ est la contrainte à comparer avec les charges de structure, y compris le poids du béton de fondation. Son expression est

Aux états limites Ultimes : $q_{v;d} = q_{v;k}/1,4$

Aux états limites de Services : $q_{v;d} = q_{v;k}/2,3 (= q_{net}/2,76)$

La contrainte nette du terrain sous la fondation dite $q_{v;d}$ est donc en terrain horizontal et sous charges verticales,

$q_{v;d}$ (ELS) # 0.2MPa à partir de 2 m/TA sur la zone bureaux

Le DTU13.1 (Sep. 19) définit des règles pour rigidifier les semelles, notamment un minimum de largeur de 40cm.

La nature et l'épaisseur des terrains de couverture peuvent varier sensiblement et brutalement, en fonction des aménagements du site, récents ou anciens. Nous rappelons, d'un point de vue général, que les remblais, d'origine anthropique, sont susceptibles d'être extrêmement hétérogènes, tant du point de vue de leur nature, que de celui des épaisseurs observées. En particulier, des blocs indurés de toutes dimensions peuvent y être rencontrés, ainsi que tout type de matériaux. Par ailleurs, leur hétérogénéité favorise l'apparition d'écoulements d'eau, lesquels peuvent provoquer leur remaniement (apparition de tassements, entraînement des fines, ...).

4.3.2. Tassements

Dans le cas d'une charge verticale centrée uniformément répartie sur la fondation, le tassement moyen sous le massif est évalué à l'aide des relations suivantes :

$$sf = s_c + s_d$$

$$\text{avec } s_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \sigma'_{vo}) \lambda_c B$$

$$s_d = \frac{2}{9E_d} (q' - \sigma'_{vo}) Bo \left(\lambda_d \frac{B}{Bo} \right)^\alpha$$

avec :

sf : tassement final,

s_c : tassement de consolidation,

s_d : tassement déviatorique

E_c : module moyen du domaine sphérique,

E_d : module moyen du domaine déviatorique,

q' : accroissement de contrainte permanente effective appliquée au sol par la fondation,

σ'_{vo} : contrainte verticale effective calculée dans la configuration avant travaux au niveau de la fondation,

Bo : largeur de référence égale à 0,60 m,

B : largeur de la fondation de longueur L,

λ_c et λ_d : coefficients de forme, en fonction du rapport L/B,

α : coefficient de structure de sol fonction de la nature et l'état de consolidation du sol

4.3.3. Sujétions d'exécution des fouilles (CF. DTU 13.1 de sept. 2019)

Avertissements :

Les reconnaissances de sol procédant par sondages ponctuels, les résultats nécessairement extrapolés à l'ensemble du site laissent forcément des aléas qui peuvent entraîner des adaptations à l'exécution qui ne saurait être à la charge du géotechnicien.

Précautions vis-à-vis de l'instabilité des parois des fouilles :

Compte tenu de la nature des sols, un blindage provisoire de la fouille sera nécessaire pour le curage et le nettoyage des fonds de fouille ainsi que le ferraillage et le coulage des fondations. Pour toute tranchée supérieure à 1,3 m, on procédera à un blindage selon le décret n°64-48 du 8 janvier 1965. La largeur minimale des tranchées en fond de fouille sera conforme aux minima prescrits dans la norme EN 1610.

Précautions vis-à-vis des purges et du dessouchage :

Compte tenu de la présence d'arbres sur l'emprise et à proximité, il sera impératif de purger totalement les souches et les racines avant la réalisation des fondations et du

niveau bas. Le remaniement du sol sera plus ou moins important ; il faudra nécessairement ancrer les fondations au-dessous des niveaux remaniés.

Le dessouchage devra être réalisé soigneusement et avec du matériel adapté de façon à minimiser la profondeur et l'extension du remaniement des sols ; les trous profonds situés sous l'emprise du projet devront être repérés et reportés sur un plan à communiquer à l'entreprise en charge des fondations.

Vérification des fonds de fouilles :

Les sols d'assise sont sensibles au remaniement, on veillera à les travailler à la main ou à défaut à éviter de labourer avec les dents du godet (sol sableux notamment). Les fouilles devront être bétonnées le même jour que leur ouverture ou le lendemain. En cas d'orage dans la nuit, les fouilles seront pompées pour éviter un bétonnage dans l'eau et curées pour éviter de fonder sur une partie altérée par l'eau.

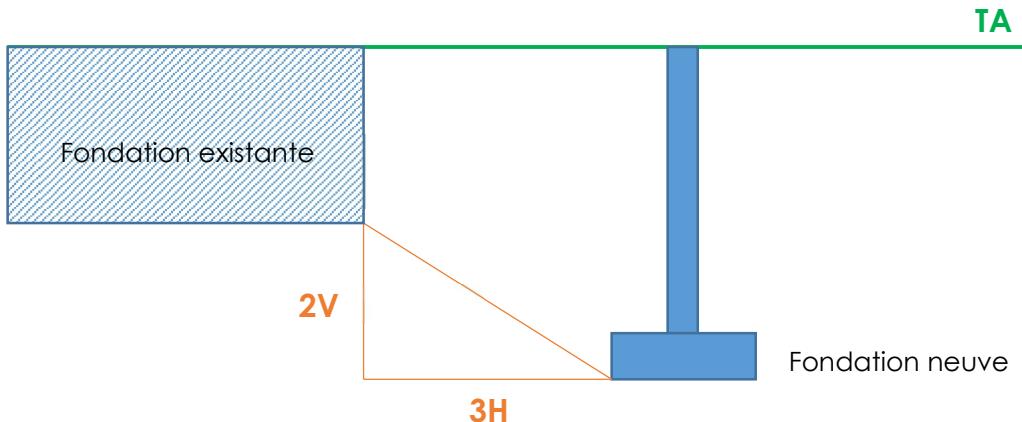
Les fonds de fouilles devront être soigneusement vérifiés. Toute anomalie de nature ou de compacité de sol qui serait mise en évidence à l'ouverture des fouilles devra nous être immédiatement signalée afin d'étudier dans les meilleurs délais les éventuelles adaptations à apporter à la conception et/ou à la mise en œuvre des fondations. Des approfondissements devront être envisagés en cas de rencontre de remblais ou de surépaisseurs de labours.

Précautions vis-à-vis des démolitions :

Il conviendra de démolir tous les ouvrages enterrés, correspondant notamment aux fondations et éventuelles caves des existants, avec évacuation des produits de démolition et réalisation de remblais de substitution si nécessaire. Les appuis de fondation ne devront pas être établis au sein des sols rapportés mais devront les traverser.

4.3.4. Sujétions d'exécution vis-à-vis des existants

La technique d'exécution des fondations devra garantir la tenue des parois des fouilles, notamment à proximité des avoisinants et ne devra pas décomprimer ni remanier les fonds de fouille. La présence d'avoisinant oblige à prévoir des dispositions constructives pour ne pas les détériorer. En premier, on complètera nos investigations par des reconnaissances de fondations plus poussées. Le but étant d'identifier parfaitement la profondeur d'assise et les débords. D'après nos premiers résultats, la juxtaposition des nouvelles fondations près de celles existantes ne sera pas possible car celles existantes seraient insuffisamment fondées. Aussi, les niveaux des nouvelles fondations devront être adaptées avec une pente maximale de 3H/2V définie par le DTU13.12 entre les arêtes des semelles les plus proches, ce qui obligera le BET béton à prévoir une façade en encorbellement.



4.3.5. Sujétions d'exécution de mise hors eau

Précautions vis-à-vis de l'eau :

Les sols rencontrés sont très sensibles à l'eau avec problème de traficabilité par temps humide. Nous conseillons donc d'intervenir de préférence en période favorable ou de veiller à la protection des assises contre les venues d'eau éventuelles.

Précautions vis-à-vis des circulations d'eau souterraines ou des nappes :

Lors de l'exécution, il faudra s'assurer de couler le béton dans des fouilles sèches. En période de hautes eaux (généralement de décembre à juin, mais cela dépend des années), une remontée de la nappe n'est pas exclue. Si tel est le cas, on devra reporter le chantier à des périodes d'étiages de la nappe ou à défaut, prévoir un dispositif de rabattement général des eaux souterraines devra être mis en place soit par pointes filtrantes soit par un système de puits extérieurs avec pompage pendant la phase du coulage des fondations. On veillera que le dispositif de rabattement n'entraîne pas les fines (pointes filtrantes par exemple) et ne remanie pas les fonds.

4.4. Fondations par radier rigide ou dallage selon l'Eurocode 7 – BANC D'ESSAI

4.4.1. Vérification poinçonnement

Selon la norme NF P 94-261, Le critère de limitation de la charge transmise au terrain est à vérifier à l'ELS quasi-permanent et caractéristique et nécessite de satisfaire les relations suivantes :

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

V_d est la valeur de calcul de la charge verticale transmise par la fondation superficielle au terrain ;

R_0 est la 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 ;

$R_{v;d}$ est la valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle ; elle se déduit de la nature des sols par la formule suivante donnée page 49 de la norme NF P94 – 261 :

$$R_{v;d} = (A' q_{net}) / (\gamma_{R;v} \gamma_{R;d;v})$$

A' est la valeur de la surface effective de la semelle (Annexe Q) ;

$\gamma_{R;v}$ est le facteur partiel à considérer, il est égal à 2,3 à l'ELS quasi-permanent et à l'ELS caractéristique et sa valeur ne dépend pas de la méthode de calcul ;

$\gamma_{R;d;v}$ est le coefficient de modèle lié à la méthode de calcul utilisée pour le calcul de la contrainte q_{net} (Annexes D, E et F). Il est égal à 1,2 pour les méthodes pressiométriques comme au pénétromètre statique.

q_{net} est la valeur de la contrainte associée à la résistance nette sous la fondation superficielle calculée selon une méthode de calcul appropriée (Annexes D, E ou F) ; la formule est :

$q_{net} = k_p \cdot P_{le}^* \cdot i\delta \cdot i\beta$ selon la méthode pressiométrique

$q_{net} = k_c \cdot q_{ce}^* \cdot i\delta \cdot i\beta$ selon la méthode pénétrométrique

Avec :

k_p, k_c : facteurs de portance

P_{le}^* : pression limite nette équivalente

q_{ce} : résistance de pointe équivalente

$i\delta$: coefficient de réduction lié à l'inclinaison du chargement

$i\beta$: coefficient de réduction lié à la proximité d'un talus

les valeurs de $i\delta$ et $i\beta$ sont données dans l'annexe D de la norme, elles sont égales à 1 pour une charge verticale et un terrain plat

La contrainte sous fondation $q_{v;d}$ est la contrainte à comparer avec les charges de structure, y compris le poids du béton de fondation. Son expression est

Aux états limites Ultimes : $q_{v;d} = q_{v;k}/1,4$

Aux états limites de Services : $q_{v;d} = q_{v;k}/2,3 (= q_{net}/2,76)$

La contrainte nette du terrain sous la fondation dite $q_{v,d}$ est donc en terrain horizontal et sous charges verticales:

$q_{v,d}$ (ELS) <<0.05 MPa pour limiter les tassements à 2 cm (Cf calculs FOXTA en annexe)

4.4.2. Raideur verticale du sol

Le coefficient K_v n'a pas de sens physique. La norme d'application française de l' Eurocode 7 « Fondations superficielles (NF P 94 261 annexe H, § H.2.1.4) définit différents types de raideurs dont la raideur verticale $K_v = Q_{vd} / S_v$ (MPa/m).

1^{ère} solution : Dans le cas d'un multicouche, la raideur est calculée en utilisant la formule ci-après.

$$\frac{1}{k_v} = \frac{\alpha B}{9E_c} \lambda_c + \frac{2B_0}{9E_d} \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^{\alpha}$$

Le calcul des modules pressiométriques E_c et E_d nécessite la connaissance des E_i , valeurs moyennes harmoniques des modules pressiométriques E_m mesures dans la i ème tranche d'épaisseur $B/2$ ($B / 2 = m$) sous la base de la fondation.

Ainsi, la valeur de E_c est définie sur la 1^{ère} couche de $B/2$ sous la fondation.

La valeur E_d est définie par la formule suivante :

$$\frac{4,0}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{6,8}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{9,16}}$$

Les paramètres E_c et E_d sont repris du calcul FOXTA réalisé à partir du modèle géotechnique défini.

La valeur du module de réaction K_v est calculé par sur la base d'une fiche interne faisant intervenir la notion de semelle fictive décrite en annexe F3 du fascicule 62.

2^{ème} solution : A titre d'information, pour une fondation superficielle isolée posée sur un sol horizontal homogène d'épaisseur infinie et sollicitée par une charge verticale centrée, le tassement de la fondation peut être déterminé à partir de l'expression suivante sous réserve que les exigences de la section 13.4 vis-à-vis des ELS quasi-permanents sont respectées (Note 1 de la norme annexe J) :

$$s = c_f \frac{1 - v^2}{E} B q$$

D'où si $K_v = V_d / s = q Aire / s$ et $E = E_s$

$$K_v = \frac{E_s Aire}{C_f (1 - v^2) B}$$

s est le tassement de la fondation ;
 A est l'aire est la surface de la fondation ;
 cf est un coefficient dépendant de la forme et de la rigidité de la fondation ;
 B est la largeur de la fondation ;
 E est le module d'Young drainé ou non drainé du massif de sol ;
 v est le coefficient de Poisson drainé ou non drainé du massif de sol ;
 q est la contrainte verticale effective (uniforme ou moyenne) appliquée par la fondation au terrain.

Sauf spécification contraire, la valeur du coefficient de forme (Tableau J.3.1) est déterminée à partir de la théorie de Boussinesq en tenant compte de la forme et de la rigidité de la fondation et d'un comportement élastique linéaire et isotrope du massif d'assise de la fondation.

L/B		1	2	3	5	10	
Fondation rigide		0,88	1,21	1,43	1,72	2,18	→ Semelles
Fondation souple	bord	0,56	0,76	0,89	1,05	1,27	→ Radier
	centre	1,12	1,53	1,78	2,10	2,58	

Tableau abaques de Giroud pour détermination du coefficient Cf.

4.4.3. Sujétions d'exécution

Pour asseoir le radier, il sera nécessaire de réaliser une couche de forme. Sa réalisation nécessitera plusieurs étapes dont :

1) le **décapage, purge et substitution des sols** en place pour obtenir une arase homogène dans les remblais sur 100cm et plus pour clouter l'arase. Des approfondissements seront peut-être nécessaires pour purger le sol support des sols remaniés ou points durs laissés par l'enlèvement des ouvrages existants : réseaux, structure de voirie ; ou détériorés par le passage d'engins de chantier et/ou les intempéries,

2) le **compactage de l'arase** du fond de fouille (PST) et purge éventuelle des poches médiocres au vu de la réaction du sol sous l'action du compacteur,

3) la mise en place d'une **couche granulaire** d'au minimum 80 cm en grave concassée (0/40 mm) compactée à 95% de l'OPN, non-délavables et insensibles (VBS<0,1) à l'eau pour assurer la transition mécanique entre le sol et le corps du dallage,

4) le **contrôle de la plate-forme** à l'aide d'essais à la plaque LCPC (un essai tous les 200m² et 3 au minimum). Il est nécessaire d'obtenir sur l'arase de la forme (PSR) les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned}
 & \text{EV2} > 70 \text{ MPa} \text{ (norme NFP 94-117-1)} \\
 & \text{Et EV2 / EV1} < 2,2 \\
 & \text{et Qd} > 7 \text{ MPa} \text{ (norme NFP 94-115)}
 \end{aligned}$$

4.5. Fondations profondes selon la méthode pressiométrique

4.5.1. Généralité

En général, les fondations profondes traversent une ou plusieurs couches compressibles pour s'ancrer dans un horizon présentant des caractéristiques mécaniques favorables, appelé couche d'ancrage. La hauteur d'encastrement ou fiche du pieu, D, est sa longueur enterrée.

La descente de charge F_d aux ELS doit être inférieure à la charge de Fluage $R_{c;cr;d}$ telle que :

$$F_d \leq R_{c;cr;d} = R_{c;cr;k} / \gamma_{cr} \text{ en compression.}$$

$$F_d \leq R_{t;cr;d} = R_{t;cr;k} / \gamma_{s;cr} \text{ en traction}$$

Avec :

- Pour les éléments de fondations mis en œuvre sans refoulement du sol :

$$R_{c;cr;k} = 0,5 R_{b;k} + 0,7 R_{s;k} \text{ et } R_{t;cr;k} = 0,7 R_{s;k}$$

- Pour les éléments de fondations mis en œuvre avec refoulement du sol :

$$R_{c;cr;k} = 0,7 R_{b;k} + 0,7 R_{s;k} \text{ et } R_{t;cr;k} = 0,7 R_{s;k}$$

Les facteurs partiels de résistance sont les suivants :

Résistance	Symbol	Valeur ELS Cara	Valeur ELS QP
Fût en compression	γ_{cr}	0,9	1,1
Fût en traction (y compris micropieux)	$\gamma_{s;cr}$	1,1	1,5

Dans la procédure du « Modèle de terrain », la contrainte de pointe $R_{b;k}$ et le frottement $R_{s;k}$ se définissent par les formules suivantes :

$$R_{b;k} = A_b q_b / \gamma_{R;d1} \gamma_{R;d2}$$

$$R_{s;k} = \text{somme } \{A_{s;i} q_{s;i} / \gamma_{R;d1} \gamma_{R;d2}\}$$

Les coefficients de modèle $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$ dépendent de la technique de pieux et d'investigations géotechnique (« pressiométrie » ou « pénétrométrie statique »). En compression ou en traction, on obtient :

	$\gamma_{R;d1}$	$\gamma_{R;d2}$
Tarière creuse	1,15 (compression) 1,4 (traction)	1,1
Micropieus II ou III	2	1,1

4.5.2. Résistance de pointe

Selon sondages complémentaires

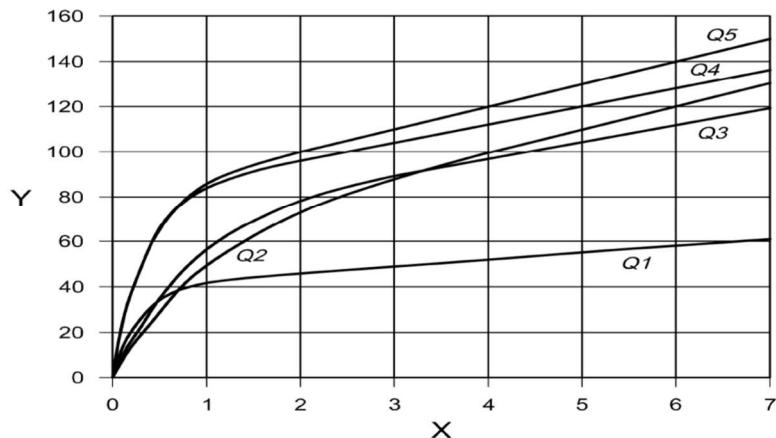
4.5.3. Résistance de frottement axial

$$q_s(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}} [p^*_I(z)]$$

avec $f_{\text{sol}} [p^*_I(z)] = (a p^*_I + b) (1 - e^{-c \times p^*_I})$

Tableau F.5.2.2 — Valeurs numériques des paramètres a, b et c des courbes f_{sol} — Méthode pressiométrique

Type de sol	Argile % CaCO ₃ < 30% Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire-Marneux	Roche altérée ou fragmentée
Choix de la courbe	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
a	0,003	0,01	0,007	0,008	0,01
b	0,04	0,06	0,07	0,08	0,08
c	3,5	1,2	1,3	3	3



Légende : X : p_I^* [MPa] – Y : f_{sol} [kPa]

Figure F.5.2.1 — Courbes f_{sol} pour la méthode pressiométrique

Choix des valeurs de $\alpha_{\text{pieu-sol}}$

Technique	Argiles limons	Sable gravier	Craie	Marnes et calcaires marneux	Roche altérée et fragmentée
Micropieux type II	1,1	1	1,8	1,5	1,6
Micropieux type III	2,7	2,9	2,4	2,4	2,4
Tarière creuse	1,5	1,8	2,1	1,6	1,6

4.5.4. Hypothèses de dimensionnement des (micro)pieux

Nature (3)	Prof./Ta (1)	p^*_{le} MPa (Qb)	p^* MPa (Qs)	Kp max	f_{sol} kPa	Micropieux III		Micropieux type II	
						$\alpha_{pieu-sol}$	qs en kPa	$\alpha_{pieu-sol}$	qs en kPa
ALLUVIONS LACHES	De 0 à 6.5m	0	0	0	0		0		0
SABLE ARG	De 7 à 12m	0	0.5	0	35kPa	1.1	38kPa	1.1(3)	38kPa
SABLES	De 12 à 16.5m	0	1.5	0	60kPa	1	60kPa	2.9	175kPa

- (1) TA = surface actuelle
- (2) La description des terrains traversés et la position des interfaces comportent par ailleurs des imprécisions inhérentes à la méthode de forage destructif. Précisons notamment que l'évolution du substratum « décomposé » vers le substratum « altéré » puis « compact » se fait de façon progressive et continue. Les coupes lithologiques détaillées des sondages sont jointes en annexe.
- (3) Au regard de l'amendement de juillet 2018 portant sur la norme NFP94-262, la prise en compte d'un coefficient de frottement en micropieux type III pour des sols dont la pression limite est < 1 MPa n'est plus possible. Pour autant, nous proposons deux approches :
- l'une consistant à reprendre les qs de micropieus type III pour des $p_l > 1$ MPa prévus par la norme initiale mais sous réserve d'une validation du BE de contrôle d'une part et la réalisation d'essais de contrôle type chargement ou arrachement d'autre part.
 - l'autre de prendre dans les sols de $p_l \leq 1$ MPa les valeurs de qs du type II pour le type III.

N.B. : conformément à l'amendement de juillet 2018 portant sur la norme NFP94-262, et dans le cas notamment où l'ouvrage nécessite moins de 25 micropieus de classe 1bis et 8, il est permis de remplacer l'essai de contrôle d'exécution par une majoration forfaitaire des sollicitations amenées par l'ouvrage de 50 % lorsque les fondations ne travaillent qu'en compression (à l'ELS sous toutes combinaisons et à l'ELU sous les conditions fondamentales), ce qui équivaut à prendre en compte un coefficient d'abattement de 1.5 sur les frottements latéraux pour les micropieus.

4.5.5. Ebauche dimensionnelle des micropieus

Pour les micropieus, leur faible gabarit implique les limitations suivantes :

- Charges horizontales (ELA, ELS ou ELU) < 100 kN,
- La longueur des micropieus < 31 m

Diamètre forage	Tube usuel	Charge à l'ELS maximale
150mm	77.5	320kN
200mm	88.9	650kN
250mm	127	950kN
300mm	177	1350kN

Les descentes de charge considérées pour le dimensionnement des fondations correspondent aux combinaisons d'actions suivantes :

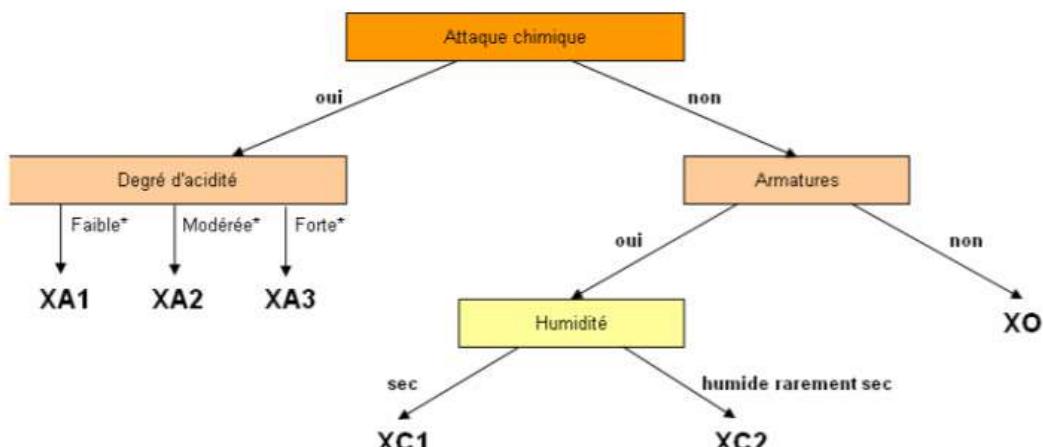
- ELS Caractéristique : G + Q
- ELU Fondamentale : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
- ELU Sismique : $G + 0,3 \times Q + S$ Où S = MAX (Vsismique1 ; Vsismique2).

Il revient à la maîtrise d'ouvrage et à l'entreprise de s'assurer que ces combinaisons sont les plus défavorables.

Les surcharges horizontales devront être prises en compte pour le choix des armatures des pieux.

4.5.6. Ebauche dimensionnelle des pieux

Pour les pieux tarière creuse de type 2 selon la norme NFP 94 262, il convient tout d'abord de choisir le béton selon la norme NF EN 206 - 1:



De cette agressivité des sols (Cf. diagnostiquer pollution) et de la nappe, il en découle la classe de résistance du béton :

	X0	XA1	XA2	XA3
Classe de résistance		C 30/37	C 35/45	C 40/50

Pour le X0, nous conseillons un C 25/30.

Ensuite, il faut choisir un diamètre de pieu en fonction de la résistance du béton/ Par exemple, ci-dessous le tableau indique les valeurs de R_c pour un béton C25/30 :

Contraintes limites dans le béton des pieux tarière creuse avec $f_{c28J} = 25\text{ MPa}$

$\sigma_{cmoy} = 5,5\text{ MPa}$ sans contrôle et $\sigma_{cmoy} = 6,6\text{ MPa}$ avec contrôle

Portance limite des pieux tarière creuse due à cette contrainte limite dans le béton en T

Diamètre en mètre	0,32	0,42	0,52	0,62	0,72	0,82
charge maxi sans	44,2	76,1	116,7	165,9	223,8	290,3
charge maxi avec	53,0	91,4	140,1	199,1	268,5	348,3

4.5.7. Etudes préparatoires et contrôles

Le choix entre les différentes techniques devra être précisé notamment dans la mission G3 à confier à l'entrepreneur générale en complément des missions G2 PRO et G2 DCE/ACT (non confiées à ce jour) ayant servie à l'élaboration du DCE par la maîtrise d'œuvre.

L'entreprise de Gros Œuvre devra fournir obligatoirement pour validation au géotechnicien de la mission G4 et au bureau de contrôle :

En phase préparatoire au chantier EXE:

- Une note d'hypothèses géotechniques (NHG) établie par une mission G3 indiquant les DDC donnés par le BET ainsi que le modèle géotechnique retenu pour l'EXE. L'entreprise devra se réapproprier le modèle géotechnique des missions G2 en le confrontant avec des sondages à sa charge.
- La note de calculs des (micro)pieux justifiants des diamètres, profondeurs et armatures à mettre en œuvre,

En phase de chantier DET:

- L'enregistrement systématique des paramètres de forage et d'injection sur tous les (micro)pieux. Cela permettra entre autres la validation de la NHG via notamment les 1ers forages à proximité des sondages pressiométriques pris pour référence. Par la suite, ces enregistrements seront vérifiés quotidiennement par le conducteur de travaux afin de signaler toutes anomalies aux modèles hydrogéotechniques pris pour l'EXE. Le cas échéant, il proposera les adaptations à prévoir en cours d'exécution.
- Le contrôle prévu par la norme NF P 94-262 selon le type de fondation prévu :
- ✓ Essais d'informations avec l'établissement d'une fiche coupe des terrains rencontrés lors du forage de chaque pieu :
 - ⇒ l'altimétrie de la tête du pieu lors de l'exécution,
 - ⇒ le diamètre du pieu,
 - ⇒ la coupe des terrains rencontrés lors du forage et notamment le toit des marnes et calcaires,
 - ⇒ les enregistrements des paramètres de forage (vitesse d'avancement, poussée sur l'outils, couple de rotation..),
 - ⇒ la date du début et de fin du forage,
 - ⇒ la date de la mise en place des armatures et du bétonnage,
 - ⇒ une courbe de bétonnage,
 - ⇒ les éventuels incidents survenus en cours d'exécution.
- ⇒ Dans le cas de pieux à la tarière creuse asservie, on fournira, pour chaque pieu, l'enregistrement continu des paramètres de forage et de bétonnage. A ce propos, on maintiendra une pression de béton < 2 bars sur toute la hauteur de forage.
 - ✓ Essais de conformité et/ou de contrôle : l'on se réfèrera au paragraphe 8.9 de la NFP 94-262. Nous rappelons qu'il faut prévoir ces essais à raison de :

fondations sollicitées en compression	fondations sollicitées en traction
1/200	1/50

- ✓ Essais de contrôle du fût : des essais de contrôle du fût seront prévus dans tous les cas. La nature et le nombre d'essai à réaliser sont récapitulés dans le tableau ci-après en cas de contrôle renforcé :

Tableau 6.4.1.2 – Nombre minimal de pieux ou de barrettes à ausculter pour des contrôles renforcés d'intégrité

	Méthodes d'auscultation (Notes 1 à 4)		
	A	B	C
Nombre de pieux concernés	1/6 par transparence (Note 2)	1/8 par transparence (Note 2) + 1/6 par impédance (Note 3)	1/4 par impédance (Note 3)
Notes :			
(1) Les procédures A, B ou C sont indifféremment autorisées mais les procédures A et B ne sont possibles que si les pieux sont armés sur toute leur hauteur. (2) Selon la norme NF P 94-160-1 (méthode sonique par transparence). Dans ce cas, les tubes utilisés, de 40 mm de diamètre intérieur minimum, sont à placer de façon à ne pas nuire à l'enrobage des armatures principales des cages. (3) Selon la norme NF P 94-160-4 ou NF P 94-160-2 (méthode vibratoire par impédance ou par réflexion). Lorsque cette méthode n'est pas applicable ou lorsque la géométrie et le contexte géotechnique sont susceptibles d'en compromettre la pertinence, il convient de recourir à la méthode B. Lorsque le défaut de représentativité de la méthode par impédance est constaté a posteriori, il convient d'effectuer des auscultations au moyen de la méthode sismique parallèle selon la norme NF P 94-160-3. (4) Les normes de type NF EN se substitueront aux normes de type NF P 94-160 lorsqu'elles seront applicables.			

La méthode d'impédance mécanique est déconseillée si l'élancement du pieu est supérieur à 20.

En phase DOE :

- Les excentrements mesurés par un géomètre et les implications sur les dimensionnements des pieux et micropieux (vérification et justifications des moments supplémentaires, ...). Le plus simple étant de réaliser des longrines de redressements. Aussi, il faudra transmettre au plus tôt ces éléments au BET béton pour qu'il adapte sa structure.
- Les résultats des essais d'impédance sur les pieux à contrôle renforcé.
- Un plan de récolement des pieux, indiquant l'écart entre l'implantation prévue pour les pieux et leur implantation réelle, devra être fourni dans les quinze jours après la réalisation de ces derniers.
- Un DOE où l'entreprise transmettra un rapport indiquant le recollement de chaque (micro)pieux avec ces enregistrements, les coupes relevées, la position des pieux relevées a posteriori, les anomalies relevées et les adaptations réalisés.

Notons que ce paragraphe et ce chapitre ne se substitue pas au CCTP des fondations profondes, il a pour objet de rappeler certaines règles de bonne conception et exécution.

4.5.8. Sujétions d'exécution pour les pieux

A ce stade des investigations et des études, nous avons noté :

- Des approfondissements du substratum dont dépend essentiellement le ml des fondations. L'entrepreneur prendra bien en compte que les profondeurs indiquées relevées s'attendent à l'aplomb de nos sondages sans présumer des hétérogénéités de sols ailleurs ni des modifications apportées au niveau du TN. Il intégrera dans sa proposition, qu'à ce propos, le toit des sables correspond à une surface d'érosion caractérisée par des éperons et des sur-profondeurs peut-être plus importants que ceux observées dans ces sondages. De plus, cette formation est très hétérogène avec un faciès à dominance de marnes, armées localement par des calcaires ou au contraire diminué par des bancs argileux ou sableux.
- La possibilité de charges non verticales type sollicitations sismiques, moment en pieds de charpente, efforts horizontaux, poussée des terres dissymétrique, excentrements des charges, Il est indispensable que le bureau de contrôle vérifie l'adéquation entre la structure et les charges transmises à l'entreprise de fondations spéciales.
- La rencontre de passages mous ou vasards qui entraîneront des surconsommations de béton, voir la nécessité de re-forer le pieu le lendemain. La technique choisie par l'entrepreneur a également une importance pour limiter les pertes, notamment l'adoption d'une Tarière Creuse à Double rotation.
- La présence d'avoisinants dont l'intégrité devra être assurée par l'entrepreneur. A ce titre, les pieux battus (ou le vibrobattage du tubage provisoire des pieux forés tubés) sont à proscrire.
- La présence d'obstacle anthropiques tels des vestiges (fondations, caves enterrées, enrochements, ...) qui compromettent les techniques de pieux battus ou tarière creuse, à moins d'avant-trous à la pelle + BRH
- Une compacité du substratum très marquée. L'entrepreneur devra choisir sa technique pour s'adapter aux sols tels qu'ils sont réellement mais à ce stade, il semble que les techniques de pieux (vibro)battus et tarière creuse soient compromises.
- Des possibilités d'une agressivité des eaux telluriques et des sols vis-à-vis des bétons. A ce titre, l'entrepreneur réalisera les essais pour déterminer la classe de son béton selon la norme.
- Des difficultés d'accès : L'entrepreneur visitera le site avant de remettre son offre. Les machines de pieu développent un poids >20T. aussi, la réalisation d'une plateforme de forage sera indispensable de type PF2 a minima, voir plus selon les spécifications de la machine (20T à 65T).

4.5.9. Sujétions d'exécution pour les micropieux

Nous rappelons que la réalisation d'un micropieu type III est très délicate. Il existe 3 méthodes :

Méthode 1:

- Forage
- Remplissage gravitaire au coulis (C/E=2)
- Mise en place du tube équipé de manchettes (tube crépiné muni de bracelets).

Méthode 2:

- Forage à l'outil perdu + tubes à pastilles
- Lavage du tube
- Injection gravitaire au coulis (C/E=2), jusqu'à résurgence en tête

Méthode 3:

- Forage + installation tube
- Après 12 à 24 h injection en tête de tube (Globale et Unitaire) avec une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa et après claquage inférieure à la pression limite mesurée la plus forte sur la couche considérée.

Les techniques de forage se font le plus souvent :

- Au bilame pour une armature auto forée. Cette technique ne permet de traverser des bancs rocheux.
- Au tricone pour un pré forage avant de descendre l'armature. Dans ce cas, l'armature sera descendue à l'aide de centreurs.
- Au marteau fond de trou. Cette technique est utilisée dans le rocher ou pour traverser les maçonneries.

Par ailleurs, on notera que les micropieux fonctionnent difficilement avec des charges non verticales (sauf de les inclinés mais on reste limité à quelques degrés et cela reste interdit en zone sismique).

Les pertes de coulis seront analysées via un enregistreur de l'injection. Elles seront réduites via un tubage perdu, ou l'utilisation d'un coulis à prise rapide.

Le choix du coulis se fera en fonction de la classe d'agressivité du milieu.

L'enregistrement des paramètres de forage sera systématique.

5. SUITE A DONNER AU RAPPORT POUR LE DCE

Toute modification du projet (importance, implantation, niveau, conception ...) peut rendre les conclusions de cette étude inadaptées.

La présente Etude Géotechnique de conception phase Avant-Projet G2 AVP a permis d'identifier les principaux aléas du site :

- Construction mitoyenne au projet ;
- forte hétérogénéité d'une zone à l'autre
- nappe sub affleurante

Des variations ou hétérogénéités locales, non mises en évidence lors de l'investigation, peuvent apparaître en cours de travaux et nécessiter des adaptations constructives. Ces incertitudes peuvent avoir une incidence importante sur le coût final des ouvrages géotechniques : il conviendra d'en tenir compte lors de la mise au point du projet.

A cet effet, la mise en oeuvre de l'ensemble des missions géotechniques (G2 PRO à G4) devra suivre la présente étude (mission G2 AVP).

Une mission G2 PRO permettra de réduire les aléas géotechniques décrits ci-dessus.

GEOFONDATION reste à la disposition des intervenants pour chiffrer tout ou une partie des missions G2, G3 et G4.

Les conclusions du présent rapport sont données sous réserve des « conditions générales des missions géotechniques » jointes en annexe avec un extrait de la version actuelle de la norme NFP 94 500 du 30 novembre 2013.

Etabli le 21/01/25 par :

be@geofondation.fr

Pour l'agence de MERIGNAC

Vérifié par :

Benoit DELTRIEU

deltrieu@geofondation.fr



ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

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

Phase Étude de Site (ES)

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

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

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

Phase Avant-projet (AVP)

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

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

Phase Projet (PRO)

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

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

Phase DCE / ACT

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

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

— Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)**ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)**

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

Elle comprend deux phases interactives :

Phase Étude

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

— Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).

— Élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs : plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

— Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.

— Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).

— Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

— donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant.

— Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

— Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant.

— Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).

Conditions générales des missions géotechniques

1. Cadre de la mission

Par référence à la norme NF P 94-500 du 30 novembre 2013 sur les missions d'ingénierie géotechnique, il appartient au maître d'ouvrage et à son maître d'œuvre de veiller à ce que toutes les missions d'ingénierie géotechnique nécessaires à la conception puis à l'exécution de l'ouvrage soient engagées avec les moyens opportuns et confiées à des hommes de l'Art. L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique suit la succession des phases d'élaboration du projet, chacune de ces missions ne couvrant qu'un domaine spécifique de la conception ou de l'exécution. En particulier :

- les missions d'étude géotechnique préalable (G1 ES et G1 PGC), d'étude géotechnique d'avant-projet (G2 AVP), d'études géotechniques de projet (G2 PRO et G2 DCE/ACT), d'étude et suivi géotechniques d'exécution (G3), de supervision géotechnique d'exécution (G4) doivent être réalisées dans l'ordre successif ;
- exceptionnellement, une mission confiée à GEOFONDATION peut ne contenir qu'une partie des prestations décrites dans la mission type correspondante après accord explicite, le client confiant obligatoirement le complément de la mission à un autre prestataire spécialisé en ingénierie géotechnique ;
- l'exécution d'investigations géotechniques engage GEOFONDATION uniquement sur la conformité des travaux exécutés à ceux contractuellement commandés et sur l'exactitude des résultats qu'elle fournit ;
- toute mission d'ingénierie géotechnique n'engage GEOFONDATION sur son devoir de conseil que dans le cadre strict, d'une part, des objectifs explicitement définis dans notre proposition technique sur la base de laquelle la commande et ses avenants éventuels ont été établis, d'autre part, du projet du client décrit par les documents graphiques ou plans cités dans le rapport ;
- toute mission d'étude géotechnique préalable G1 ES et/ou G1 PGC, d'étude géotechnique d'avant-projet G2 AVP ou de diagnostic géotechnique G5 exclut tout engagement de GEOFONDATION sur les quantités, coûts et délais d'exécution des futurs ouvrages géotechniques. De convention expresse, la responsabilité de notre société ne peut être engagée que dans l'hypothèse où la mission d'étude géotechnique de conception G2 dans son intégralité (G2 PRO et G2 DCE/ACT) lui est confiée ;
- une mission d'étude géotechnique de conception G2 engage notre société en tant qu'assistant technique à la maîtrise d'œuvre dans les limites du contrat fixant l'étendue de la mission et la (ou les) partie(s) d'ouvrage(s) concerné(s).

La responsabilité de GEOFONDATION ne saurait être engagée en dehors du cadre de la mission d'ingénierie géotechnique objet du rapport. En particulier, toute modification apportée au projet ou à son environnement nécessite la réactualisation du rapport géotechnique dans le cadre d'une nouvelle mission.

2. Recommandations

Il est précisé que l'étude géotechnique repose sur une investigation du sol dont la maille ne permet pas de lever la totalité des aléas toujours possibles en milieu naturel. En effet, des hétérogénéités, naturelles ou du fait de l'homme, des discontinuités et des aléas d'exécution peuvent apparaître compte tenu du rapport entre le volume échantillonné ou testé et le volume sollicité par l'ouvrage, et ce d'autant plus que ces singularités éventuelles peuvent être limitées en extension. Les éléments géotechniques nouveaux mis en évidence lors de l'exécution, pouvant avoir une influence sur les conclusions du rapport, doivent immédiatement être signalés à l'ingénierie géotechnique chargée de l'étude et suivi géotechniques d'exécution (mission G3) afin qu'elle en analyse les conséquences sur les conditions d'exécution voire la conception de l'ouvrage géotechnique. Si un caractère évolutif particulier a été mis en lumière (notamment glissement, érosion, dissolution, remblais évolutifs, tourbe), l'application des recommandations du rapport nécessite une validation à chaque étape suivante de la conception ou de l'exécution. En effet, un tel caractère évolutif peut remettre en cause ces recommandations notamment s'il s'écoule un laps de temps important avant leur mise en œuvre.

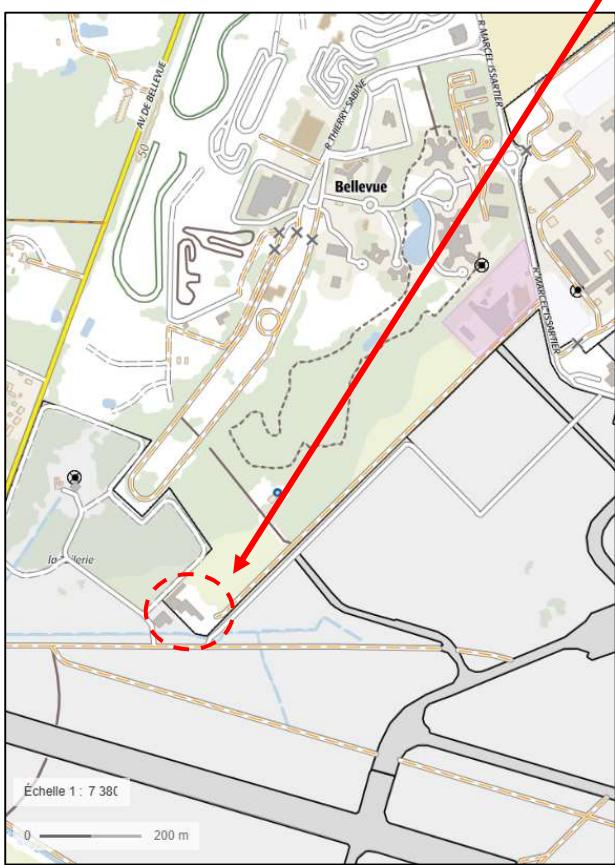
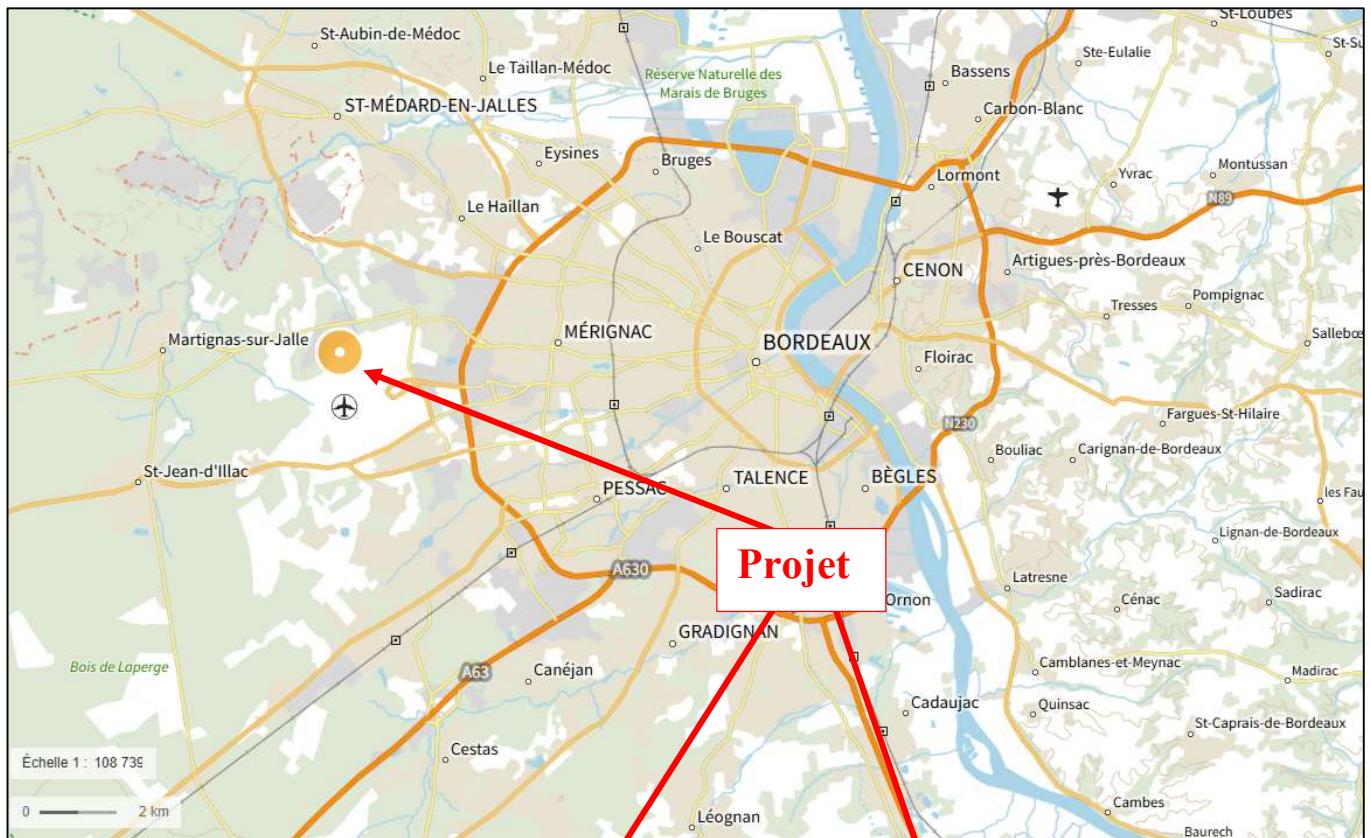
3. Rapport de la mission

Le rapport géotechnique constitue le compte-rendu de la mission d'ingénierie géotechnique définie par la commande au titre de laquelle il a été établi et dont les références sont rappelées en tête. A défaut de clauses spécifiques contractuelles, la remise du rapport géotechnique fixe la fin de la mission. Un rapport géotechnique et toutes ses annexes identifiées constituent un ensemble indissociable. Les deux exemplaires de référence en sont les deux originaux conservés : un par le client et le second par notre société. Dans ce cadre, toute autre interprétation qui pourrait être faite d'une communication ou reproduction partielle ne saurait engager la responsabilité de notre société. En particulier l'utilisation même partielle de ces résultats et conclusions par un autre maître d'ouvrage ou par un autre constructeur ou pour un autre ouvrage que celui objet de la mission confiée ne pourra en aucun cas engager la responsabilité de notre société et pourra entraîner des poursuites judiciaires.

ANNEXES

- ↳ Plan de situation,
- ↳ Plan d'implantation,
- ↳ Coupes géotechniques,
- ↳ PV d'essais en laboratoire

PLAN DE SITUATION



PLAN CADASTRAL



Compte rendu de mission G2AVP établi le 21/01/2025 par la Sté GEOFONDATION prise en son siège sis 19 Rue des Genêts – 33700 MERIGNAC
Dont les autres implantations sont : 40130 CAPBRETON - 47000 AGEN
Tél : 0556287890 – www.geofondation.fr – be@geofondation.fr – SIRET 49327862600061



PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES (02/2024)

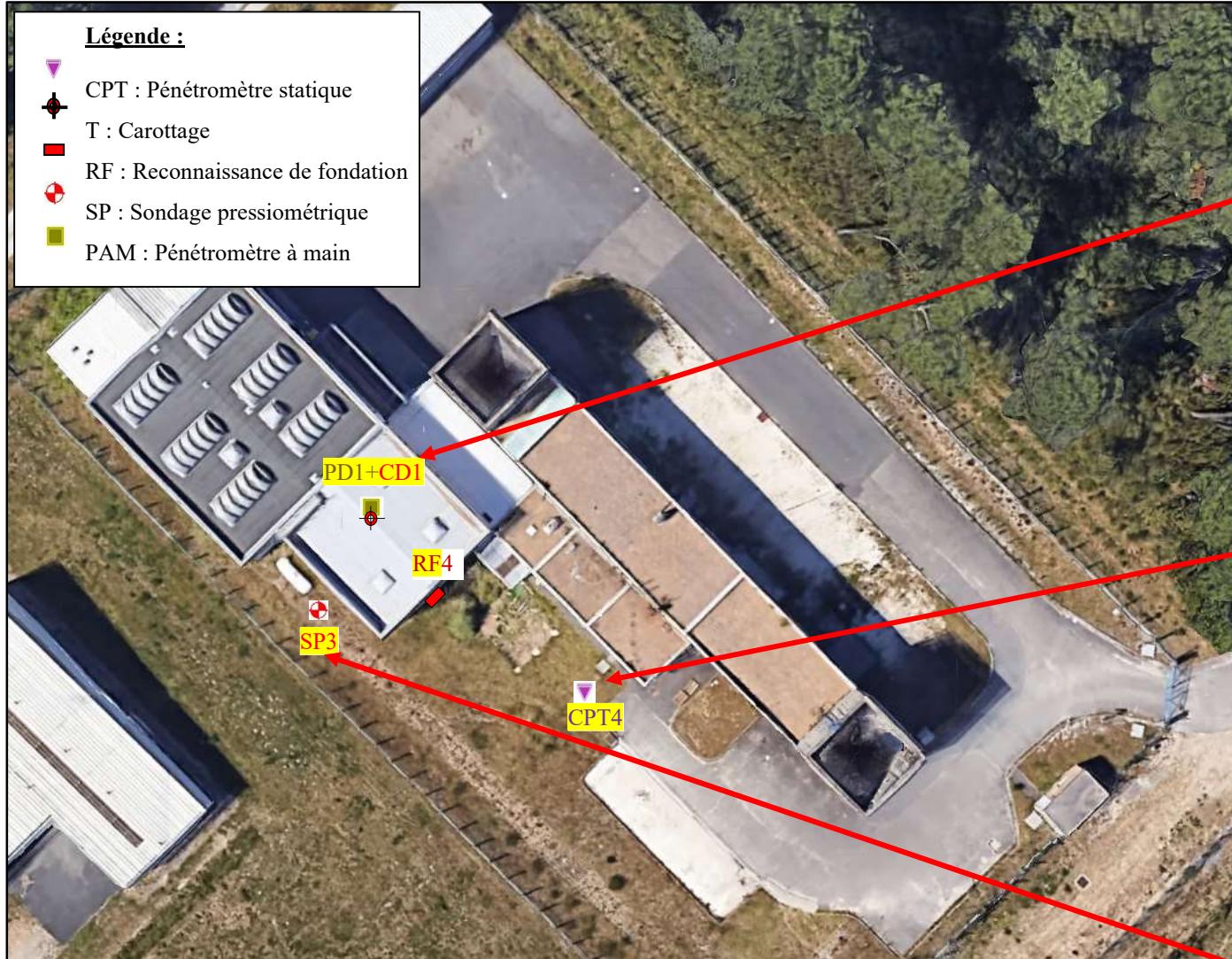
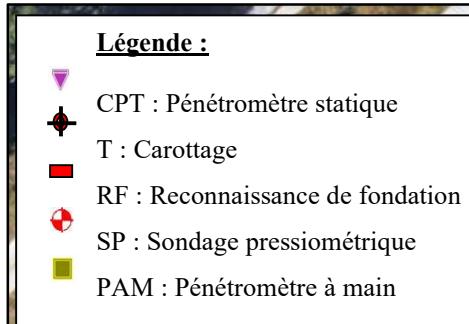


Légende :

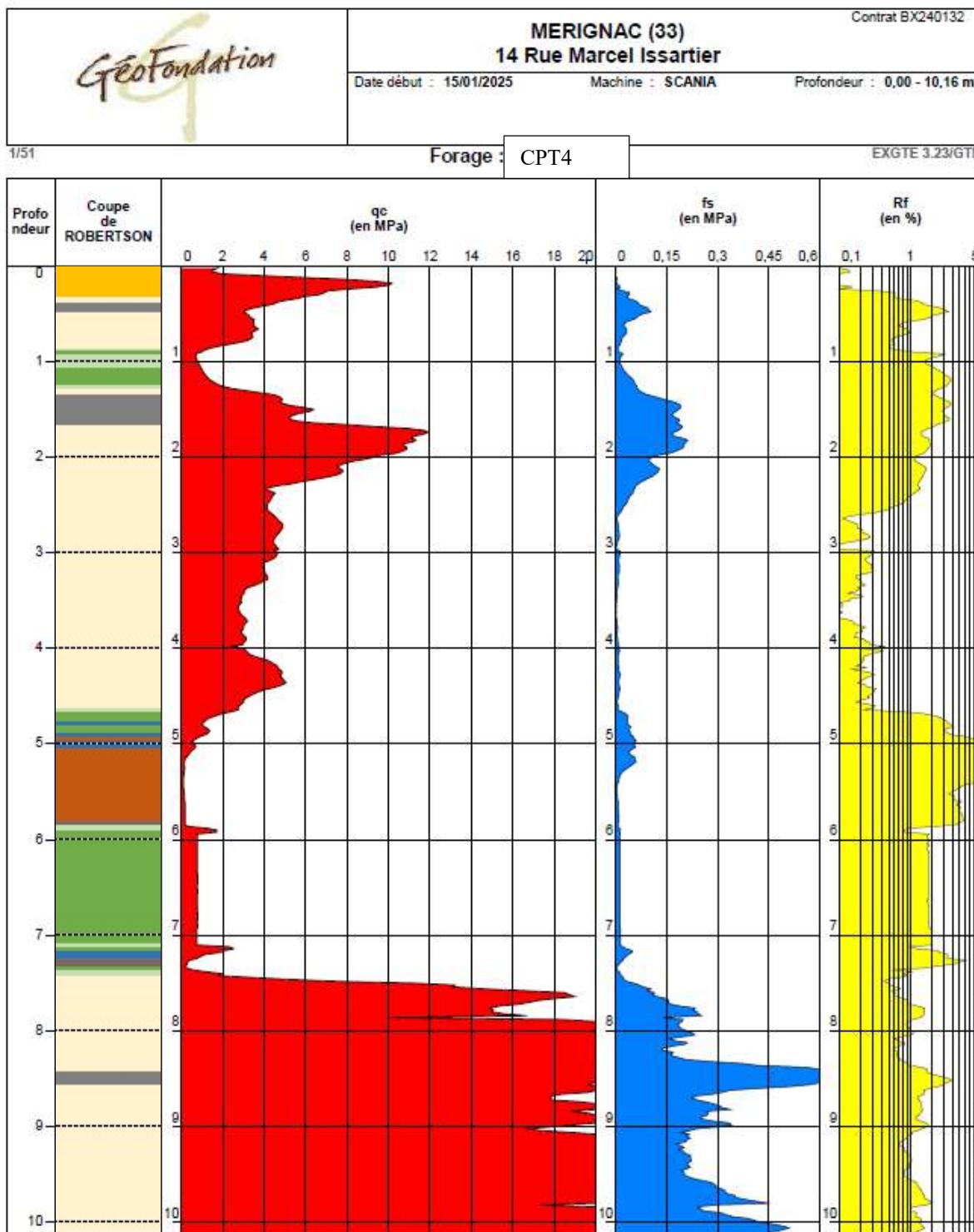
- ▼ CPT : Pénétromètre statique
- RF : Reconnaissance de fondation
- SP : Sondage pressiométrique
- + K : Essai de perméabilité



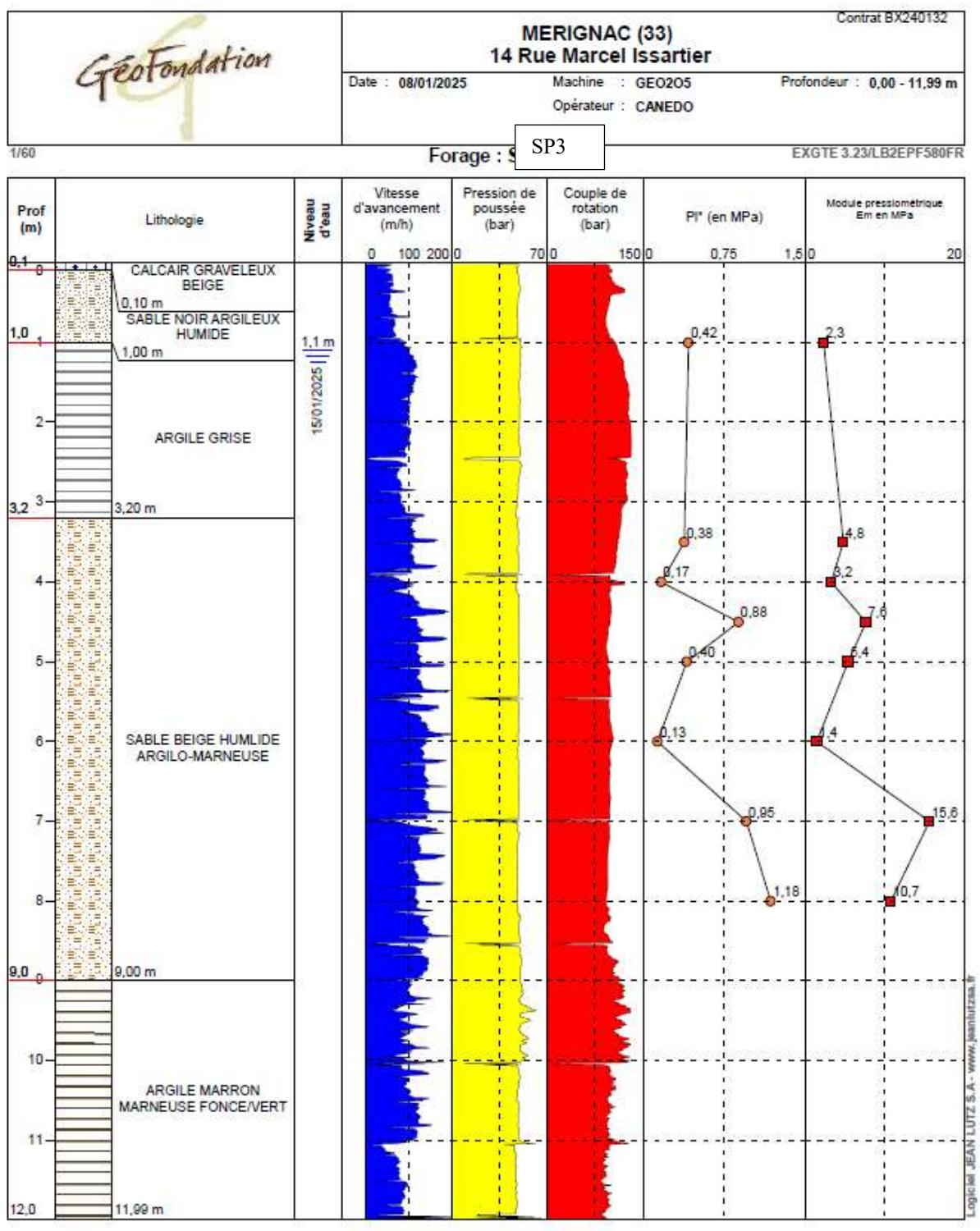
PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES (01/2025)



Compte rendu de mission G2AVP établi le 21/01/2025 par la Sté GEOFONDATION prise en son siège sis 19 Rue des Genêts – 33700 MERIGNAC
 Dont les autres implantations sont : 40130 CAPBRETON - 47000 AGEN
 Tél : 0556287890 – www.geofondation.fr – be@geofondation.fr – SIRET 49327862600061

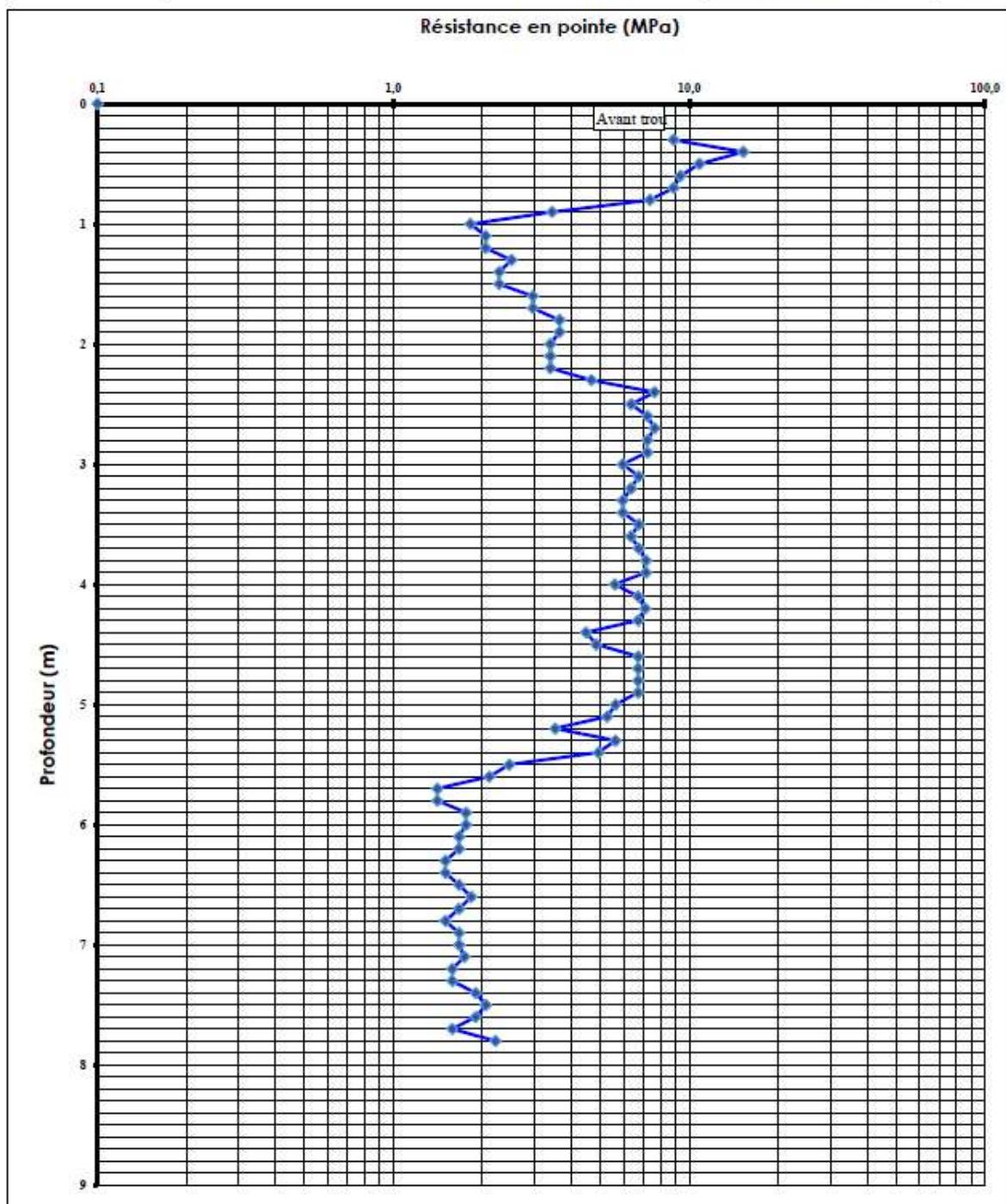


S1	Sols fins argileux ou limons sensibles	S4	Limons argileux à argiles limoneuses	S7	Sables à sables graveleux
S2	Sols organiques et tourbes	S5	Sables limoneux à limons sableux	S8	Sables cimentés ou dilatants
S3	Argiles à argiles limoneuses	S6	Sables propres à sables limoneux	S9	Sols fins intermédiaires très raides

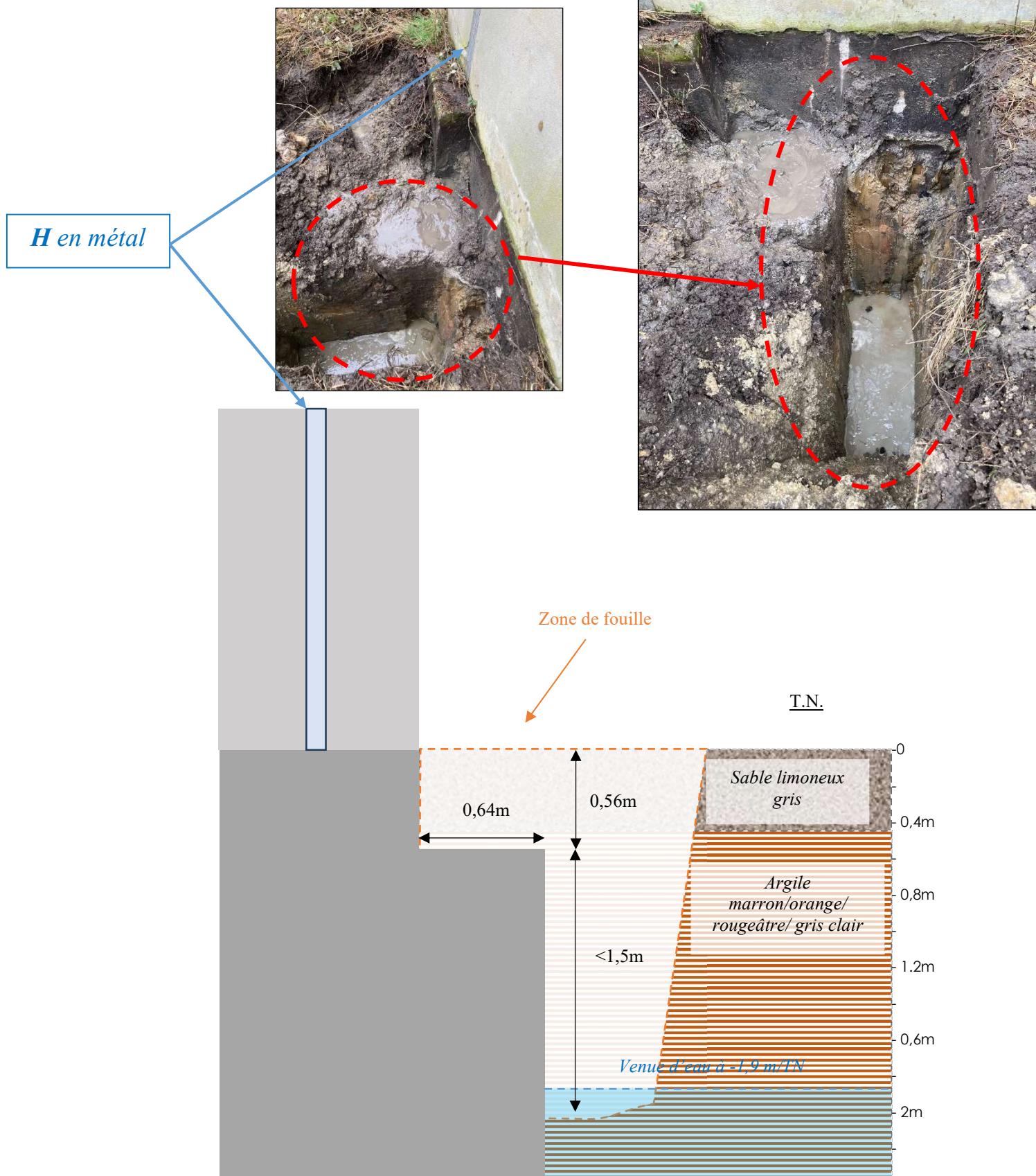
Sondage pressiométrique :

Sondage au pénétromètre dynamique :

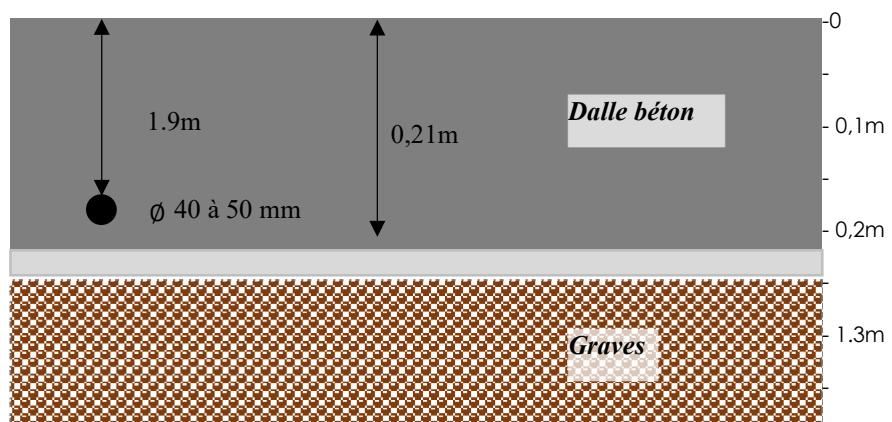
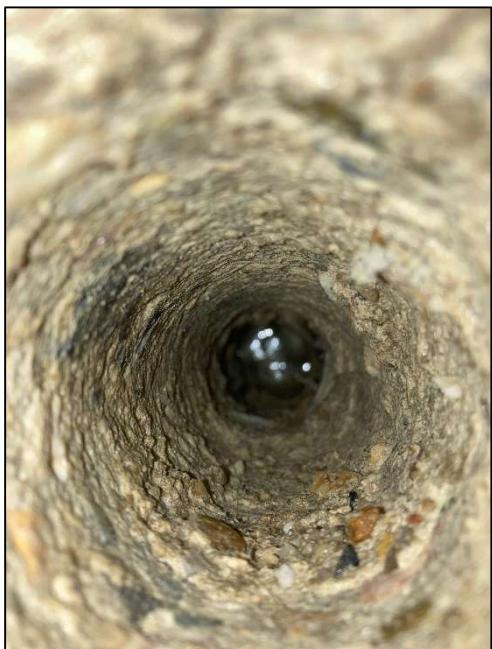
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD1	Dossier : BX240132	Caractéristiques	TG 30/20
	Date chantier: 07/12/2025	Poids du mouton (kg)	30
	Observations:	hauteur de chute (m)	0,2
	Niveau d'eau : 1,65 m	poids mort (kg)	3,7
		hauteur initiale (m)	1
		poids d'une tige (kg)	2,9



Reconnaissances de fondations RF4 :



Carottage CD1



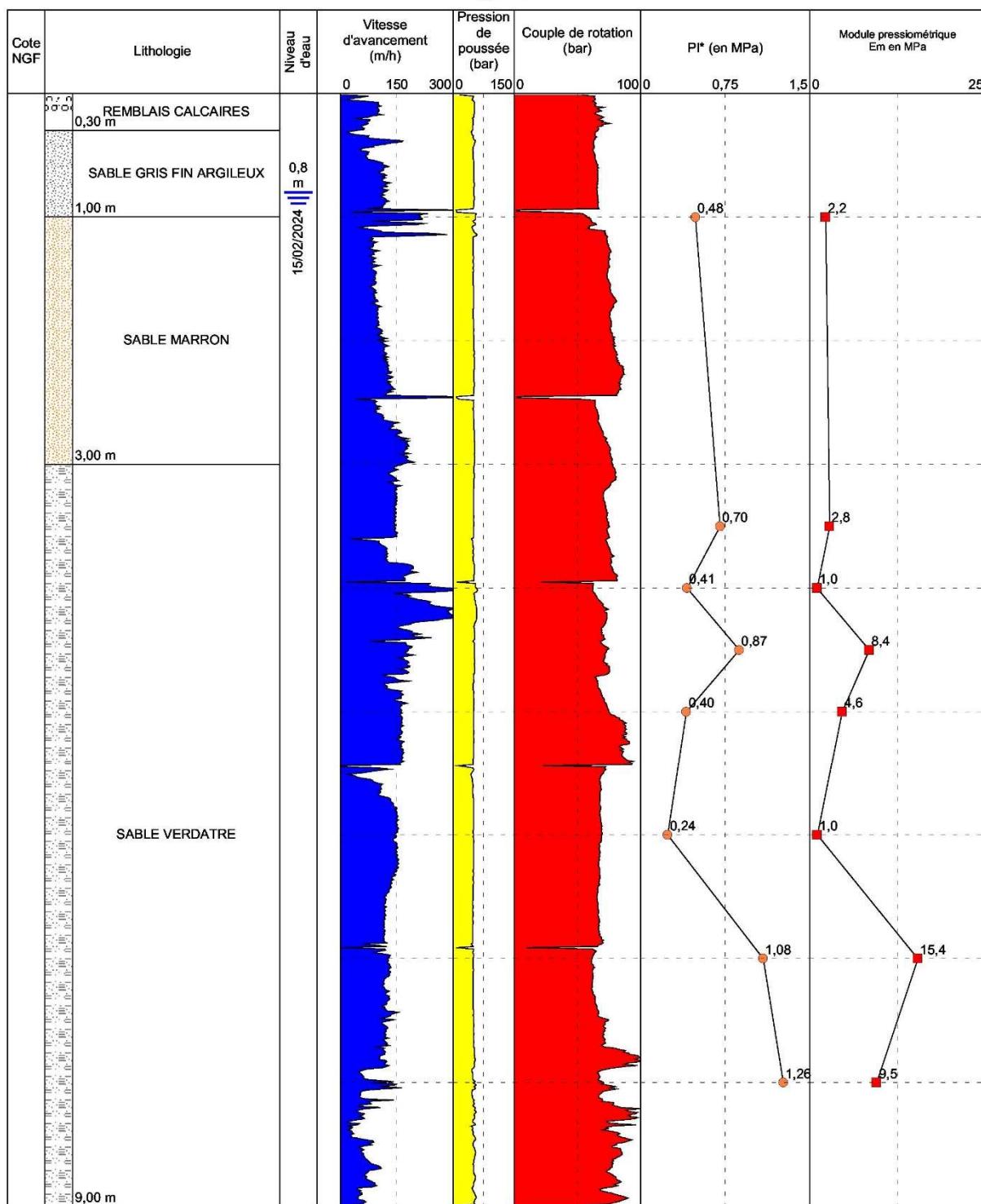
ARCHIVES :

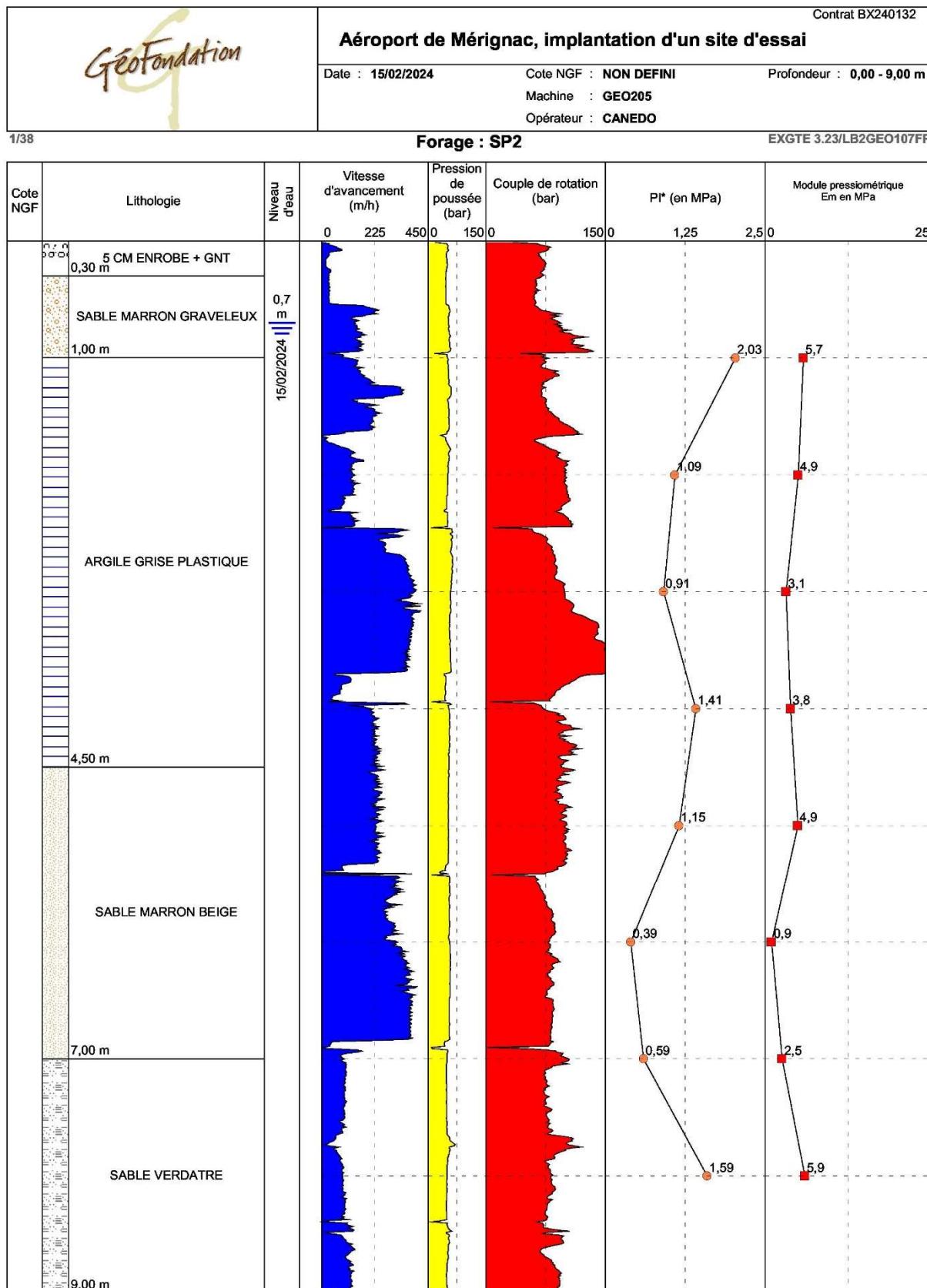
	MERIGNAC (33) 14 Rue Marcel Issartier, 33700 Mérignac AMMENAGEMENT D'UN SITE D'ESSAI			Contrat BX240132
	Date : 15/02/2024	Cote NGF : NON DEFINI	Machine : GEO205	Profondeur : 0,00 - 9,00 m

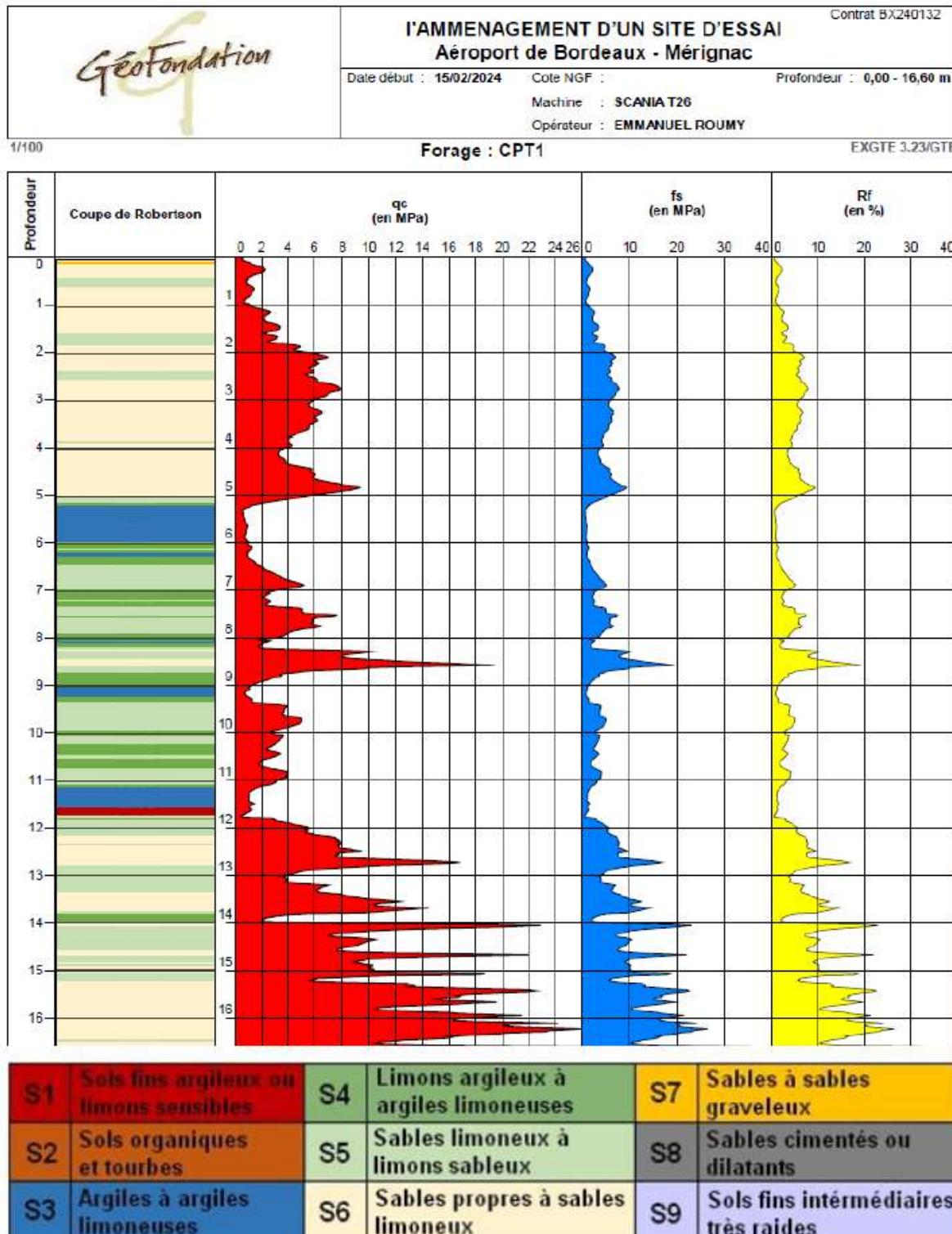
1/38

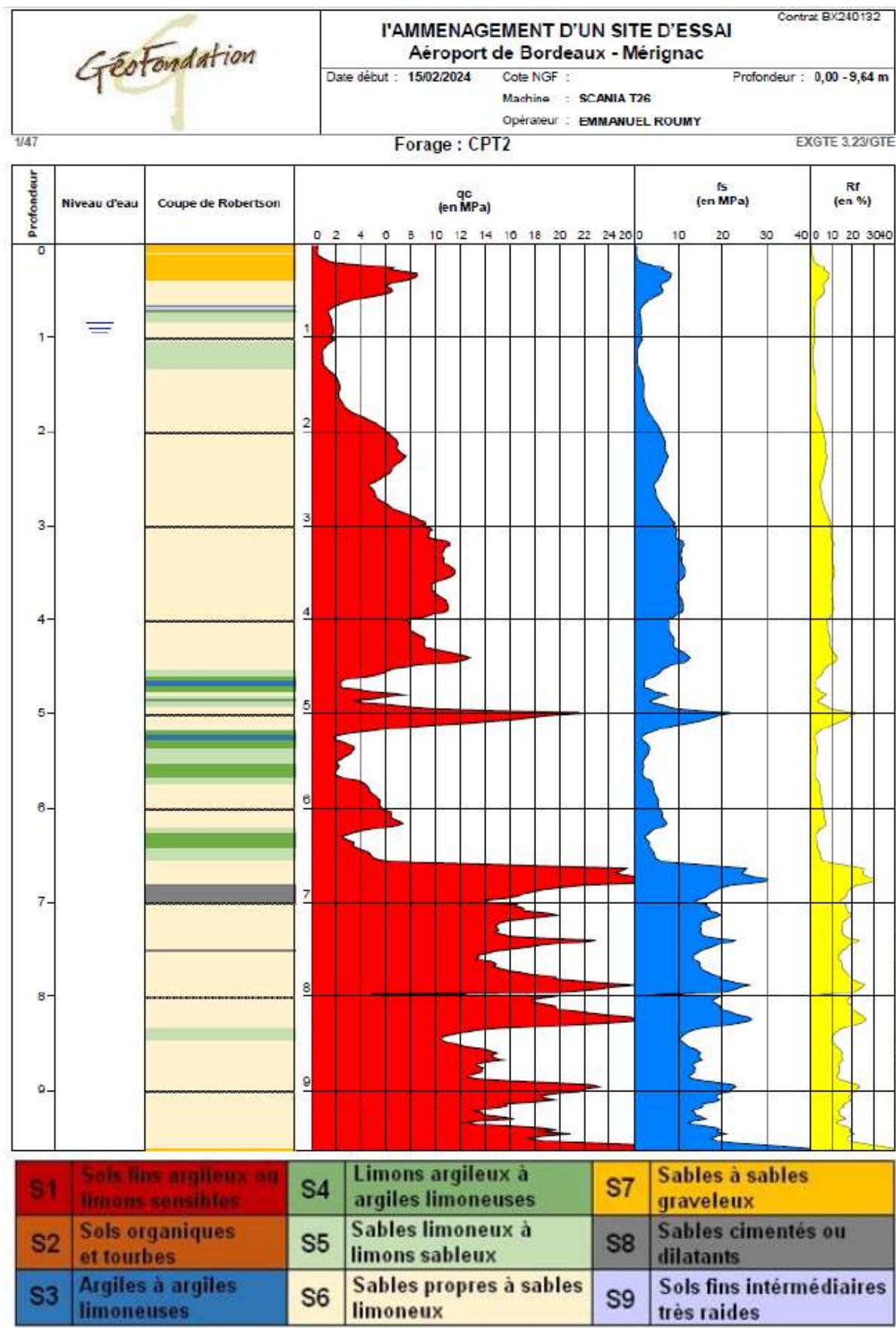
Forage : SP1

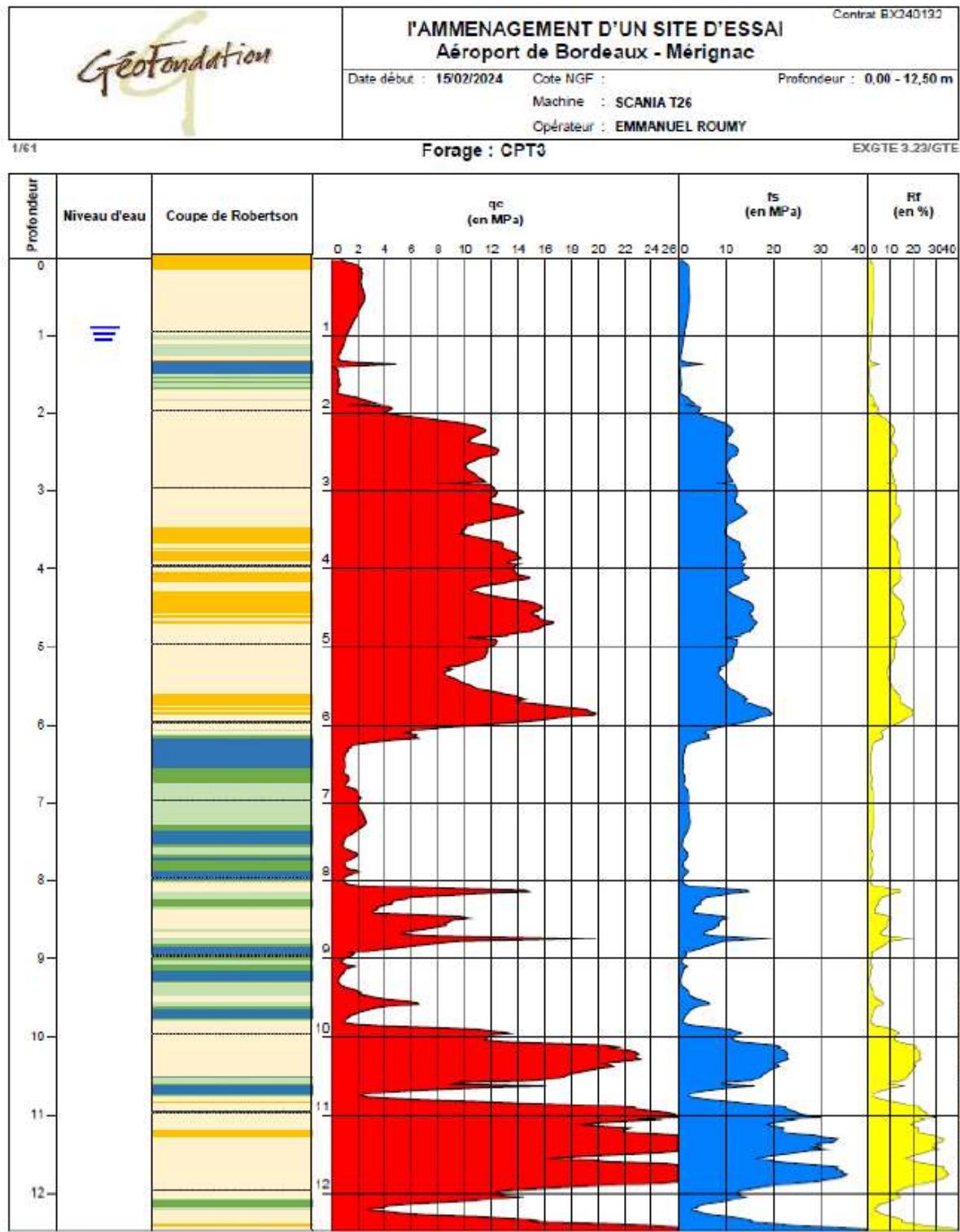
EXGTE 3.23/LB2GEO107FR





Sondages au pénétromètre statique :

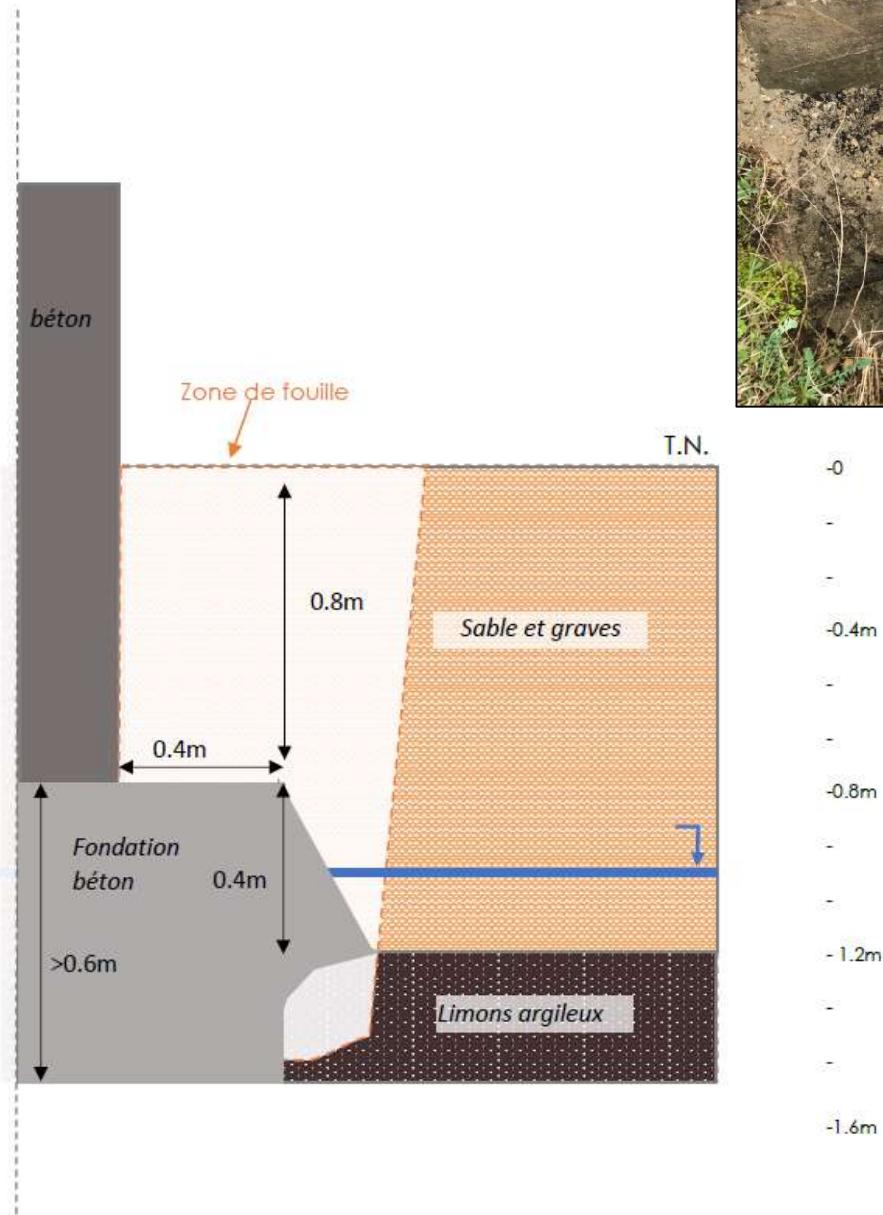




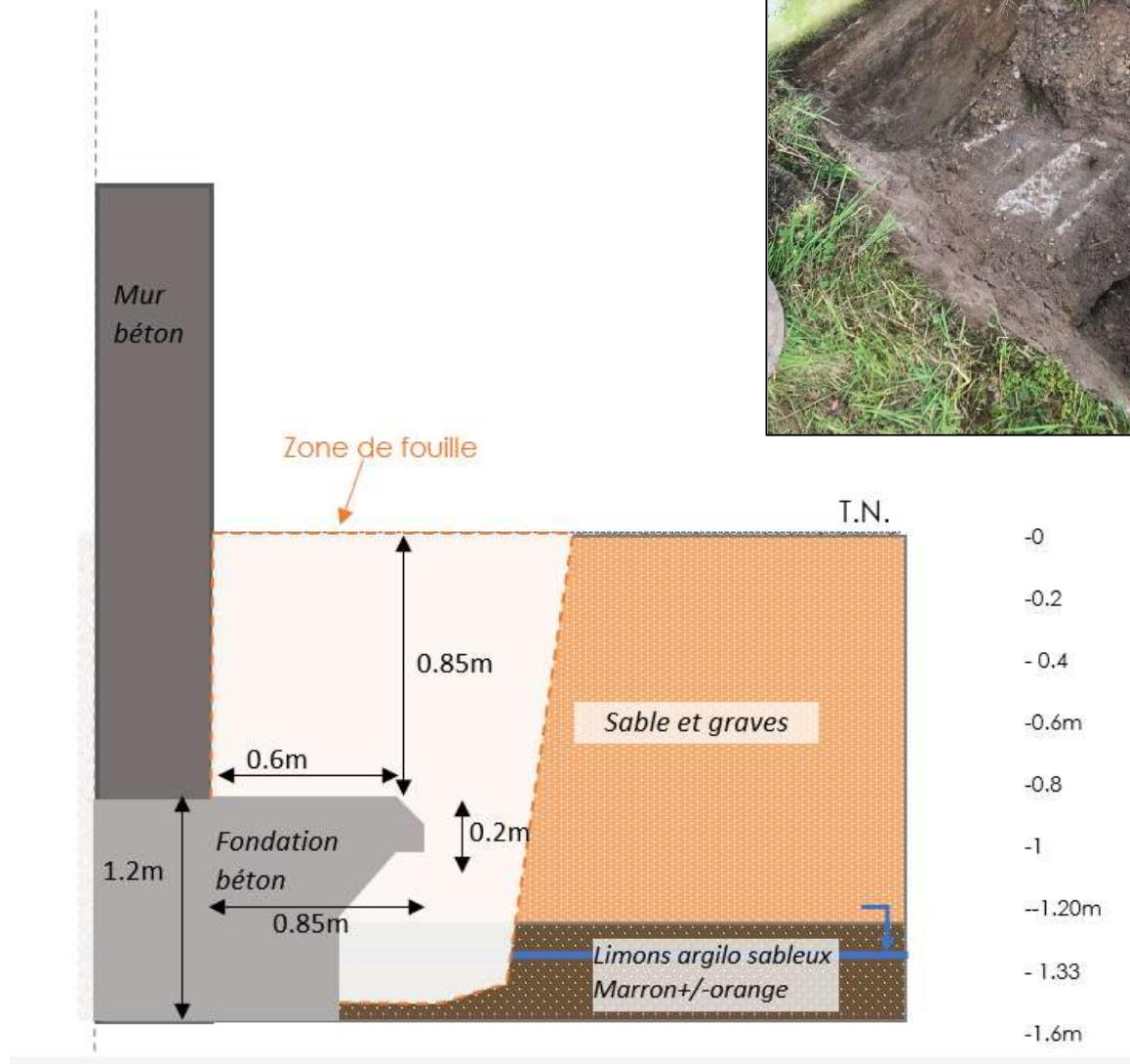
S1	Sols fins argileux ou limons sensibles	S4	Limons argileux à argiles limoneuses	S7	Sables à sables graveleux
S2	Sols organiques et tourbes	S5	Sables limoneux à limons sableux	S8	Sables cimentés ou dilatants
S3	Argiles à argiles limoneuses	S6	Sables propres à sables limoneux	S9	Sols fins intermédiaires très raides

Reconnaisances de fondations :

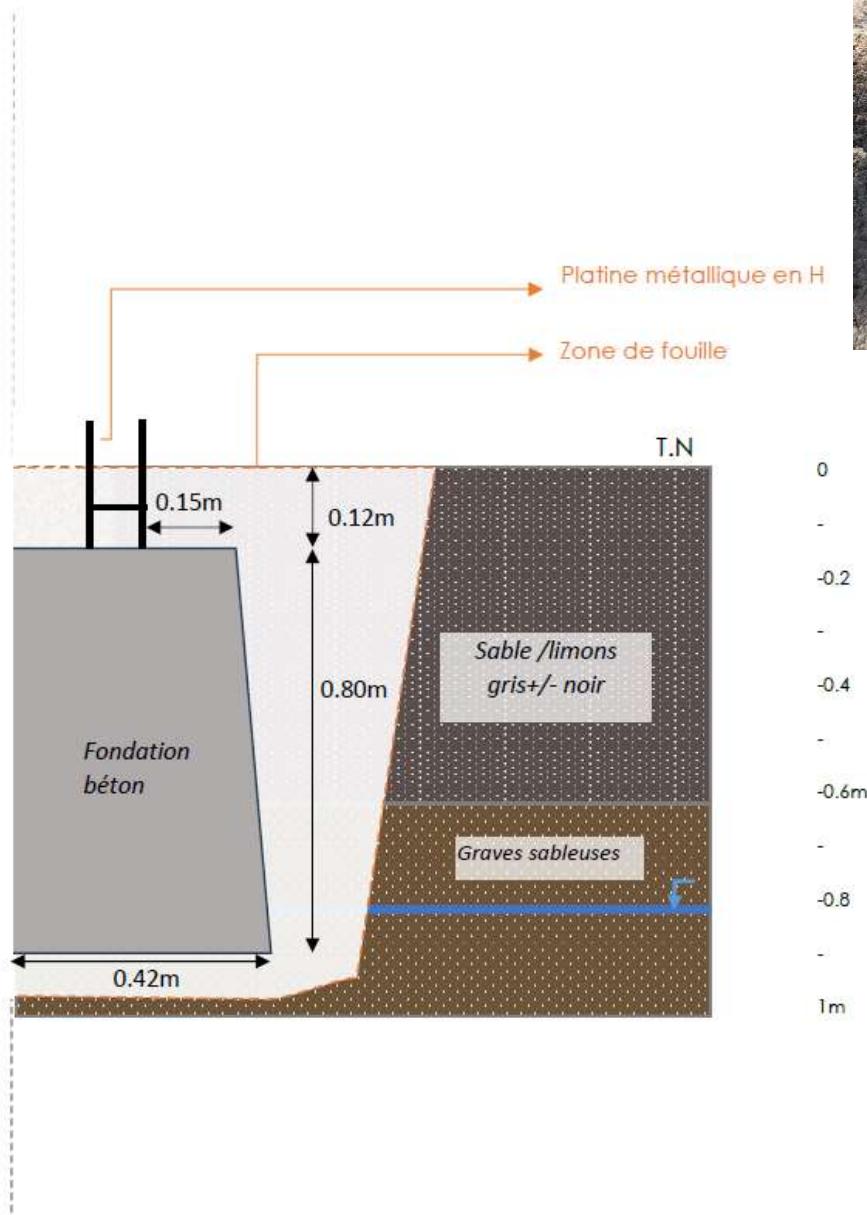
Reconnaisance de fondations
RF1



Reconnaissance de fondations
RF2

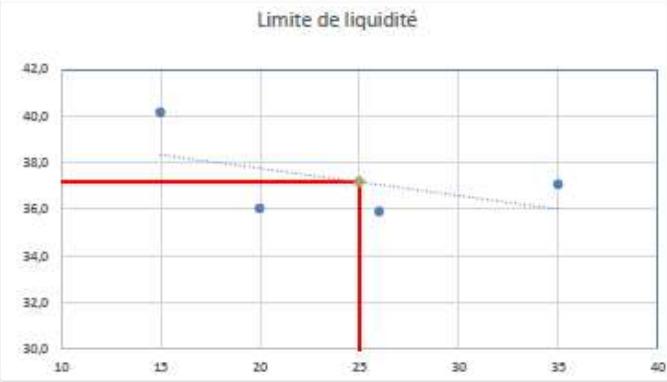


Reconnaissance de fondations
RF3



Procès-verbal d'essai :

		PROCES VERBAL D'ESSAI									
		ESSAIS D'IDENTIFICATION D'UN SOL NFP 11-300									
Informations générales		Informations sur l'échantillon									
Référence : BX240132 Chantier : Mérignac		Mode de prélèvement : Tanière Date de prélèvement : Mode de conservation : Sac plastique Date d'essai : 20/02/2024					Sondage n° : RF2 Profondeur : 0,2-0,6m Faciès : terre végétale + gravier à cailloux				
Granulométrie suivant NFP 94-056											
Ouverture tamis en mm	50	31,5	20	16	8	5	2	1	0,08		
% passant sur 0°D	100,00	100,00	78,57	71,76	53,30	46,61	38,23	33,57	4,56		
Courbe granulométrique											
 <p>ouverture nominale des tamis (mm)</p>											
Teneur en eau			Valeur au bleu			Limites d'Atterberg - NFP 94-051					
NFP 94-056		W (%) =	NFP 94-056		VBS =	WL (%)		Wp (%)		Ip	Io
6,0					0,14						
Observations						Classe GTR du matériau					
						B3					
Le responsable des essais J.BROCHON						Le responsable technique B. DELTRIEU 					

		PROCES VERBAL D'ESSAI																						
DETERMINATION DES LIMITES D'ATTERBERG																								
Limite de liquidité à la cuopelle - NF P 94-051																								
Limite de plasticité au rouleau - NF P 94-051																								
Informations générales		Informations sur l'échantillon																						
Référence : BX240132 Chantier : Mérignac	Mode de prélèvement : Tarière Date de prélèvement : 16/02/2024 Mode de conservation : Sac en plastique Date d'essai : 01/03/2024	Sondage n° : RF1 de 1 à 1,2 m Faciès : Argile marron																						
<i>Limite de liquidité à la cuopelle</i>																								
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Mesures N°</th> <th>Nombres de coups</th> <th>Teneur en eau</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>15</td> <td>40,2 %</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>20</td> <td>36,0 %</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>26</td> <td>35,9 %</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>35</td> <td>37,1 %</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2">Résultat $W_L =$</td> <td>37,2 %</td> </tr> </tbody> </table>		Mesures N°	Nombres de coups	Teneur en eau	1	15	40,2 %	2	20	36,0 %	3	26	35,9 %	4	35	37,1 %	5			Résultat $W_L =$		37,2 %
Mesures N°	Nombres de coups	Teneur en eau																						
1	15	40,2 %																						
2	20	36,0 %																						
3	26	35,9 %																						
4	35	37,1 %																						
5																								
Résultat $W_L =$		37,2 %																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Mesure</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>Résultat $W_p =$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Teneur en eau %</td> <td>19,4 %</td> <td>17,6 %</td> <td>17,9 %</td> <td>18,3 %</td> </tr> </tbody> </table>				Mesure	1	2	3	Résultat $W_p =$	Teneur en eau %	19,4 %	17,6 %	17,9 %	18,3 %											
Mesure	1	2	3	Résultat $W_p =$																				
Teneur en eau %	19,4 %	17,6 %	17,9 %	18,3 %																				
Classification GTR A2th		Synthèse des résultats <table border="1"> <tbody> <tr> <td>Teneur en eau</td> <td>$W_{nat} =$</td> <td>22,7 %</td> </tr> <tr> <td>Limite de liquidité</td> <td>$W_L =$</td> <td>37,2 %</td> </tr> <tr> <td>Limite de plasticité</td> <td>$W_p =$</td> <td>18,3 %</td> </tr> <tr> <td>Indice de plasticité</td> <td>$I_p =$</td> <td>18,9</td> </tr> <tr> <td>Indice de consistance</td> <td>$I_c =$</td> <td>0,8</td> </tr> </tbody> </table>		Teneur en eau	$W_{nat} =$	22,7 %	Limite de liquidité	$W_L =$	37,2 %	Limite de plasticité	$W_p =$	18,3 %	Indice de plasticité	$I_p =$	18,9	Indice de consistance	$I_c =$	0,8						
Teneur en eau	$W_{nat} =$	22,7 %																						
Limite de liquidité	$W_L =$	37,2 %																						
Limite de plasticité	$W_p =$	18,3 %																						
Indice de plasticité	$I_p =$	18,9																						
Indice de consistance	$I_c =$	0,8																						
Le responsable des essais J.BROCHON		Le responsable technique B. DELTRIEU																						
																								

