

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 •

Maitrise d'ouvrage :

**Unité de Soutien de l'infrastructure de la
Défense de PAU**

Dossier n° CAP 12 08 27-6 :

BAYONNE (64)

1ère avenue de la citadelle

Rapport d'étude géotechnique G2PRO

**Construction d'un bâtiment BICUB
Bat 28 et 29**

Etabli le **9 juin 2026** par :

GEOFONDATION - Agence de Bordeaux



05 56 28 78 90



be@geofondation.fr

www.geofondation.fr

Une équipe à vos côtés dans l'acte de construire

Nos valeurs :

Délais, disponibilité

Prix, adaptabilité

Expertise.

GéoFondation

SOMMAIRE

1. DONNEES D'ENTREES DE L'ETUDE	3
1.1. INFORMATIONS GENERALES	3
1.2. ELEMENTS DE REFERENCES	5
1.3. MISSIONS COMMANDEES	7
1.4. INVESTIGATIONS HYDRO GEOTECHNIQUES	8
2. RISQUES NATURELS RECENSES PAR L'ETAT	9
2.1. GEORISQUES	9
2.2. RISQUE DE REMONTEE DE LA NAPPE	13
2.3. ETUDE DES CARTES GEOLOGIQUES DU BRGM	14
3. RESULTATS DES ESSAIS ET SYNTHESES	15
3.1. ESSAIS HYDROGEOLOGIQUES	15
3.2. ESSAIS DE MECANIQUE DES SOLS	17
3.3. RECONNAISSANCE DES DALLES EXISTANTES	23
4. PRINCIPES DE FONDATION RETENUE	24
4.1. RECOMMANDATIONS SELON L'EUROCODE 7	24
4.2. FONDATIONS PROFONDES SELON LA METHODE PRESSIOMETRIQUE	25
5. ASSISES DES VOIRIES	36
6. SUITE A DONNER AU RAPPORT POUR LE DCE	40
ANNEXES	44
- Plan de situation,	
- Plan d'implantation,	
- Coupes géotechniques.	
- PV D'essais en laboratoire	

1. DONNEES D'ENTREES DE L'ETUDE

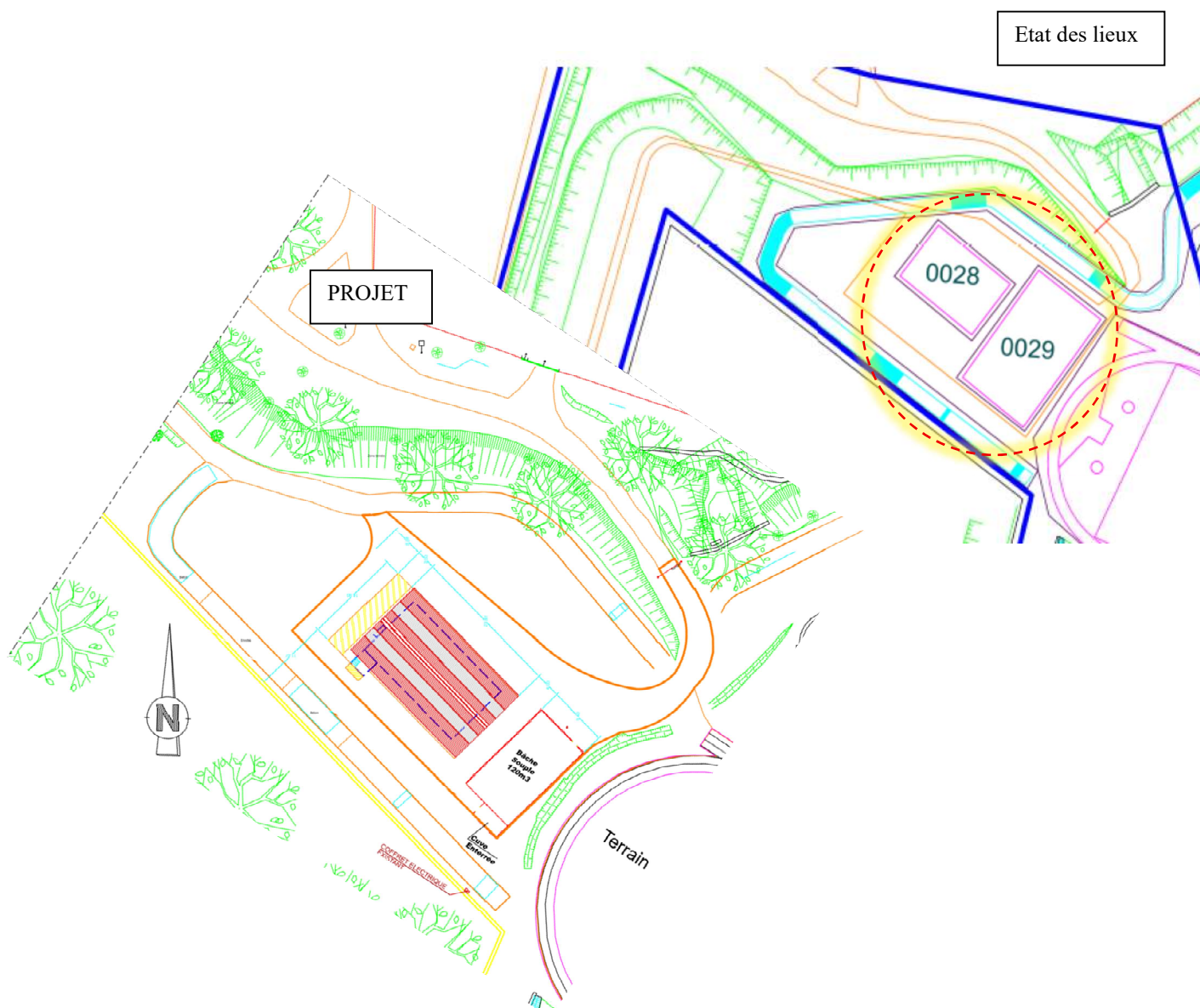
1.1. Informations générales

Maître d'ouvrage	Unité de Soutien de l'infrastructure de la Défense de PAU Camp Aspirant ZIRNHELD – BP 594 64010 PAU CEDEX
Architecte	Aucune information

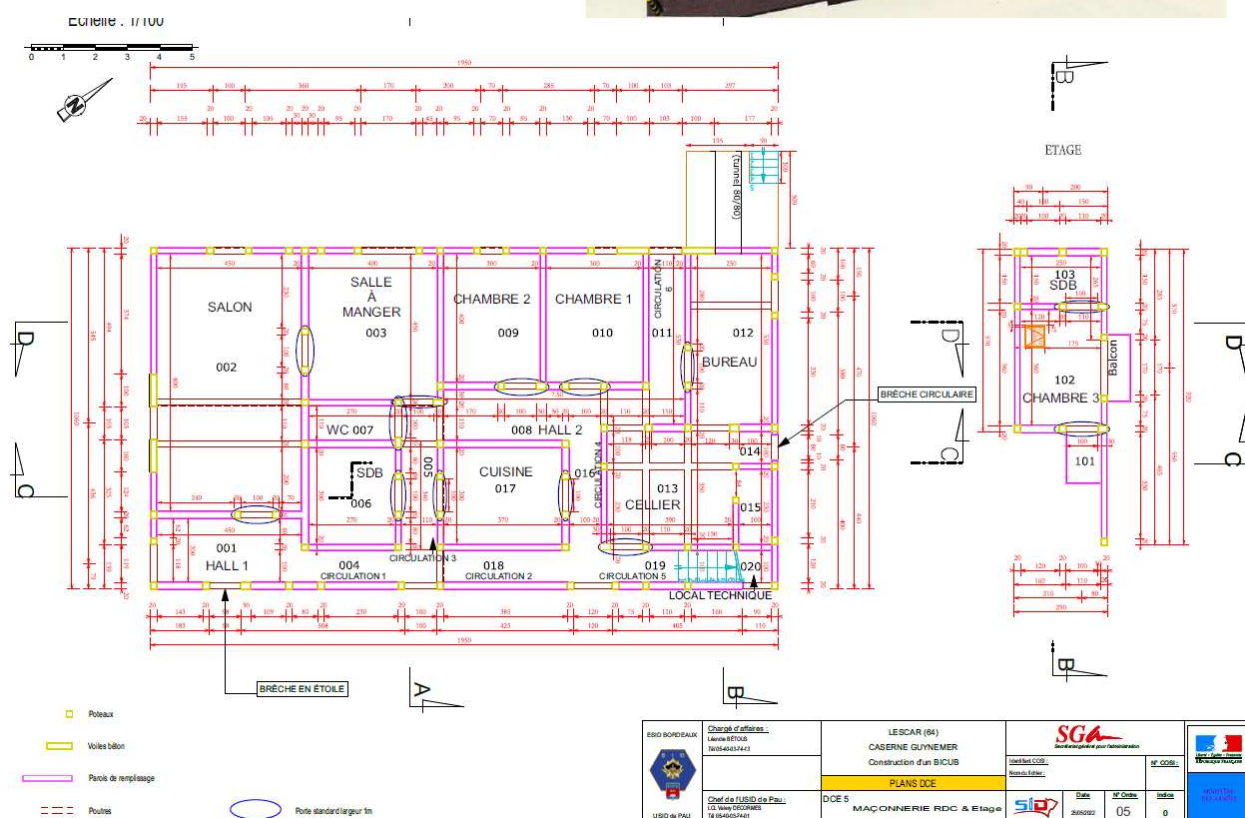
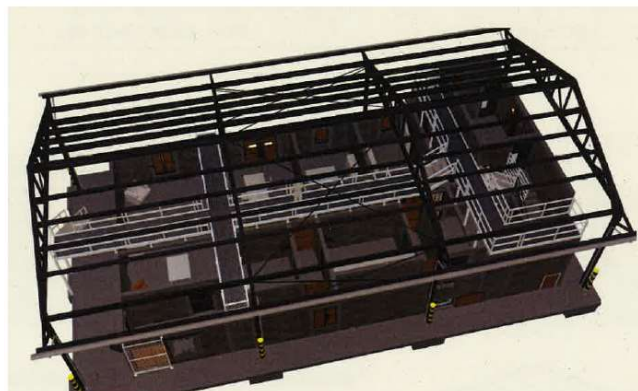
Projet CAP120827-6

BAYONNE (64) – 1° RPIMa – Citadelle Général Bergé – **Bat 28 et 29**

Le projet consiste en la **construction d'un bâtiment BICUB de 200m² en lieu et place de deux anciennes dalles 28 et 29** selon les plan ci-dessous.



Le BICUB est un bâtiment d'instruction réalisé en Murs et bétons banché. Ce bâtiment est recouvert par une charpente métallique avec couverture bac acier selon les quelques plans et coupes ci-après.



1.2. Éléments de références

1.2.1. Documents communiqués

Documents communiqués (document contractuel de l'étude) :

G2AVP

	Désignation	Auteur	Date du doc
1	Courriel de consultation	USID	27/04/2025

G2PRO

Nom	Modifié le	Type	Taille
 plans_sondages_G2Pro.pdf	23/01/2026 17:18	Document Adobe Acrobat	263 Ko
 DCE 16 FAÇADES SUD-OUEST ET NORD-EST.pdf	22/10/2025 18:17	Document Adobe Acrobat	596 Ko
 DCE 5 MAÇONNERIE RDC & Etage.pdf	22/10/2025 18:17	Document Adobe Acrobat	750 Ko
 DCE 17 PERSPECTIVES.pdf	22/10/2025 18:17	Document Adobe Acrobat	856 Ko
 DCE 15 FAÇADES SUD-EST ET NORD-OUEST.pdf	22/10/2025 18:17	Document Adobe Acrobat	864 Ko
 EMLACEMENT.pdf	23/10/2025 16:42	Document Adobe Acrobat	997 Ko

Documents demandés en plus pour mât G2PRO :

- Un plan topographique avec les côtes du TN, par le géomètre
- Plan de masse et coupes avec le calage NGF du 0,00
- Plans fondations par le BET avec les descentes de charges.

Ces éléments seront indispensables pour définir le projet notamment en phase PRO/DCE/ACT.

1.2.2. Hypothèses structurelles à confirmer par le BET BETON

A ce stade, nous proposons au maître d'œuvre de partir sur les hypothèses de projet suivantes qui fixent aussi les limites de notre étude :

Emprise	Bâtiment défini dans le plan de masse
Partie enterrée	Sans sous-sol, ni cave, ...
Calage altimétrique 0,00	Au niveau du terrain actuel
Charges structurelles*	RdC avec VS : 105 à 420kN et/ou 77 à 120kN/ml R+1 avec VS : 170 à 665kN et/ou 120 à 190kN/ml
Surcharges sur dallage	≤500kg/m ²
Mitoyens	Les avoisinants seront visités via un référé préventif

*ces charges sont du ressort du BET STRUCTURE, à défaut nous nous sommes basés sur Guide pratique du CSTB « Fondations » établi le 30/9/2005.

10kN = 1Tonne

Remarques générales :

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.

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
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

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. Notion de Zone d'influence géotechnique

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,

En règle générale, 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).

1.3. Missions commandées

La mission de GEOFONDATION est conforme aux devis

- n° DEV20250428-02508 du 28/04/2025 accepté sans réserve par le client le 15/05/2025 par le bon de commande n°1513134657, pour un diagnostic G5/G2AVP
- n°DEV-20251023-02850 du 23/10/2025 accepté sans réserve par le client le 07/11/2025 par le bon de commande n°1513439595, pour la mission G2PRO selon 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.

Etapes selon norme NF P 94 500	Préalable		Conception				Exécution		Diagnostic
Phases selon norme NF P 94 500	G1ES	G1PGC	G2AVP	G2PRO	G2DCE	G2ACT	G4EXE	G4DET	G5
Missions confiées			X	X					X
Indices			A	D					A

Suivi des indices :

- Indice A : première diffusion
- Indice B : mise à jour G2PRO avec l'étude de deux scénarios d'implantation
- Indice C : ajout de précisions sur les voiries
- Indice D : mise à jour avec implantation définitive et descentes de charges sur fondations

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 : 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

Nous avons réalisé dans l'emprise du projet, les sondages suivants.

1.4.1. Essais in situ

En septembre 2025

N°	Technique	Profondeur	Essais	Machine
SPB1	Tarière mécanique	15 m	Tarière avec essais Pressiométriques NF P 94 110 à 1m – 2,5 m – 4 m – 5,5 m – 7,0 m – 8,5 m – 10,0 m – 11,5 m – 13m – 14 m–	GEO205
TB1	Tarière mécanique	9m	Levé géologique avec enregistrement des paramètres de forage + pose d'un tube de suivi de nappe	GEO205
CPT2 CPT3 CPT3bis CPT4	Fonçage des tiges	23,9m 21,8m 4,9m 6,9m	Pénétromètre statique NF P 94 113 à pointe électrique	SCANIA 26T
KB1	Test d'infiltration	0,5 m	Essais de perméabilité de type Porchet	/
RFB1 RFB2	Tarière mécaniques	3m	Reconnaissance de la structure de la dalle existante et sol d'assise	/

En janvier 2026

N°	Technique	Profondeur	Essais	Machine
P1 à P10	Battage	2,4 à 6,0m	Pénétromètre dynamique	PAGANI TG30/20

1.4.2. Essais en laboratoire

Analyses	Quantité	Norme
Teneur en eau w	2	NF EN ISO 17892-1
Limites d'Atterberg (au cône de pénétration et au rouleau)	2	NF P94-052-1 + NF P94-051
Classification G.T.R.	2	NF P11-300
Teneur en matière organique	1	
Analyse d'agressivité du sol vis-à-vis du béton	1	Norme P18-325-1 (206-1) UOP
Analyse d'agressivité de la nappe vis-à-vis du béton	1	Norme P18-325-1 (206-1) UOP
Pack ISDI	1	Article R. 214-1 du code de l'environnement

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 karts ou vide de dissolution (hors mission).

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

INONDATION



Risque à mon adresse : INFORMATION NON DISPONIBLE

Risque sur ma commune : **RISQUE EXISTANT**

Certaines parties du territoire de votre commune : Bayonne sont inondables

[→](#)

SÉISME



Risque à mon adresse : **RISQUE EXISTANT - MODÈRE**

Risque sur ma commune : **RISQUE EXISTANT - MODÈRE**

Des tremblements de terre, séismes, peuvent toucher votre adresse

[→](#)

RETRAIT GONFLEMENT DES ARGILES



Risque à mon adresse : **RISQUE EXISTANT - MODÈRE**

Risque sur ma commune : **RISQUE EXISTANT - IMPORTANT**

Votre adresse est exposée au retrait-gonflement des argiles

[→](#)

RADON



Risque à mon adresse : **RISQUE EXISTANT - FAIBLE**

Risque sur ma commune : **RISQUE EXISTANT - FAIBLE**

Votre adresse est exposée au radon, un gaz radioactif qui s'échappe naturellement du sol

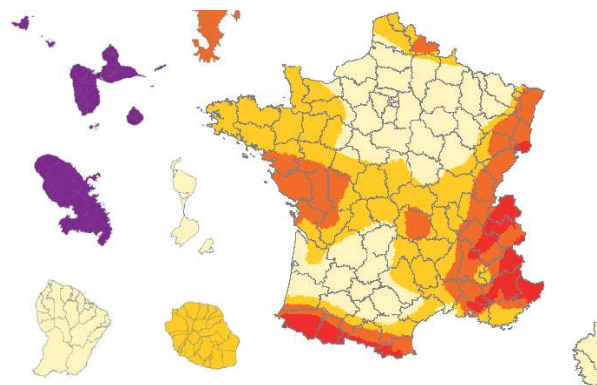
[→](#)

2.1.1 Risque sismique selon l'EuroCode8

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

Projet →

Zone de sismicité	Niveau d'aléa	a_{gr} (m/s²)
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



La commune de Bayonne se trouve dans une zone sismique de niveau 3, ce qui est considéré comme risque sismique modéré.

Projet →

Catégorie d'importance	Description
I	Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée.
II	- 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	- 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 scolaires.
IV	- 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	aucune exigence			
Zone 2	aucune exigence			Eurocode 8 ³ $a_g=0,7$ m/s²
Zone 3	PS-MI ¹			Eurocode 8 ³ $a_g=1,1$ m/s²
Zone 4	PS-MI ¹			Eurocode 8 ³ $a_g=1,6$ m/s²
Zone 5	CP-MI ²			Eurocode 8 ³ $a_g=3$ m/s²

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

L'Eurocode 8 s'applique en zone de sismicité 3 pour les bâtiments de catégorie d'importance 2 et plus, mais il ne s'applique pas pour les ouvrages de catégorie 1. La catégorie d'importance du bâtiment est à confirmer par la maîtrise d'ouvrage.

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).

Pour le calcul, d'autres coefficients majorateur ou minorateur viennent pondérer l'accélération. Il en résulte l'accélération de calcul a_n suivante :

Catégorie d'importance	Classe de sol (EC8)	Site	Zone risque	a_{gr} Accélération de base	Coefficient d'importance	Accélération horizontale de calcul a_n
II	C	1,5	3	1,1 m/s²	$\gamma_I = 1,0$	1,65 m/s²
III	C	1,5	3	1,1 m/s²	$\gamma_I = 1,2$	1,98 m/s²
IV	C	1,5	3	1,1 m/s²	$\gamma_I = 1,4$	2,31 m/s²

Remarque sur la liquéfaction :

En zone de sismicité 3 et plus, le risque de liquéfaction doit être étudié. Les sondages CPT indiquent des sols potentiellement liquéfiables jusqu'à 9m de profondeur, uniquement au droit de CP2. Aussi, le risque n'est que sur une poche et non une couche sous l'ensemble.

CPT2 se situe près de TPzB1. Aussi il s'agit d'argile. Les argiles liquéfiables sont thixotropes, ce qui n'est pas le cas des argiles A2. Or on rappelle le critère suivant sur la nature des sols :

Peuvent a contrario être considérés comme exempts de risque :

- a) les sols dont la granulométrie présente un diamètre à 10 %, D_{10} supérieur à 2 mm ;
- b) ceux dans lesquels on a simultanément :

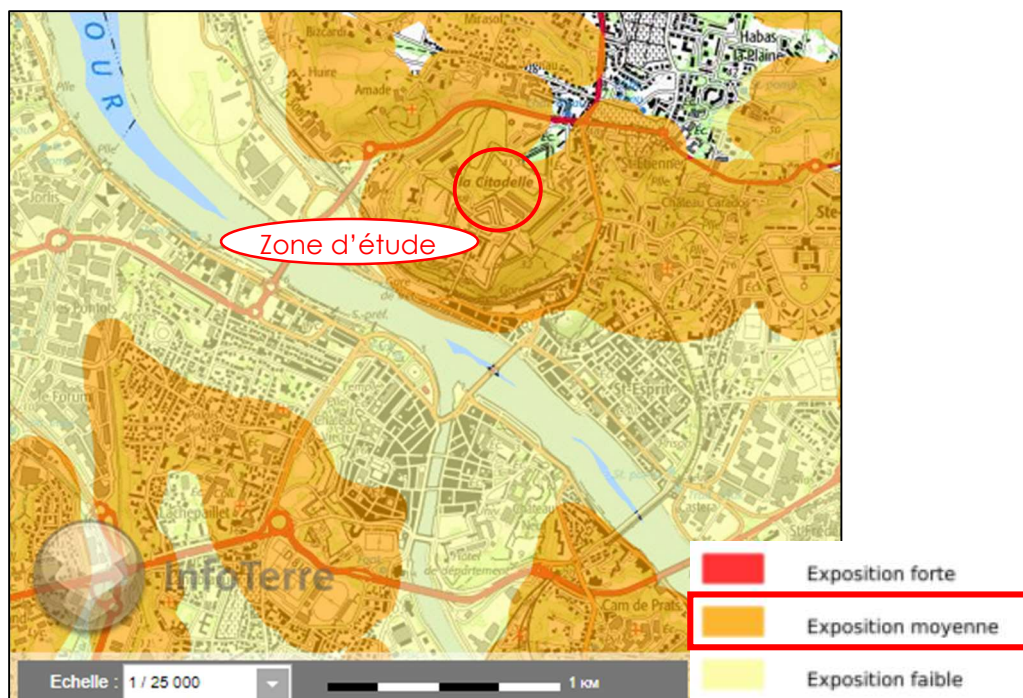
$$D_{70} < 74 \mu$$

$$I_p > 10 \%$$

Pour mémoire, nos essais en laboratoire ont également indiqué $I_p = 16\%$ soit $> 10\%$

En conclusion, ce risque n'est pas à approfondir.

2.1.2 Risque argiles



Le projet se situe sur une zone **d'aléa moyen** au retrait et gonflement des argiles. Les essais en laboratoires confirment cette classification en aléa moyen.

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))

Nos essais en laboratoire et nos reconnaissances géologiques permettent de confirmer cette classification au regard du 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 80µm (%)	VBS (g/100 de sol)	
>30	>90	>6	Forte
15<Ip<30	>50	2<VBS<6	Moyenne
<15	>50	<2	Faible

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 moyens 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 puits 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 ;

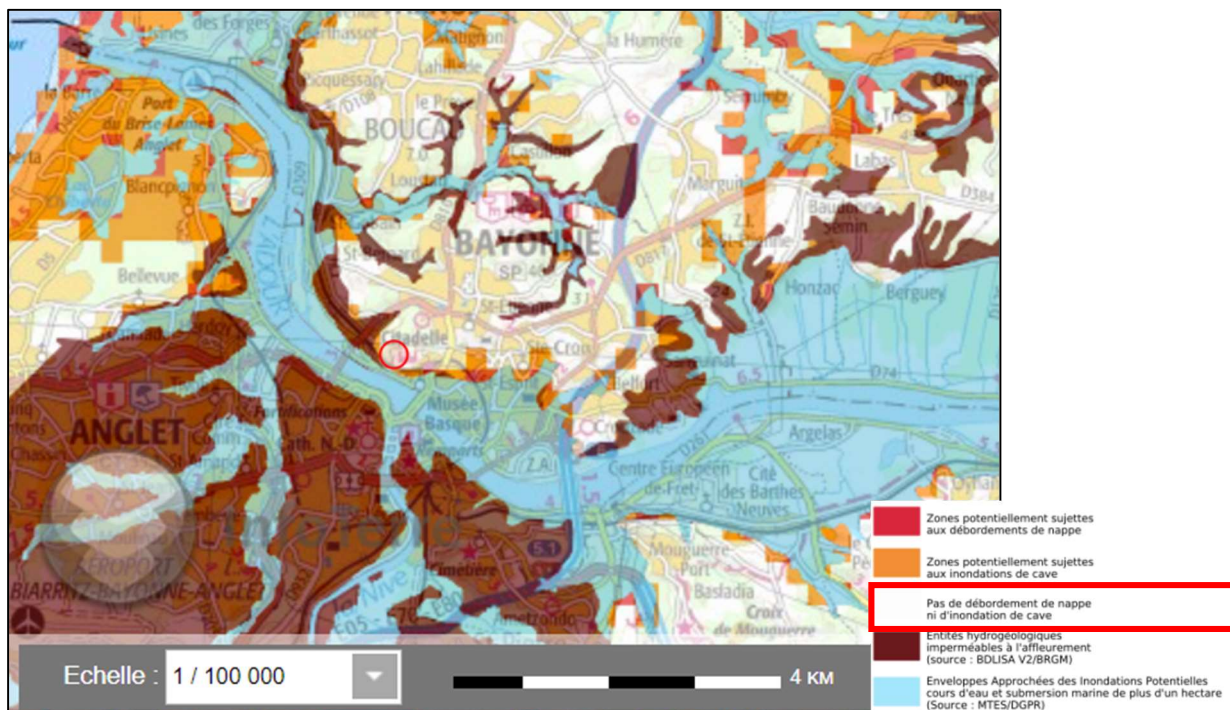
c) Les variations de teneur en eau du terrain à proximité de l'ouvrage causées par l'action de la végétation sont limitées, pour cela :

- 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. Risque de remontée de la nappe

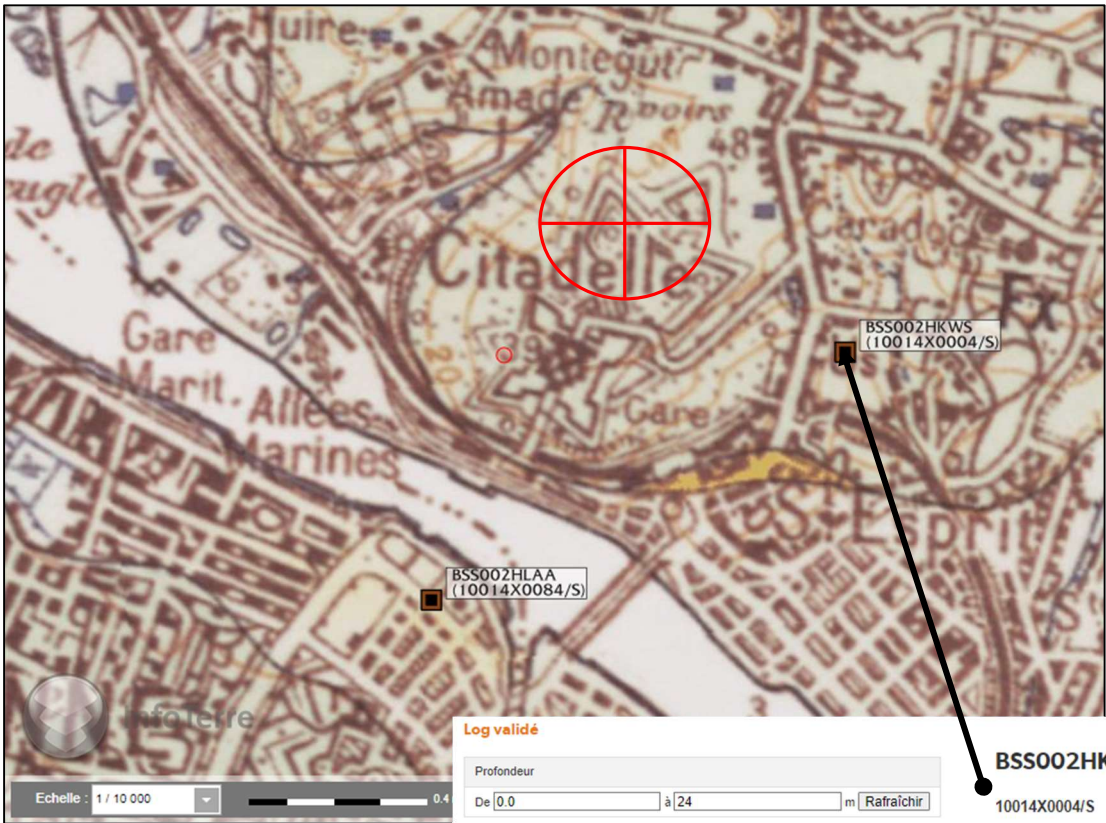
Une évaluation de ce risque est donnée dans le site internet du BRGM : www.infoterre.fr.



On peut voir sur la carte ci-dessus que le projet n'est à priori pas sujet aux inondations par débordements de nappe ou aux inondations de cave. Néanmoins, ce zonage est à considérer avec prudence compte tenu de l'échelle de la carte.

2.3. Etude des cartes géologiques du BRGM

La carte géologique au 1/50 000 de BAYONNE dont un extrait figure ci-dessous, indique que le site d'étude se trouve sur des formations de terrasses alluviales (Fx). Une des archives de la base de données du sous-sol repérée au plus proche du projet est positionnée ci-dessous. Elle nous donne une indication sur la succession lithologique en profondeur.



Profondeur	Formation	Lithologie	Lithologie	Stratigraphie	Altitude
0.80			Limon brun jaune.		25.90
1.70			Limon sableux, jaune roux.		25.00
			Sable argileux, jaune à jaune roux.	Quaternaire	
23.85	Formation des Grès de Biarritz		Grès coquillier, très compact.	Rupélien	2.85
24.00					2.70

3. RESULTATS DES ESSAIS ET SYNTHES

3.1. Essais hydrogéologiques

3.1.1. Mesures piézométriques in situ

Lors de nos investigations en septembre 2025, nous avons relevé une petite venue d'eau à 6,8m de profondeur en fond de fouille (sonde humide, mais pas réellement de nappe reconnue).

Lors de nos investigations de janvier 2026, nous avons relevé des venues d'eaux aux profondeurs suivantes :

Date	03/09/2025	08/01/2026	08/01/2026	08/01/2026
Sondage	TPz_B1	TPz_B1	PD4	PD10
Niveau de la nappe	6,8m	8,8m	1,85	1,55m

Ces grandes variations du niveau de la nappe témoignent de la très faible perméabilité des sol argileux reconnus en profondeur.
Un piézomètre TPz_B1 a été mis en place, jusqu'à 9m de profondeur au droit du sondage TB1. Le suivi de la nappe dans ce piézomètre ne fait pas partie de notre mission.

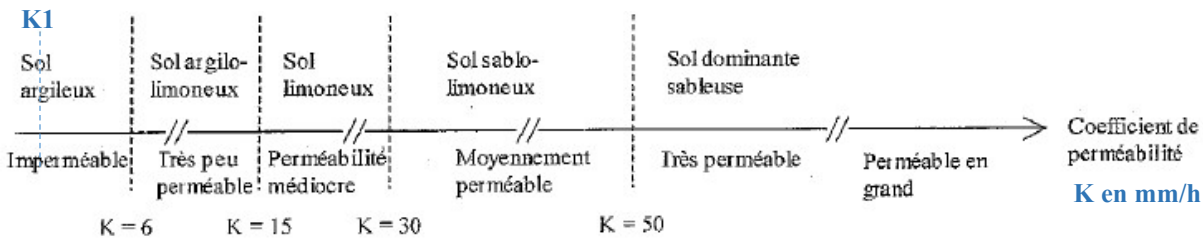
Remarques générales :

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

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
K_B1	0,6m	Argiles limono-sableuses marron	1,7	4,8.10 ⁻⁷



Les résultats de ces essais d'eau révèlent une très faible perméabilité générale, caractéristiques des sols argileux.

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

Un échantillon d'eau a été prélevé dans le piézomètre le 08/01/2026 et a fait l'objet d'analyses en laboratoire. Le degré d'agressivité sur les bétons est donc du type **XA1** pour l'échantillon testé selon le PV établi par SGS et présenté ci-dessous :

Analyse	Unité	Q	001
pH		Q	6.9
température pour mes. pH	°C		19.0
<i>METEAUX</i>			
magnésium	µg/l	Q	3000
<i>COMPOSES INORGANIQUES</i>			
ammonium	mg/l	Q	0.2
ammonium	mgN/l	Q	0.2
CO2 agressif	mg CO2/l		20
Alcalinité (CaCO3)	mmol/l		2.6
Titre alcalimétrique complet	mmol/l	Q	1.7
<i>AUTRES ANALYSES CHIMIQUES</i>			
sulfate	mg/l	Q	7.3
<i>DEGRE D'AGRESSIVITE</i>			
Degré d'agressivité		XA1: Faiblement agressif vis à vis des bétons	

Rappel des seuils considérés pour l'agressivité des eaux

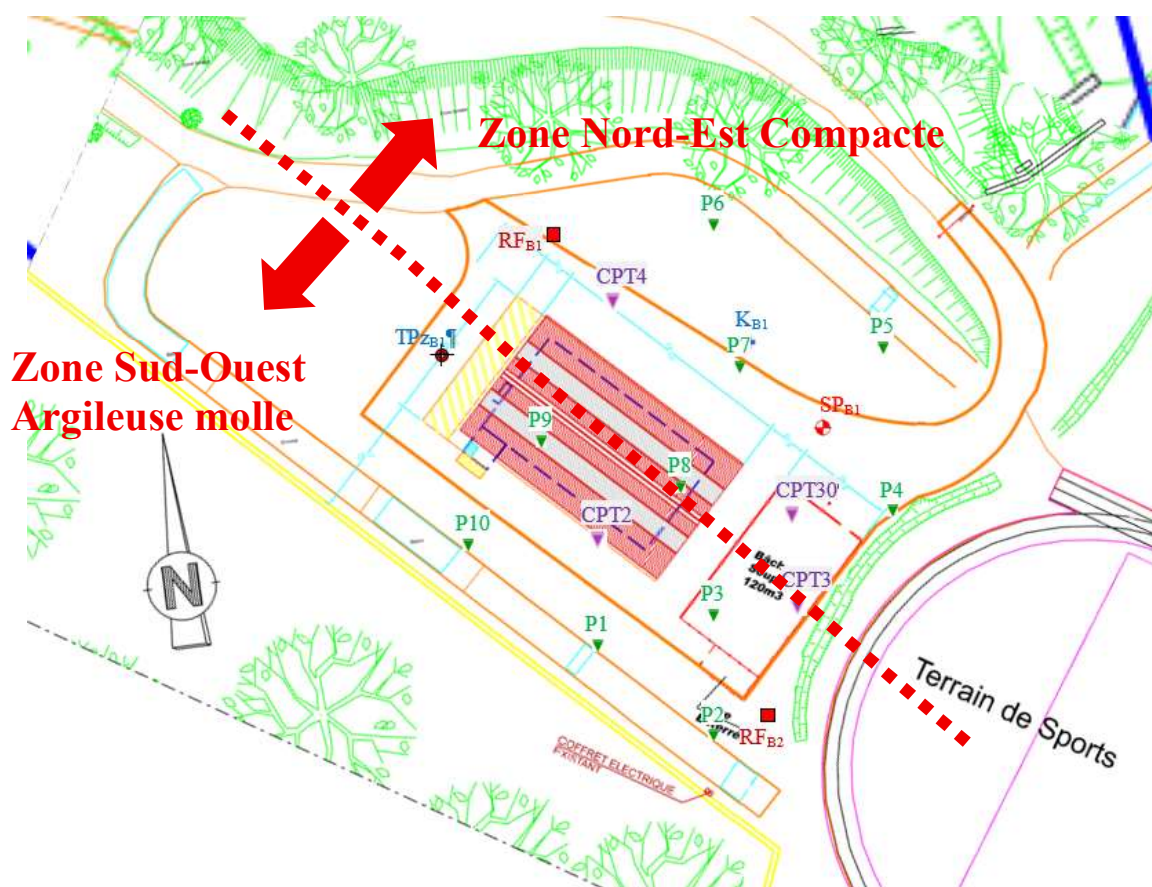
Agent agressif	Norme d'essai	Classe d'agressivité selon NF EN 206/CN		
		XA1	XA2	XA3
CO2 agressif (mg/l)	NF EN 13577	≥ 15 et ≤ 40	> 40 et ≤ 100	> 100 Jusqu'à saturation
SO4 ²⁻ (mg/l)	NF EN 196-2	≥ 200 et ≤ 600	> 600 et ≤ 3 000	> 3 000 et ≤ 6 000
Mg ²⁺ (mg/l)	NF EN ISO 7980	≥ 300 et ≤ 1 000	> 1 000 et ≤ 3 000	> 3 000 Jusqu'à saturation
NH4 ⁺ (mg/l)	ISO 7150-1 ou ISO 7150-2	≥ 15 et ≤ 30	> 30 et ≤ 60	> 50 et ≤ 100
pH	NF T 90-008	≤ 6,5 et ≥ 5,5	< 5,5 et ≥ 4,5	< 4,5 et ≥ 4,0
TAC (mé/l)	NF EN ISO 9963-1 et NF EN ISO 9963-2	≤ 1,0 et ≥ 0,4	< 0,4 et ≥ 0,1	< 0,1

3.2. Essais de mécanique des sols

3.2.1. Relevés géotechniques in situ

Les sondages ont mis en évidence la présence d'un remblais graveleux à caillasse en surface sur environ 0,3 à 0,6m.

En profondeur, nous avons relevé une forte hétérogénéité des sols, de nature principalement argileuse et carbonatées, avec deux zones Nord-Est et Sud-Ouest ayant des comportements mécaniques très différents.



Ainsi, nous avons relevé les coupes lithologiques suivantes pour les deux zones.

Zone Nord Est Compacte**➤ Faciès n° 1R :**

- **Nature** : remblais graveleux à caillasses et terres végétales
- **Profondeur de la base** $\approx 0,3$ à $0,6\text{m/TN}$
- **Compacité** : hétérogène par nature

➤ Faciès n° 1a :

- **Nature** : Argiles limoneuses
- **Compacité** : faible/moyenne
- **Profondeur de la base/TN selon les sondages** :

Caractéristiques mécaniques mesurées (MPa)			
Qc	PI	E _M	Qd
0,5 à 3,0	-	-	2,5 à 3,5

CPT3	CPT30	CPT4	SP1	P4	P5	P6	P7	P8
3,2m	/	/	/	/	1,3m	0,4m	0,8m	0,6m

➤ Faciès n° 2NORD :

- **Nature** : Argiles sableuses marron carbonatés
- **Compacité** : Bonne (*souvent refus au pénétromètre dynamique dans ce faciès*)
- **Profondeur de la base/TN selon les sondages** :

Caractéristiques mécaniques mesurées (MPa)			
Qc	PI	E _M	Qd
5,0 à 16,0	0,9 à 3,7	6,3 à 82,5	5 à 15

CPT3	CPT30	CPT4	SP1	P4	P5	P6	P7	P8
5,0m	>5m	6,7m	7,0	>3,2m	>4,0	>3,0m	>2,3m	>3,0m

➤ Faciès n° 3 :

- **Nature** : Argiles limoneuses
- **Profondeur de la base** $\approx 16,5\text{m/TN}_{\text{CPT4}}$, $9,8\text{m/TN}_{\text{SP1}}$
- **Compacité** : moyenne
- Le toit de ce faciès est hétérogène

Caractéristiques mécaniques mesurées (MPa)		
Qc	PI	E _M
$\approx 1,5$ à $4,0$	0,14	2,2

➤ Faciès n° 4 :

- **Nature** : Argiles beiges +/- carbonatés
- **Profondeur de la base** $>19\text{m/TN}_{\text{CPT4}}$, $>15\text{m/TN}_{\text{SP1}}$
- **Compacité** : bonne

Caractéristiques mécaniques mesurées (MPa)		
Qc	PI	E _M
4 à 16	0,9 à 2,1	26 à 31

Zone Sud-Ouest argileuse**➤ Faciès n° 1R :**

- **Nature** : remblais graveleux à caillasses et terres végétales
- **Profondeur de la base** $\approx 0,6$ à $0,9\text{m/TN}$
- **Compacité** : hétérogène par nature

➤ Faciès n° 2Sud :

- **Nature** : Argiles limoneuses
- **Compacité** : très faible
- **Profondeur de la base/TN selon les sondages** :

Caractéristiques mécaniques mesurées (MPa)			
Qc	PI	EM	Qd
0,5 à 4,0	0,14	2,2	0,3 et <1,2

CPT2	CPT3	TPz_B1	P1	P2	P3	P9	P10
4,0	3,1m	4,8m	3,8m	3,8m	4,4m	2,4m	3,0m

- Le toit de ce faciès est hétérogène dans l'emprise du projet : entre 1 et 6-7m de profondeur.

➤ Faciès n° 3 :

- **Nature** : Argiles limoneuses
- **Compacité** : faible à moyenne
- **Profondeur de la base/TN selon les sondages** :

Caractéristiques mécaniques mesurées (MPa)			
Qc	PI	EM	Qd
0,5 à 3,0	0,14	2,2	1,5 à 4,0

CPT2	CPT3	TPz_B1	P1	P2	P3	P9	P10
10,0	/	>9m	>5,0m	>6,0m	>4,8m	2,8	>6,0m

➤ Faciès n° 4 :

- **Nature** : Argiles beiges +/- carbonatés
- **Compacité** : bonne avec des lentilles molles
- Base de faciès non reconnue, fin de sondage à :

Caractéristiques mécaniques mesurées (MPa)			
Qc	PI	EM	Qd
2 à 16	0,9 à 2,1	26 à 31	>3,0

CPT2	CPT3	TPz_B1	P1	P2	P3	P9	P10
>21m	/	/	/	/	>4,8m	Refus	/

Aucun plan topographique ne nous a été transmis à ce stade du projet.

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, 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, ...).

3.2.2. Analyses en laboratoire selon le Guide GTR

Les analyses en laboratoires ont permis de relever les résultats suivants :

• **Teneur en matière organique**

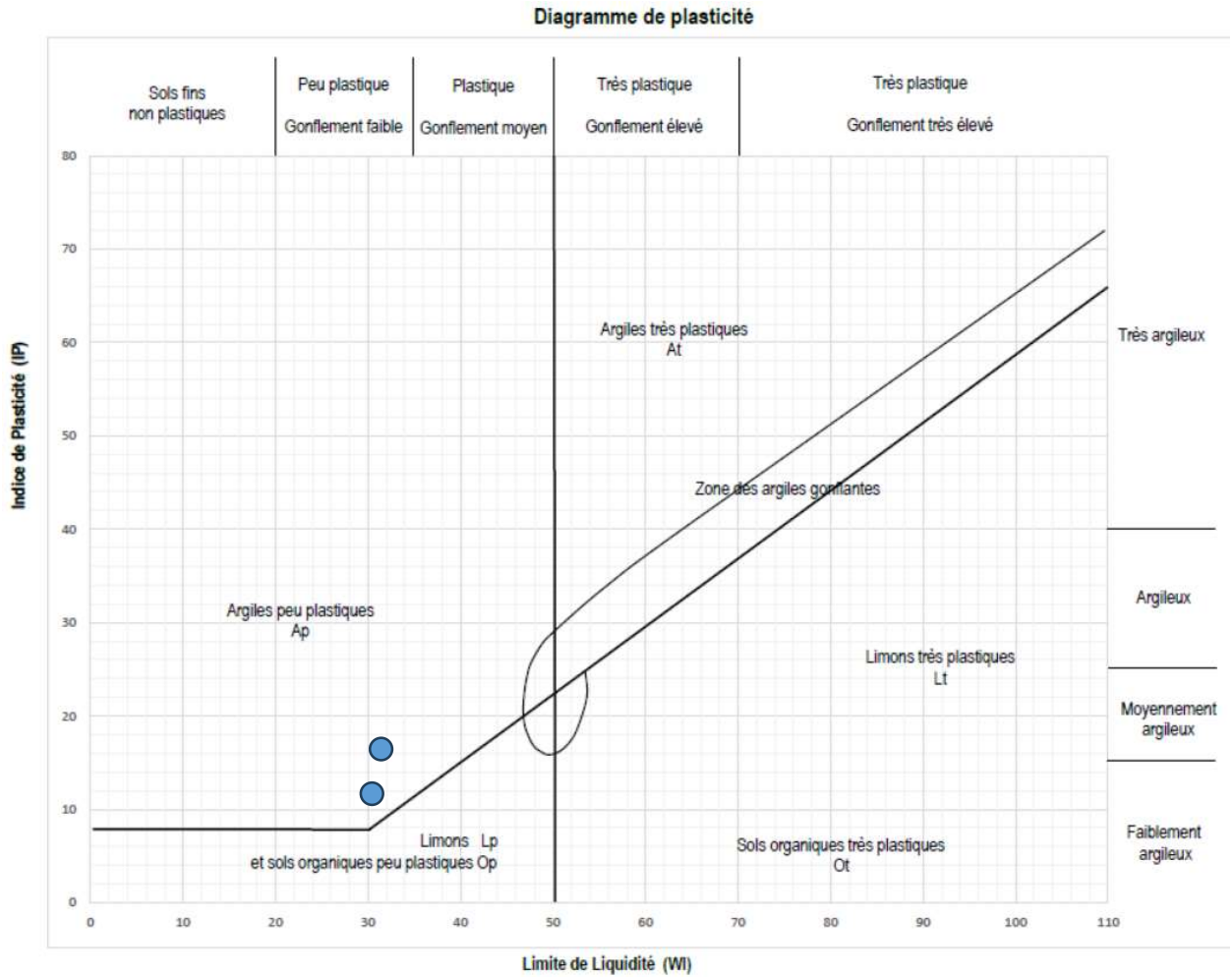
Sondages	Profondeur	Faciès	Matière sèche %massique	Matière organique %MS
PD1	1-1,4 m	Argile marron clair avec graviers	84%	2,0

• **Classification GTR**

Sondages	Profondeur	Faciès	GTR	Ip	WL	W _{nat}
TPB2	0,1 à 1m	Argiles brun gris	A2th	16,4	31,1%	18,5%
PD1	1-1,4 m	Argile marron clair avec graviers	A1	11,4	30,8%	18,4%

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

Le diagramme de plasticité ci-dessous révèle des argiles plastiques à peu plastiques avec un potentiel de gonflement faible.



• Agressivité du sol vis-à-vis des bétons

Un échantillon de sol a été prélevé dans la fouille RFB2 entre 0 et 0,8m et a fait l'objet d'analyses par le laboratoire SGS. Les résultats sont donnés ci-dessous :

Paramètre	Unité	Résultat	Méthode
Séchage	--	x	-
Éluat	--	x	DIN 4030-2:2008-06 (*)
Sulfate (extrait acide chlorhydrique)	mg/kg	1100	DIN EN ISO 11885 (E 22):2009-09 (UST)

Interprétation

Classe d'exposition < XA1 (EN 206)

L'échantillon de sol a été catégorisée selon les paramètres analysés en classe d'exposition <XA1 (chimiquement légèrement agressif).

Il est évaluée comme non agressif vis-à-vis du béton.

La classification se fait sans tenir compte de l'incertitude de mesure.

Le degré d'agressivité du sol sur les bétons est donc inférieur à XA1 pour l'échantillon testé. L'échantillon est évalué comme **non agressif vis-à-vis du béton**.

On rappelle les seuils d'agressivité suivants :

Agent agressif	Norme d'essai	Classe d'agressivité selon NF EN 206/CN		
		XA1	XA2	XA3
SO ₄ ²⁻ (mg/kg de sol séché à 105 °C ± 5 °C)	NF EN 196-2	≥ 2 000 et ≤ 3 000	> 3 000 et ≤ 12 000	> 12 000 et ≤ 24 000
Degré d'acidité	Annexe A	> 200		

• Packs d'acceptation en filière déchets inertes (ISDI)

Les analyses ont été réalisés sur des argile sableuse gris et beige avec quelques graves de diamètre 0/10mm, prélevés dans le sondage RFB2 entre 0,3 et 0,6m/TN.

Les résultats analytiques sont présentés dans les tableaux suivants. Le rapport d'essai du laboratoire SGS est joint en annexe.

Les résultats analytiques sont comparés :

- aux valeurs seuils de niveau 1 définies dans le guide méthodologique « Guide de valorisation hors site des terres excavées issues de sites et sols potentiellement pollués dans des projets d'aménagements », BRGM, novembre 2017,
- aux valeurs seuils de niveaux 2 et 3 définies dans le guide méthodologique « Guide de valorisation hors site des terres excavées issues de sites et sols potentiellement pollués dans des projets d'aménagements », BRGM, novembre 2017 : les valeurs sont définies selon le scénario d'aménagement envisagé pour les terres valorisées hors site :
 - VSA : terres réutilisées hors site pour un usage industriel, bureaux ou Commercial
 - VSB : terres réutilisées hors site pour un aménagement paysager ou routier
- Aux seuils d'admission en Installations de Stockages de Déchets Inertes (ISDI), fixés par l'arrêté ministériel du 14 décembre 2014.

Désignation de l'échantillon	RFB2	Seuils		
Profondeur (m)	0,3 à 0,6m	Niveau 1	Niveau 2 et 3	Arrêté 14/12/2014
Faciès	Argiles sableuses beiges avec quelques graves			
Carbone organique total (COT)	2900	/	/	30000
Indice hydrocarbure C10-C40	<20	50	VSA=40 / VSB=200	500
Somme des hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP)	0,45	10	/	50
Naphtalène	<0,02	0,1	VSA=0,3 / VSB=5	/
Somme des composés Aromatiques Volatils (CAV)	<0,5	1,5 (BTEX)	/	6
Somme des composés Organo Halogénés Volatils (COHV)	<0,02			1,2
Polychlorobiphényles (PCB)				
PCB n°28	<0,001			
PCB n°52	<0,001			
PCB n°101	<0,001			
PCB n°118	<0,001			
PCB n°138	<0,001			
PCB n°153	<0,001			
PCB n°180	<0,001			
Somme 7 PCB	<0,007	0,2		1
Elements métalliques (sur lixiviats)				
Chrome (Cr)	<0,01			0,50
Nickel (Ni)	<0,03			0,4
Cuivre (Cu)	<0,02			2
Zinc (Zn)	<0,1			4
Arsenic (As)	0,01			0,5
Sélénium (Se)	<0,02			0,1
Cadmium (Cd)	<0,002			0,04
Baryum (Ba)	0,09			20
Plomb (Pb)	<0,02			0,5
Molybdène (Mo)	0,06			0,5
Antimoine (Sb)	<0,02			0,06
Mercure (Hg)	<0,0005			0,01
Paramètres globaux / Indices (sur lixiviats)				
Carbone organique total (COT)	14			500
Phénol (indice) sans distillation	<0,1			1
Fraction soluble	1160			4000
Fraction solubilisée				
Sulfates (SO4)	380			1000
Fluorures (F)	3			10
Chlorures (Cl)	53,00			800

Conclusion du pack ISDI :

D'après ces résultats, nous pouvons retenir que les teneurs mesurées dans l'échantillon RFB2 (0,3 à 0,6m) sont inférieures aux valeurs seuils. Les matériaux prélevés sont inertes et compatibles avec une évacuation en filière Installation de Stockage de Déchets Inertes (ISDI).

3.3. Reconnaissance des dalles existantes

Nos sondages ont révélé une absence de dalle béton dans l'emprise des deux bâtiments 28 et 29. Il s'agirait en fait d'un ancien enrobé (environ 2 à 5cm) posée sur une couche de forme graveleuse de 0,3 à 0,5m d'épaisseur. Néanmoins cette couche de forme est hétérogène selon nos sondages : très compacte au droit de CPT4 ($Q_c > 10\text{MPa}$) et plus mou ($Q_c \sim 2\text{MPa}$) au droit de CPT2 et CPT3.



4. PRINCIPES DE FONDATION RETENUE

4.1. Recommandations selon l'EuroCode 7

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 sismicité du site (chapitre 2.1.1)
- La présence d'argiles et/limons sensibles aux RRGAs
- La faible perméabilité des sols de surface
- La faible compacité des sols argileux en surface
- Une zone d'étude divisée en deux zones de comportement mécaniques distinctes avec
 - Une zone compacte au Nord sur au moins 5m
 - Une zone très molle au Sud sur 4 à 10m d'épaisseur
 - Le projet est implanté à cheval sur ces deux zones.

A ce stade, le projet sera donc adapté au sol par l'intermédiaire des ouvrages géotechniques suivant :

- ↪ Un niveau bas sur plancher porté par les fondations
- ↪ Des fondations **profondes de type micropieux ou pieux**. Les micropieux seront descendus dans les argiles beiges plus ou moins carbonatées à partir de 13m de profondeur.

4.2. Fondations profondes selon la méthode pressiométrique

4.2.1. 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 :

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

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

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

Les facteurs partiels de résistance sont les suivants :

Résistance	Symbole	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
Micropieu II ou III	2	1,1

4.2.2. Résistance de pointe

L'encastrement minimal D_{ef} dans la couche porteuse est au minimum de trois diamètres pour les pieux inférieurs à 0,5 m de diamètre. Pour les diamètres supérieurs à 0,5 m, l'ancrage doit être d'au moins 1,5 m. Dans ces conditions,

$$q_b = k_p p^*_{le}$$

Avec

Si $D_{ef} / B \geq 5$; $k_p = k_{pmax}$	Argiles et limons	Sable et graviers	Craie	Marne et calcaire marneux	Roche altérée et fragmentée
k_{pmax} pour une tarière creuse	1,3	1,65	1,6	1,6	2,0

Si $D_{ef} / B < 5$, on prendra $k_p = 1 + (k_{pmax} - 1) (D_{ef} / B) / 5$

Au regard des essais réalisés dans le faciès 4, nous retiendrons : $Pl^*e = 2,0MPa$ à partir de -13m/TN

Extrait de la norme sur les ancrages dans la couche porteuse : « NOTE 1 – Au minimum l'encastrement effectif dans la couche porteuse est pris égal à 3 diamètres ou 1,50 m pour des pieux de diamètres supérieurs à 0,5 m. Si l'entreprise de fondations spéciales peut garantir la bonne exécution de l'encastrement de la pointe des pieux dans la couche porteuse soit par des prélèvements d'échantillons, soit par l'emploi de trépan, soit encore par l'utilisation de carottier alors cet ancrage peut être réduit à une valeur minimale de 0,50 m. »

Il n'est rien indiqué donc sur la prise en compte de l'enregistrement des paramètres de forage dans la réduction de l'ancrage nécessaire à 50 cm. Aussi, si l'entreprise veut utiliser la tarière creuse, elle devra confier une mission G3 à un géotechnicien qui confirmera par des contrôles inopinés et l'analyse des paramètres d'enregistrement qu'effectivement un ancrage de 50 cm est suffisant. C'est une condition sinéquanone à l'utilisation de la tarière creuse.

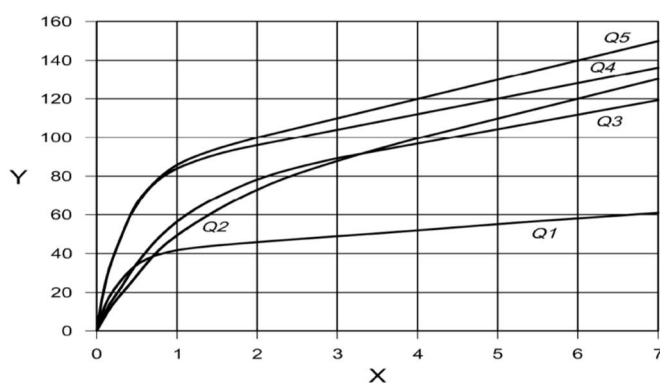
4.2.3. Résistance de frottement axial

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

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

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**

Q1 : Argile, limon
Q2 : Sable, Grave
Q3 : Craie
Q4 : Marne et calcaire
marneuse
Q5 : Roche altérée ou
fragmentée

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

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

4.2.4. Hypothèses de dimensionnement des (micro)pieux

Nous proposons de retenir le modèle géotechnique suivant à partir du sondage CPT2 principalement, mais également de SP1.

Faciès	Nature (3)	Prof./Ta (1)	p_{ie}^* (MPa)	E_m (MPa)	f_{sol} kPa	Tarière creuse FTC		Micropieux type II	
						$\alpha_{pieu-sol}$	qs en kPa	$\alpha_{pieu-sol}$	qs en kPa
1	Remblais	1m	0,3	3,0	-	-	0	-	0
2	Argiles gris foncé	4m	0,1	2,0	-	-	0	-	0
3a	Argiles limoneuses	10m	0,4	6,0	31,0	1,5	46,5	1,1	34,1
3s	Argiles sableuses	13m	0,9	6,0	40,8	1,5	61,3	1,1	44,9

4	Argiles beiges carbonatées	>22m	2,0	25,0	45,9	1,5	68,9	1,1	50,5
---	----------------------------	------	-----	------	------	-----	------	-----	------

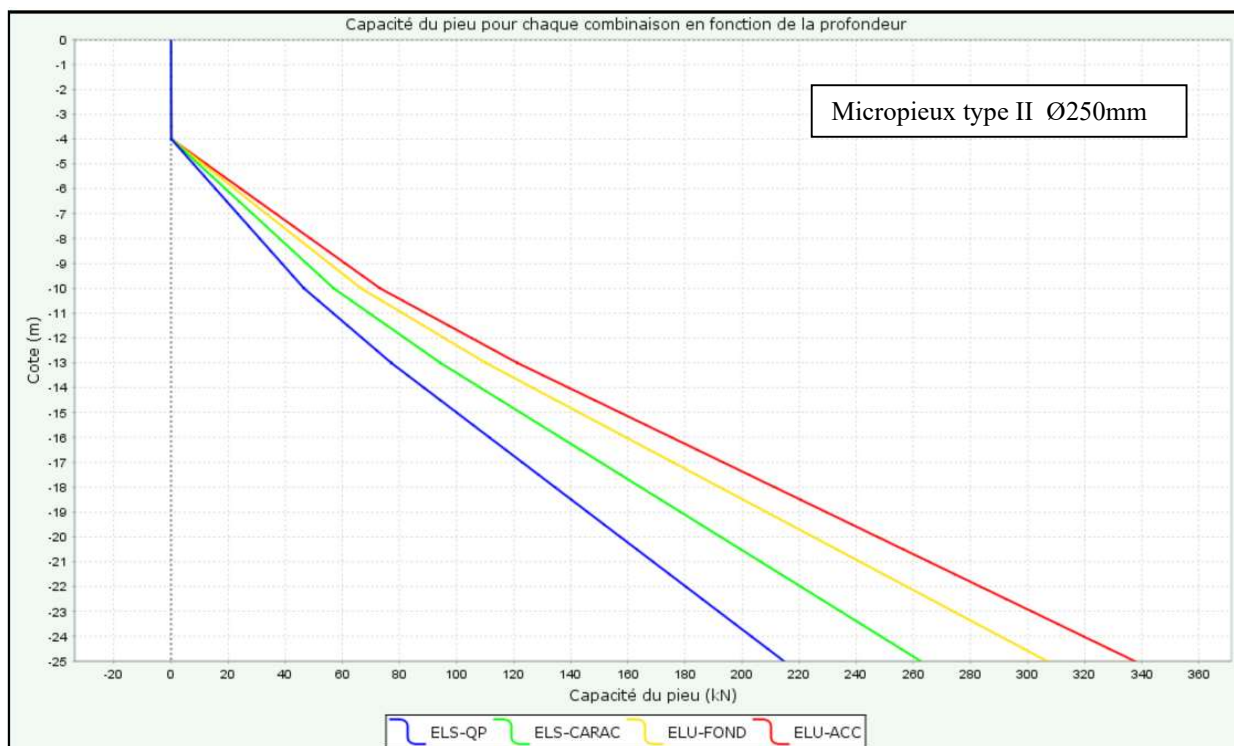
- (1) TA = à préciser à l'aide d'un plan topographique
- (2) Nous attirons l'attention sur la forte hétérogénéité des sols, et donc possiblement du substratum, reconnu entre -10 et -14m de profondeur dans nos sondages.
- (3) La description des terrains traversés et la position des interfaces comportent 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.
- (4) Minoré pour le calcul de la contrainte de pointe
- (5) 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 q_s de micropieu type III pour des p_l > 1MPa 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 ≤ 1MPa les valeurs de q_s 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 micropieux 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 micropieux.

4.2.5. Ebauche dimensionnelle des micropieux

Un prédimensionnement des pieux est réalisé à titre indicatif à l'aide du logiciel FOXTA. Les charges définitives verticales, horizontales et sismiques devront être prises en compte en phase G2PRO ou G3 selon la complexité du projet.

Dans le cas de micropieux type II et de diamètre 250mm, nous obtenons la courbe des portances ci-dessous des micropieux en fonction de leur longueur.

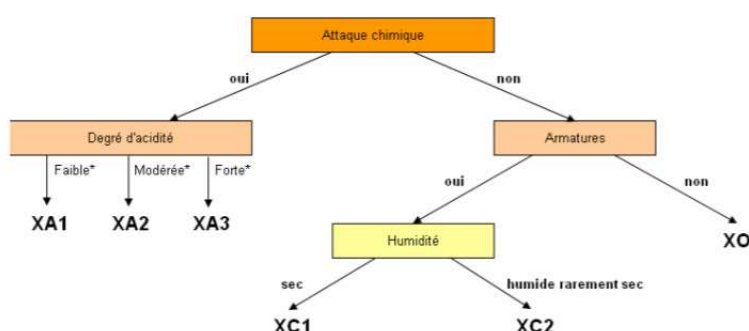


On peut donc prévoir les longueurs de pieux suivants en fonction des surcharges :

Surcharge ELS	100kN	200kN	300kN	400kN	500kN
Longueur de micropieux Ø250mm	14m	21m	2 x 20m	2 x 21m	2 x 24,5m

4.2.6. 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 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50

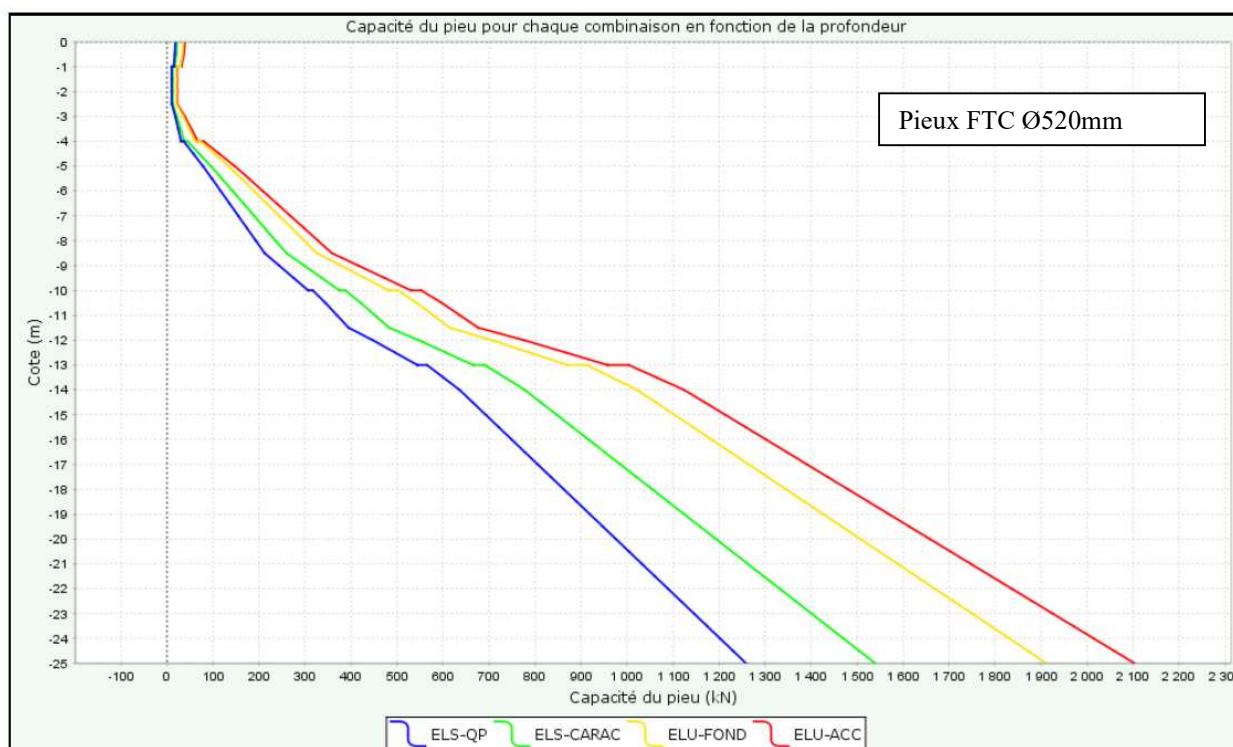
Les essais en laboratoires sont en cours sur l'agressivité du sol vis-à-vis des bétons. A ce stade nous considérons du XA1, soit du béton C30/37.

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 Rc pour un béton C30/37 :

$\sigma_{cmoy} = 6,666\text{MPa}$ sans contrôle et $\sigma_{cmoy} = 8\text{MPa}$ avec contrôle						$f_{c28j} =$	30	MPa
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	53,6	92,3	141,5	201,2	271,3	351,9		
charge maxi avec	64,3	110,8	169,8	241,4	325,6	422,3		

Pour des surcharges jusqu'à 140T, nous préconisons du Ø520mm. Aussi, le tableau ci-dessous donne les profondeurs de pieux à prévoir, en fonction des surcharges :

Surcharge ELS	400kN	700kN	800kN	900kN	1000kN
Longueur de pieux Ø520mm	14m	14m	14,5m	16,0m	17,5m



4.2.7. 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 hydro géotechniques 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 excentrement 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.

4.2.8. 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 argiles +/- marneuses correspond à une surface d'érosion caractérisée par des éperons et des sur-profondeurs peut-être plus importants que ceux observées dans ces sondages.
- La possibilité de charges non verticales type sollicitations sismiques, moment en pieds de charpente, efforts horizontaux, poussée des terres dissymétrique, excentrement 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 notamment dans les zones TB1 et CPT2, qui peuvent entraîner 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 possible d'obstacles 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

- 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).

4.2.9. 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

Méthode 3 :

- Forage + installation tube

Dans les 3 cas, il faut 2 injections :

- L'une gravitaire au coulis (C/E=2), jusqu'à résurgence en tête
- L'autre 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 tricône 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. ASSISES DES VOIRIES

5.1. Purges

Nous prévoyons les purges suivantes :

- tous les sols organiques au sens du GTR ($MO > 3\%$), tous les remblais,
- tous les sols trop mous (argiles limons $Q_d < 1,5\text{MPa}$ ou sables $Q_d < 2.5\text{MPa}$)



Aussi, au droit des essais les purges devraient atteindre les épaisseurs suivantes :

Zone (chap 3.2.1)	SUD OUEST ARGILEUSE	NORD EST
Purges	0,6 à 0,9m	0,3 à 0,6m

Démolition : Il conviendra de s'assurer de la bonne conduite des opérations de démolition qui doivent comprendre au minimum :

- ➔ Le passage d'un compacteur sur l'arase permet généralement de mettre en évidence des points durs (anciens réseaux ou maçonneries non purgés par exemple) ou des points mous (remblais par exemple) ; ces points seront à substituer par une GNT.
- ➔ Démolition et purge des structures existantes (fondations, dallage, éventuelles cuves enterrées) ; notamment afin d'éviter tout phénomène de "point dur".
- ➔ Complément t par un remblai d'apport de type GNT 0/100, insensible à l'eau ; puis contrôle de la bonne mise en œuvre par des pénétromètres
- ➔ Relevé minutieux de la localisation, profondeur et géométrie des anomalies que l'on recommande de reporter sur le plan GO des fondations

5.2. Portance de l'arase

Une fois les purges effectuées, la portance de l'arase terrassements dépendrait :

Zone (chap 3.2.1)	SUD OUEST ARGILEUSE	NORD EST
Sols Arase	Argile limoneuse molles A2th	Argile limoneuse ferme A1
PF	P0	P1

Il s'agit donc de sols sensibles à l'eau, caractérisés par une perte de portance et un comportement semi-liquide s'ils sont trop humides. Aussi, la portance de l'arase dépendra de l'état hydrique de ces matériaux au moment du chantier, notamment pour ces types de sol.

Le tableau ci-dessous permet une 1^{ère} estimation de la portance de l'arase sous la purge

P et PF	Examen visuel (essieu 13T)	Indice portant CBR	Module de réaction WESTERGARD K (daN/cm3)	Déflexion d en 1/100mm	Module de déformation à la plaque EV2 en MPa	LT – Module équivalent E en MPa	Types de sols	Sols	
P0	Circulation impossible	CBR < 3	K < 3		EV2 < 15		Argiles fines saturées, sols avec MO...	A1 A2 A3 B6 C1	
P1	Omière - déformable	3<CBR < 6	3<K < 5		15<EV2 < 30		Limons plastiques, argileux et argilo-plastiques, alluvions grossières... très sensibles à l'eau	A1 A2 A3 A4 B1 B2 B4 B5 B6 C1 C2 D1	
P2 ou PF1	Pas d'omière derrière l'essieu de 13T	déformable	6<CBR < 10	5<K < 6	< 400	30<EV2 < 50	> 20	Sables alluvionnaires argileux ou fins limoneux, graves argileuses ou limoneuses, sols marneux avec<35%fines	A1 A2 A3 A4 B1 B2 B4 B5 B6 C1 C2 D1
P3 ou PF2		Peu déformable	10<CBR < 20	6<K < 7	< 150 ou ≤ 80 (ST)	50<EV2 < 120	> 50 si EV2>80	Sables alluvionnaires propres avec<5% fines, graves argileuses ou limoneuses avec<12% fines	A1 A2 A3 A4 B1 B2 B3 B4 B5 B6 C1 C2 D1 D2 D3 D4
P4 ou PF3		Très peu déformable	20<CBR < 50	7<K < 15	< 100 ou ≤ 50 (ST)	120<EV2 < 250	> 120	Matériaux insensibles à l'eau, Sables et graves propres, matériaux rocheux sains, chaussée ancienne	B1 B3 D1 D2 D3 D4
PF4		Pas déformable	CBR > 50	K> 15	≤ 80 ou ≤ 20 (ST)	EV2 > 250	≥ 250	Graves propres et compactées e>30cm ou chaussées anciennes,	

PS : K ≠ Qd

5.3. Couche de forme

Les conditions de trafic, la pérennité de la chaussée, les conditions hors gel et la faible portance des sols implique la réalisation d'une couche de fondation (dite aussi « couche de forme ») pour asseoir la chaussée convenablement. Elle doit répondre à un double objectif :

- à **court terme** (traficabilité, compactage, nivellement et protection vis-à-vis de la phase de réalisation de la chaussée)
- à **long terme** (lorsque l'ouvrage est en service pour homogénéisation de la portance, le maintien dans le temps, protection thermique des supports gélifs, drainage, ...).

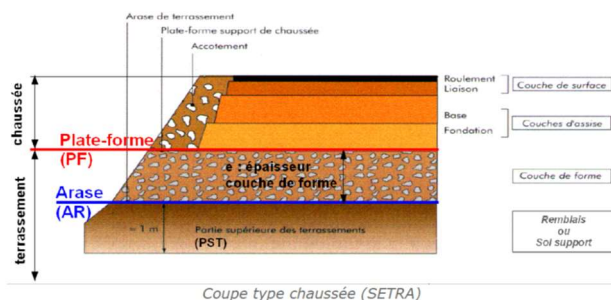


Tableau n° 6 : ÉPAISSEURS DE COUCHE DE FORME CONSTITUÉE EN GRAVE NATURELLE PROPRE GN (D21 ou D31) ou GRAVE DE RECONSTRUCTION (GD1sol) Mixte ou Béton

ARASE DE TERRASSEMENT	PLATE-FORME SUPPORT DES TERRASSEMENTS	CLASSE DE PLATE-FORME VISÉE ET TYPE DE MATÉRIAU					
		PF 1 +		PF2		PF3	
		GD1B	GN ou GD1M	GD1B	GN ou GD1M	GN ou GD1M	GN ou GD1B
20 à 50 MPa	PST n°1	Matériaux sensibles - Mauvaise portance à court et à long terme	35cm ou G+20cm	40cm ou G+15cm	65cm ou G+45cm	70cm ou G+50cm	85cm ou G+70cm
	PST n°2	Matériaux sensibles - Bonne portance à court terme et mauvaise portance à long terme	25cm ou G+15cm	30cm ou G+20cm	45cm ou G+35cm	50cm ou G+40cm	65cm ou G+55cm
	PST n°3	Matériaux sensibles - Bonne portance à court terme hypothétique par une sensibilité aux venons d'eau glacées	15cm	20cm	35cm ou G+25cm	40cm ou G+30cm	45cm ou G+35cm
50 à 120 MPa	AR2		/	/	25cm ou G+25cm	35cm ou G+35cm	40cm ou G+40cm
	PST n°4	Matériaux traités à la chaux ou aux liants hydrauliques (1)	/	/	/	25cm	30cm
	PST n°5	Plate-forme de bonne portance posant des problèmes de traficabilité	/	/	/	/	35cm
120 à 200 MPa	AR3		/	/	/	/	/
	PST n°6	Plate-forme de bonne portance posant des problèmes de traficabilité en cas de réglage	/	/	/	/	Couche de fin réglage

Remarque : Les épaisseurs indiquées incluent la couche de fin réglage.
G : Géotextile
(1) avec mise en œuvre d'un enduit de cure destiné à éviter la dessiccation de surface du matériau traité

Effet enclume

Pour une PST1/AR1, il convient de mettre en place dans l'objectif d'une PF2 (EV2>50MPa):

Zone (chap 3.2.1)	SUD OUEST ARGILEUSE	NORD EST
Couche de forme	45cm + 30cm de cloutage	45cm + G

On prévoira un G = géotextile de classe 6 sous la couche de forme.

5.4. Eaux météoriques et telluriques, matelassage, cloutage



Si la teneur en eau du matériau d'arase est trop importante, sa portance risque de se déclasser en PST0/AR0. La solution de franchissement de ces zones doit être recherchée par une opération de terrassement (purge, substitution) et/ou de drainage (fossés profonds, rabattement de la nappe...) de manière à pouvoir reclasser le nouveau support obtenu au moins en classe AR1.

A noter si les engins persistent à circuler sur une PST0/AR0, il y a un fort risque de matelassage. Une fois ce phénomène produit, l'entreprise sera contrainte de purger les sols matelassés et les substituer par un apport (GNT 0/80, 40/70 ou béton concassé dont les fiches techniques seront à faire valider par le MOE).

5.4. Contrôle du compactage de la couche de forme



Les matériaux de la couche de forme doivent être conformes aux normes NF P 11.300 et NF P 11.213 et devront être compactés selon les règles de l'art (passes croisées, compacteur vibrant type V3). Le but est l'obtention d'une portance de classe PF2 pour les fonds de formes des voiries selon guide technique de SETRA – LCPC septembre 2000.

La réception de la couche de forme se fera au moyen d'essai à la plaque (norme NF P 94-1173 selon 1 pt par maille de 10 m x 10 m) selon les critères du DTU 13.3 (mais transposable à une voirie :

- $EV2 \geq 50 \text{ MPa}$ pour les charges d'exploitation avec des charges réparties $\leq 20 \text{ kN/m}^2$, ou des charges concentrées fixes $\leq 20 \text{ kN}$, ou des charges concentrées mobiles $\leq 20 \text{ kN/roue}$;
- Indice de compactage : $EV2/EV1 < 2,2$.

Pour les voiries pompières, il sera préférable de se fixer un objectif :

- $EV2 \geq 70 \text{ MPa}$ pour les charges d'exploitation avec des charges réparties $> 20 \text{ kN/m}^2$, ou des charges concentrées fixes $> 20 \text{ kN}$, ou des charges concentrées mobiles $> 20 \text{ kN/roue}$

5.5. Exemple de structure de voirie

Les chaussées sont dimensionnées par rapport au trafic poids lourd (PL) car ce sont les véhicules lourds (> 9 tonnes de poids total en charge), qui ont un effet significatif sur la fatigue des chaussées. Nous présentons plusieurs exemples selon le Guide de conception des espaces communautaires | Annexe 3 | Janvier 2009 (CUB)

Classe trafic PL		T0	T1	T2	T3	T4	T5	
Nombre maxi PL > 35 KN PTAC (MJA sens le plus chargé)		2500	937	375	187	62	T5 + 31	T5 - 15
Catégorie de voie RHV		1	1	2	3	4	4	
Durée de service		30 ans	30 ans	30 ans	20 ans	20 ans	20 ans	
Taux de croissance		2%	2%	2%	1%	1%	1%	
C A M	Chaussées bitumineuses	0,6	0,4	0,2	0,2	0,1	0,1	0,2
	Chaussées pavées	X	X	X	0,6	0,4	0,2	
	Chaussées béton	0,8	0,8	0,6	0,6	0,4	0,2	
Niveau de plateforme		PF 3	PF2	PF2	PF2	PF2	PF2	

Le mail du 24/3/26 indique « la Voirie peut emprunter, maxi 10 PL/jour ». Aussi, on considèrera un trafic T5-.

Pour les Espaces véhicules, espaces transports en commun, espaces partagés avec VL ou PL

Classe de trafic PL	T0	T1	T2	T3	T4	T5 +	T5 -
Catégorie de voie du réseau hiérarchisé CUB (RHV)	1	1	2	3	4	4	4
Type de structure	bitumineuse épaisse	bitumineuse épaisse	bitumineuse épaisse	bitumineuse épaisse	bitumineuse épaisse	bitumineuse épaisse	souple
Couche de roulement	3 cm BBTM 0/10	3 cm BBTM 0/10	6 cm BBSG ou BBME 0/10	5 cm BBSG ou BBME 0/10	4 cm BBMa 0/10	6 cm BBSG 0/10	6 cm BBSG 0/10
Couche de liaison	5 cm BBSG ou BBME 0/10	5 cm BBSG ou BBME 0/10	X	X	X	X	X
Couche de base	12 cm GB3 0/14	12 cm GB3 0/14	10 cm GB 3 0/14	10 cm GB 3 0/14	8 cm GB 2 0/14	12 cm GB 2 0/14	20 cm GNT B 0/20
Couche de fondation	15 cm GB 3 0/20	15 cm GB 3 0/20	15 cm GB 3 0/20	10 cm GB 3 0/20	8 cm GB 2 0/14		
Couche de forme	à définir au cas par cas si nécessaire	à définir au cas par cas si nécessaire	à définir au cas par cas si nécessaire	à définir au cas par cas si nécessaire	à définir au cas par cas si nécessaire	à définir au cas par cas si nécessaire	à définir au cas par cas si nécessaire
Rappel des niveaux de plateformes retenus pour le dimensionnement des structures	PF3	PF2	PF2	PF2	PF2	PF2	PF2

5.6. Ré emploi des déblais en remblai

Dans les sols meubles (*remblais, argile sableuse*) les travaux de terrassement ne poseront pas de problèmes particuliers d'exécution.

Les déblais pourront être extraits par des engins à lame ou à godet.

Dans les formations compactes (*vestiges de fondation,...*) les travaux de terrassement nécessiteront l'emploi d'engins de forte puissance (*BRH par exemple*).

Dans tous les cas, la méthodologie mise en œuvre devra tenir compte des avoisinants. Si nécessaire, une étude de vibrations sera menée.

Les matériaux extraits sont classés A2 et A1 selon le GTR. Nous déconseillons la réutilisation des sols A1 ou A2 en remblai.

Les règles de l'art seront respectées et notamment :

- drainage permanent de la plate-forme (*gravitaire, tranchées, pompage ...*) ;
- si malgré ces précautions, le drainage n'est pas suffisant, on devra prendre les dispositions suivantes : cloutage, géotextile, traitement au liant hydraulique, ;
- protection des talus en phase provisoire (*fossés de tête et de pied, polyane*).

Pour des épaisseurs de remblai compacté >60cm, l'homogénéité de compactage sera vérifiée aussi :

- ✓ Soit par des essais au pénétromètre dynamique (norme NFP 94-115) dans un objectif de $Q_d > 5\text{MPa}$ si $EV2 > 50\text{MPa}$ est recherché, sinon $Q_d > 7\text{MPa}$ si $EV2 > 70\text{MPa}$
- ✓ Soit par des essais au Panda dans un objectif q_3 pour la couche de forme et q_4 en remblai sous la couche de forme.
- ✓ Soit au pressiomètre tel que $E_M \geq 10\text{MPa}$ et $p_l \geq 0.6\text{MPa}$

6. 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 G2PRO a permis d'identifier les principaux aléas du site.

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.

Une mission G4 de contrôle et suivi d'exécution pourra être confiée à GEOFONDATION. Cette mission permettra de vérifier la conformité des travaux aux objectifs définis et en phase projet et d'adapter ces derniers selon les aléas résiduels restant en phase travaux. Elle se décompose en 2 phases ;

- **une phase Supervision de l'étude d'exécution** : Avis sur l'étude géotechnique G3 fournie par l'entreprise, sur les adaptations ou optimisations potentielles des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, sur le programme d'auscultation et les valeurs seuils associées.

- **une phase Supervision du suivi d'exécution** : Avis, par interventions ponctuelles sur le chantier, sur le contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur, sur le comportement observé des avoisinants concernés et sur les adaptations.

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 09/06/26 par :
Onihasina RANDRIANASOLO
randrianasolo@geofondation.fr
Pour l'agence de MERIGNAC



Vérifié par :
Benoît 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'avoisinants avec visite du site et des alentours.

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

— Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

— Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

Phase Avant-projet (AVP)

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

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

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

Phase Projet (PRO)

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

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

— Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

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

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

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

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

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

Elle comprend deux phases interactives :

Phase Étude

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

Phase Suivi

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

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

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

- Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant.
- Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).

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.

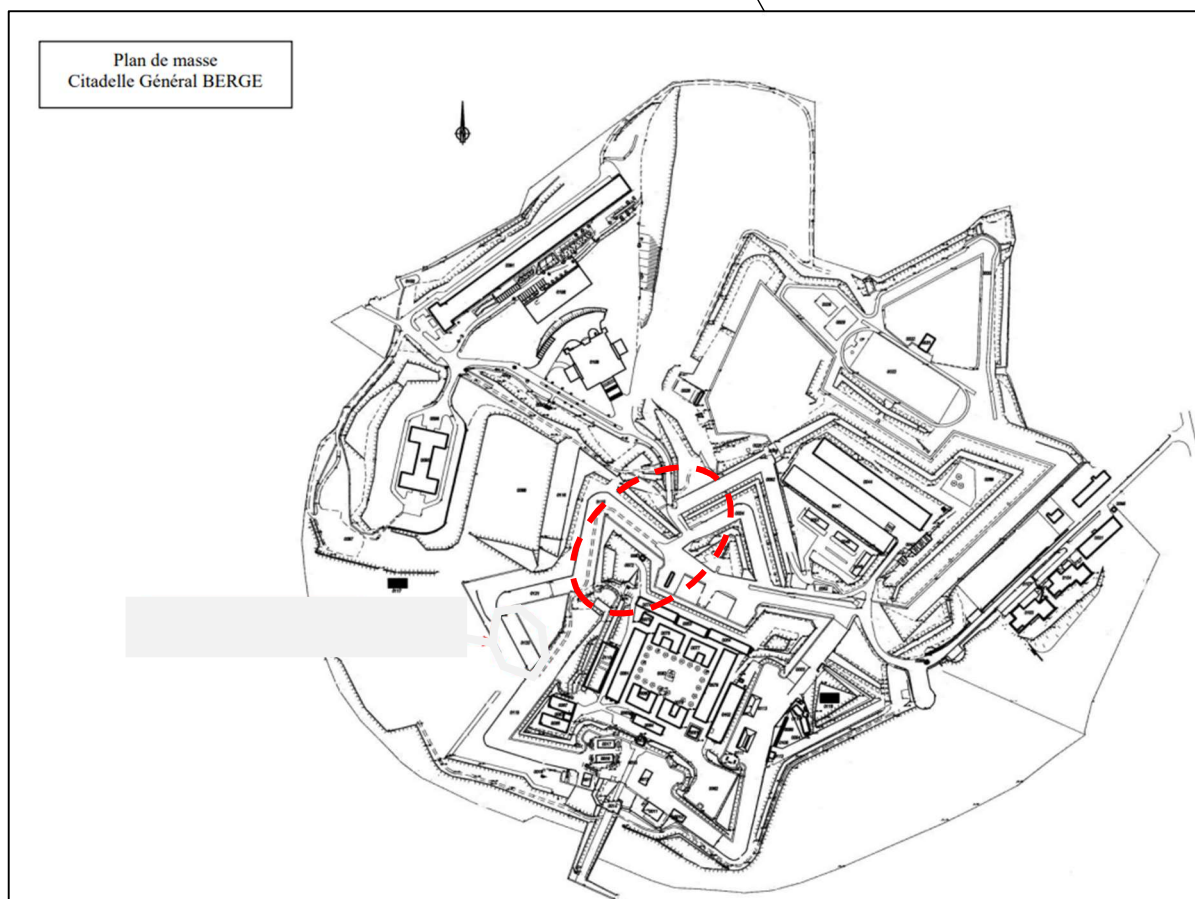
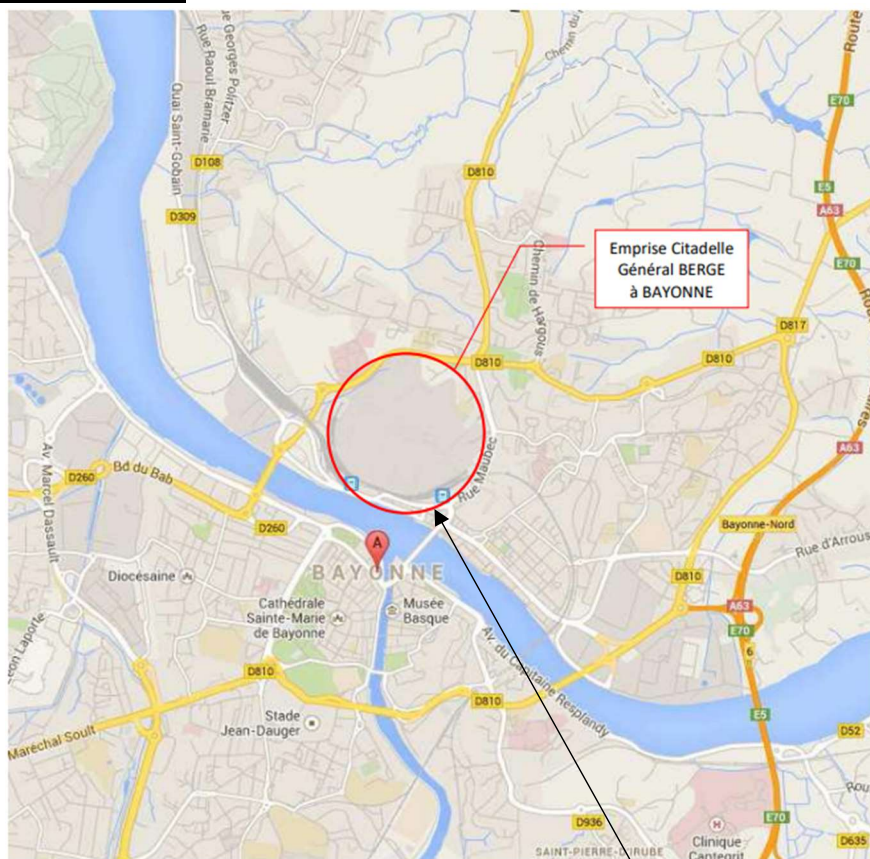
3. Rapport de la mission

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.

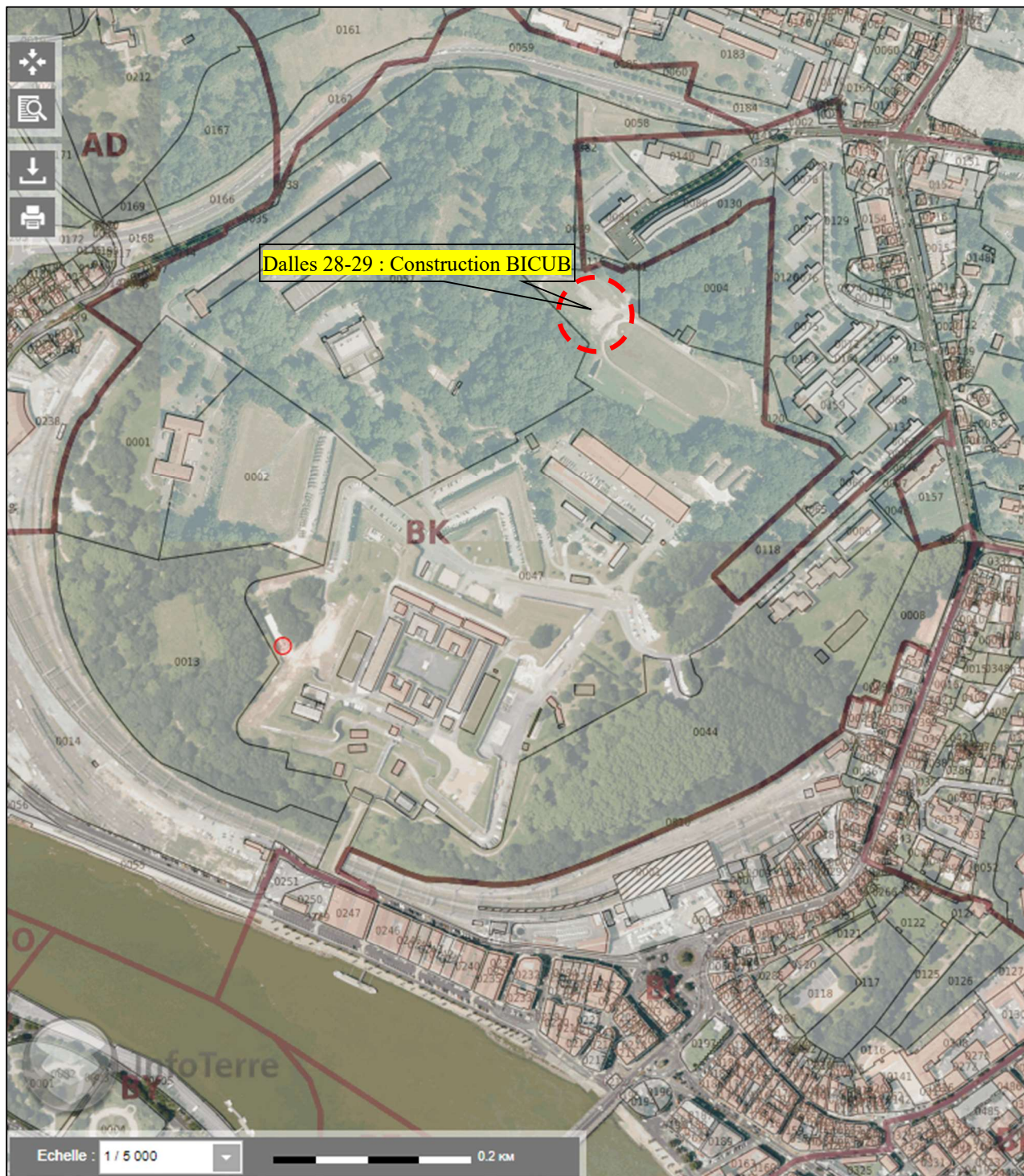
ANNEXES

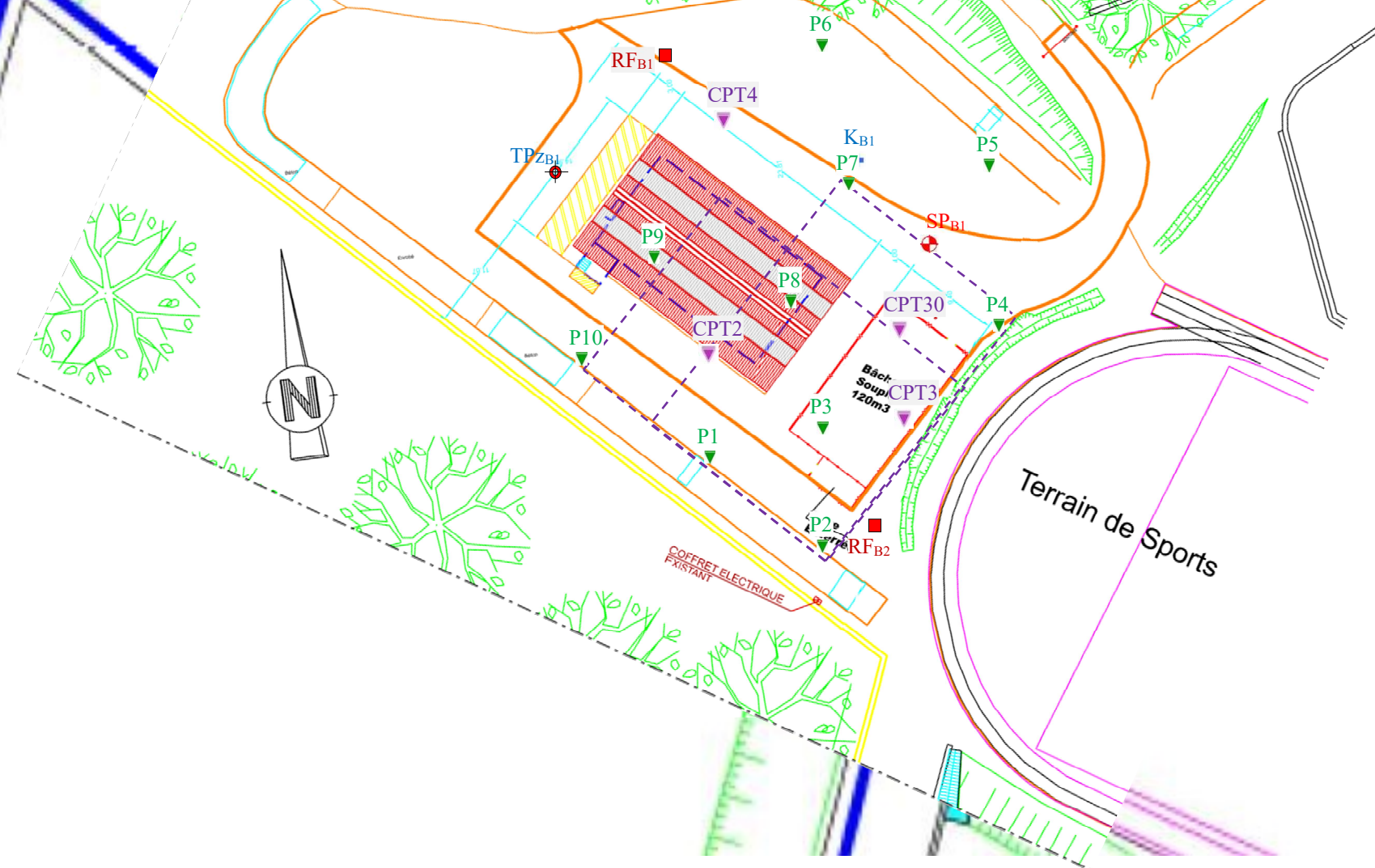
- ↳ Plan de situation,
- ↳ Plan d'implantation,
- ↳ Coupes géotechniques,
- ↳ PV d'essais en laboratoire.

PLAN DE SITUATION



PLAN CADASTRAL





		Citadelle de BAYONNE 64 BAT 28-29 - BICUB		Contrat CAP1208276	
		Date début : 03/09/2025		Cote NGF : NC Machine : GEO205 Angle : NIEBORG	
1/70		Forage : SPB1		EXGTE 3.23/LB2EPF580FR	

Niveau d'eau	Profondeur	Lithologie	Outil	PI* (en MPa)		Module pressiométrique Em en MPa		Vitesse d'avancement (m/h)		Pression de poussée (bar)		Couple de rotation (bar)		
				0	1	2	3	4	5	0	100	200	0	40
	0,3 m	Sable graveleux gris noir												
	0,5													
	1													
	1,5													
	2													
	2,5													
	3													
	3,5	Argile marron graveleuse carbonatée												
	4													
	4,5													
	5													
	5,5													
	6													
	6,5													
6,8 m	7													
	7,5	Argile beige/ gris												
	8													
	8,5													
	9													
	9,5													
	9,8 m													
	10													
	10,5													
	11													
	11,5													
	12	Argile beige												
	12,5													
	13													
	13,5													
	14													
	14,5													
	15,0 m													

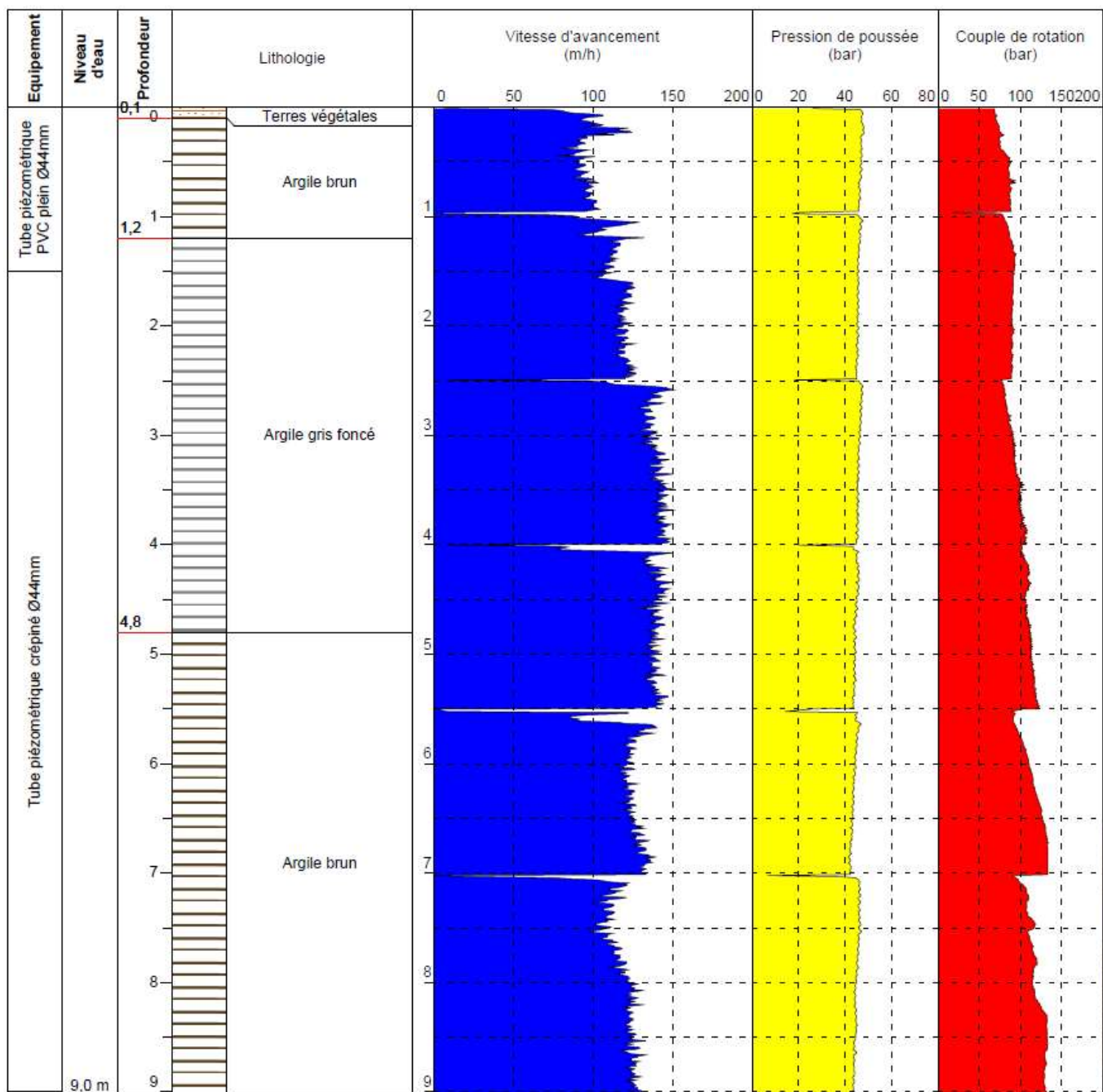
Forage à la tarière Ø 63 mm	PI* (en MPa)	Module pressiométrique Em en MPa
2,32	41,5	
3,00	52,2	
3,74	82,5	
1,24	22,9	
0,91	6,3	
0,14	2,2	
0,97	28,8	
1,75	31,1	
2,16	31,6	
1,91	26,1	

	Citadelle de BAYONNE 64 BAT 28-29 - BICUB			Contrat CAP1208276
	Date : 03/09/2025	Machine : GEO205	Profondeur : 0,00 - 9,04 m	
		Opérateur : NIEBORG		

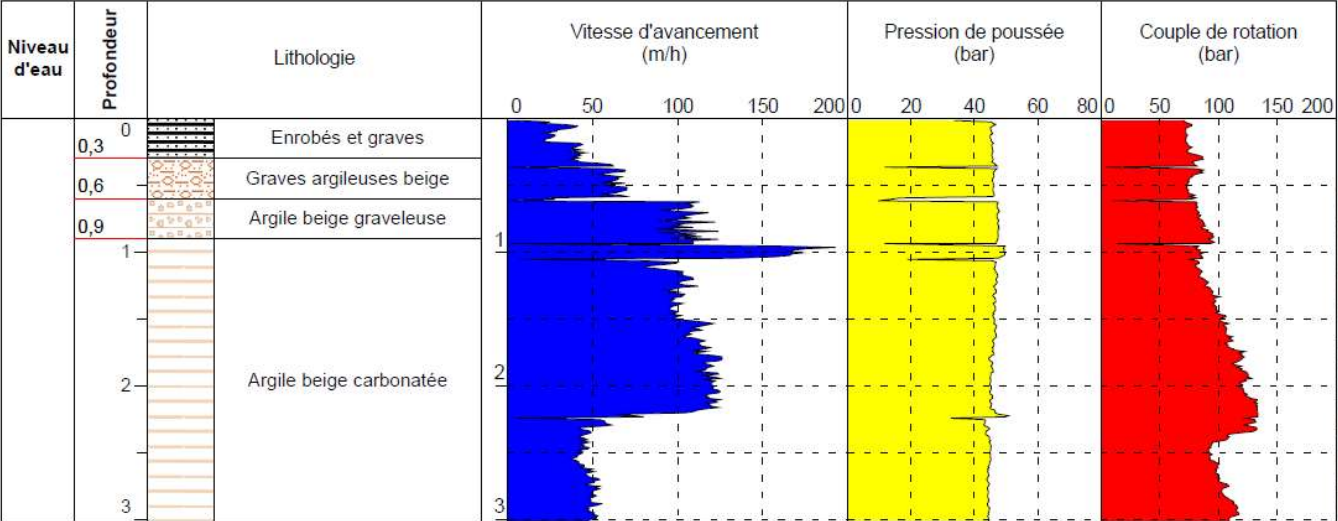
1/50

Forage : TB1

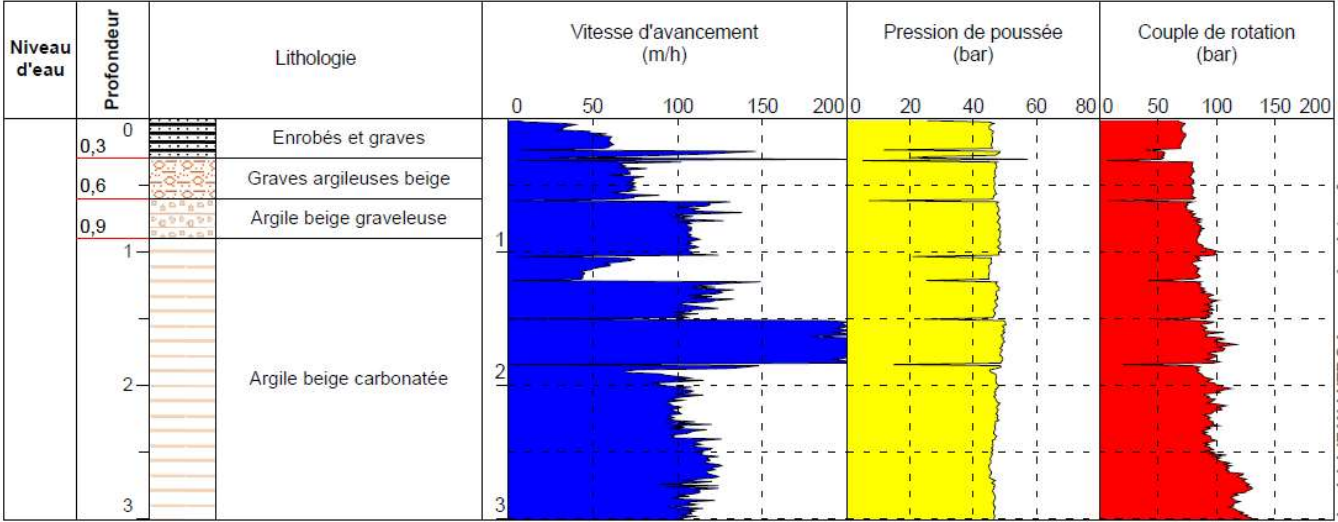
EXGTE 3.23/LB2EPF580FR



	Citadelle de BAYONNE 64 BAT 28-29 - BICUB			Contrat CAP1208276
	Date : 03/09/2025	Machine : GEO205	Opérateur : NIEBORG	Profondeur : 0,00 - 3,02 m
1/50	Forage : RFB1			EXGTE 3.23/LB2EPF580FR



	Citadelle de BAYONNE 64 BAT 28-29 - BICUB			Contrat CAP1208276
	Date : 03/09/2025	Machine : GEO205	Opérateur : NIEBORG	Profondeur : 0,00 - 3,01 m
1/50	Forage : RFB2			EXGTE 3.23/LB2EPF580FR

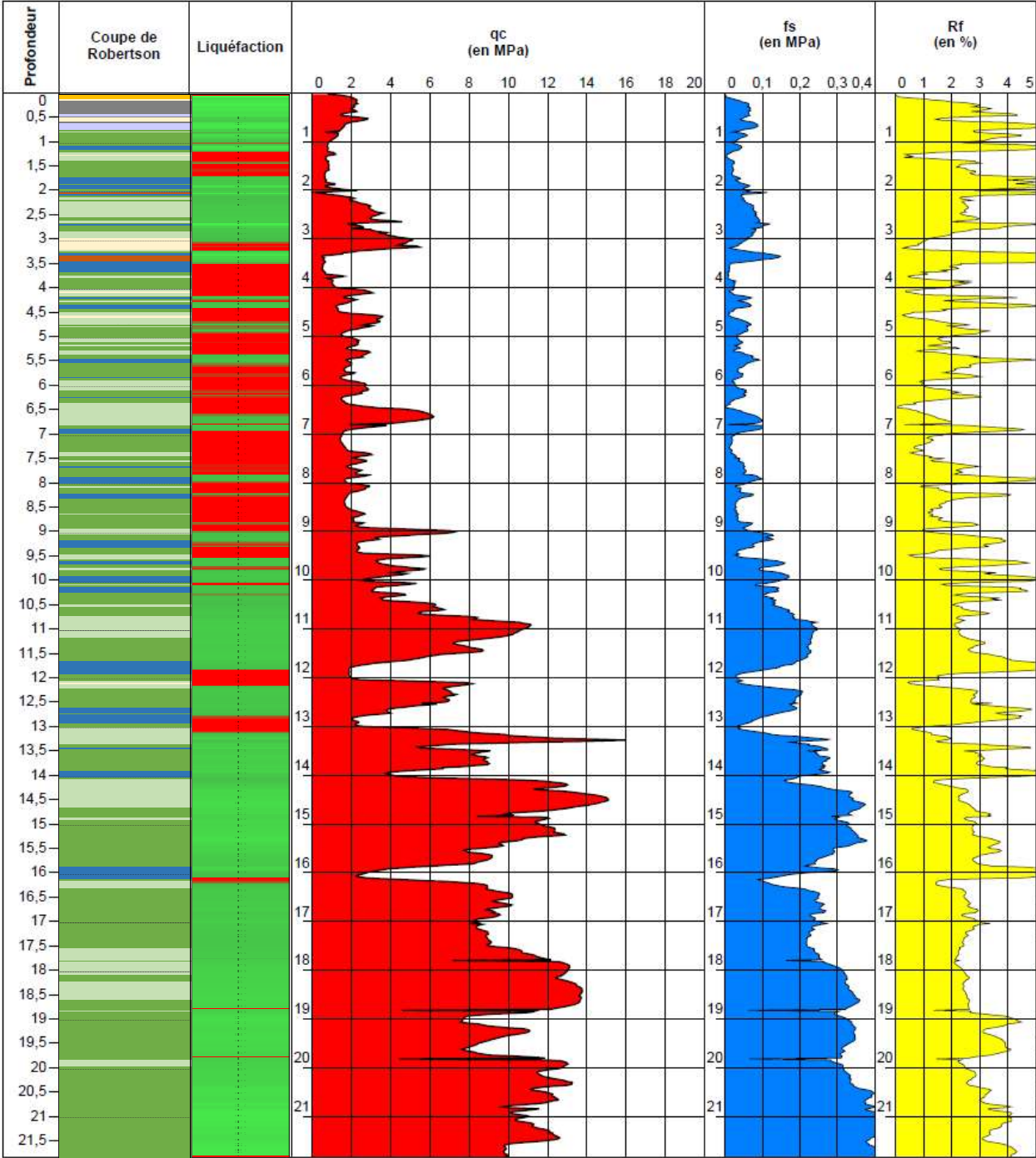


	Citadelle de BAYONNE 64 BAT 28-29 - BICUB			Contrat CAP120827-6
	Date début : 02/09/2025	Cote NGF : NC	Profondeur : 0,00 - 21,84 m	
		Machine : SCANIA 26T		
		Angle : ROUMY		

1/106

Forage : CPT2-PB1

EXGTE 3.23/GTE



Logiciel JEAN LUTZ SA - www.jeantutzsa.fr

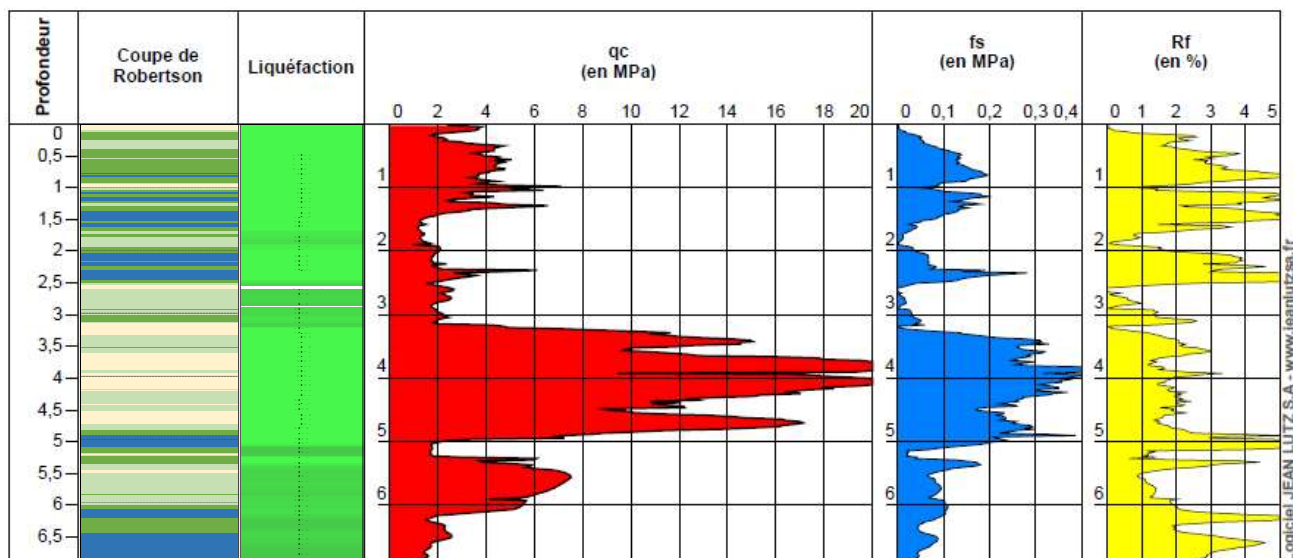
			Sol potentiellement liquéfiable		Sol non liquéfiable		S1 Sols fins argileux ou limons sensibles		S4 Limons argileux à argiles limoneuses		S7 Sables à sables graveleux
			S2 Sols organiques et tourbes		S5 Sables limoneux à limons sableux		S8 Sables cimentés ou dilatants				
			S3 Argiles à argiles limoneuses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

	Citadelle de BAYONNE 64 BAT 28-29 - BICUB			Contrat CAP120827-6
	Date début : 02/09/2025	Cote NGF : NC	Machine : SCANIA 26T	Profondeur : 0,00 - 6,94 m
		Angle : ROUMY		

1/100

Forage : CPT3 - CDB1

EXGTE 3.23/GTE

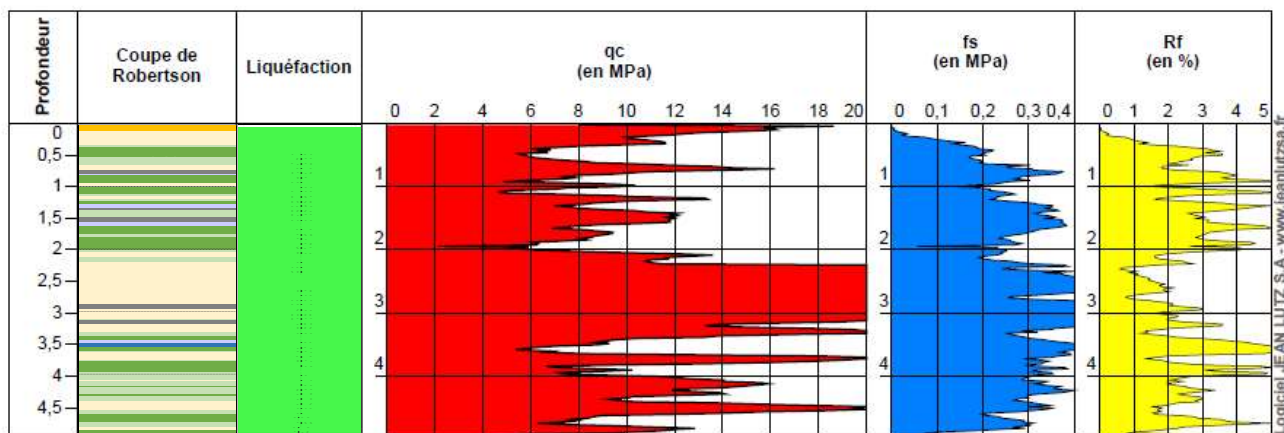


	Citadelle de BAYONNE 64 BAT 28-29 - BICUB			Contrat CAP120827-6
	Date début : 02/09/2025	Cote NGF : NC	Machine : SCANIA 26T	Profondeur : 0,00 - 4,98 m
		Angle : ROUMY		

1/100

Forage : CPT30 - CDB1bis

EXGTE 3.23/GTE



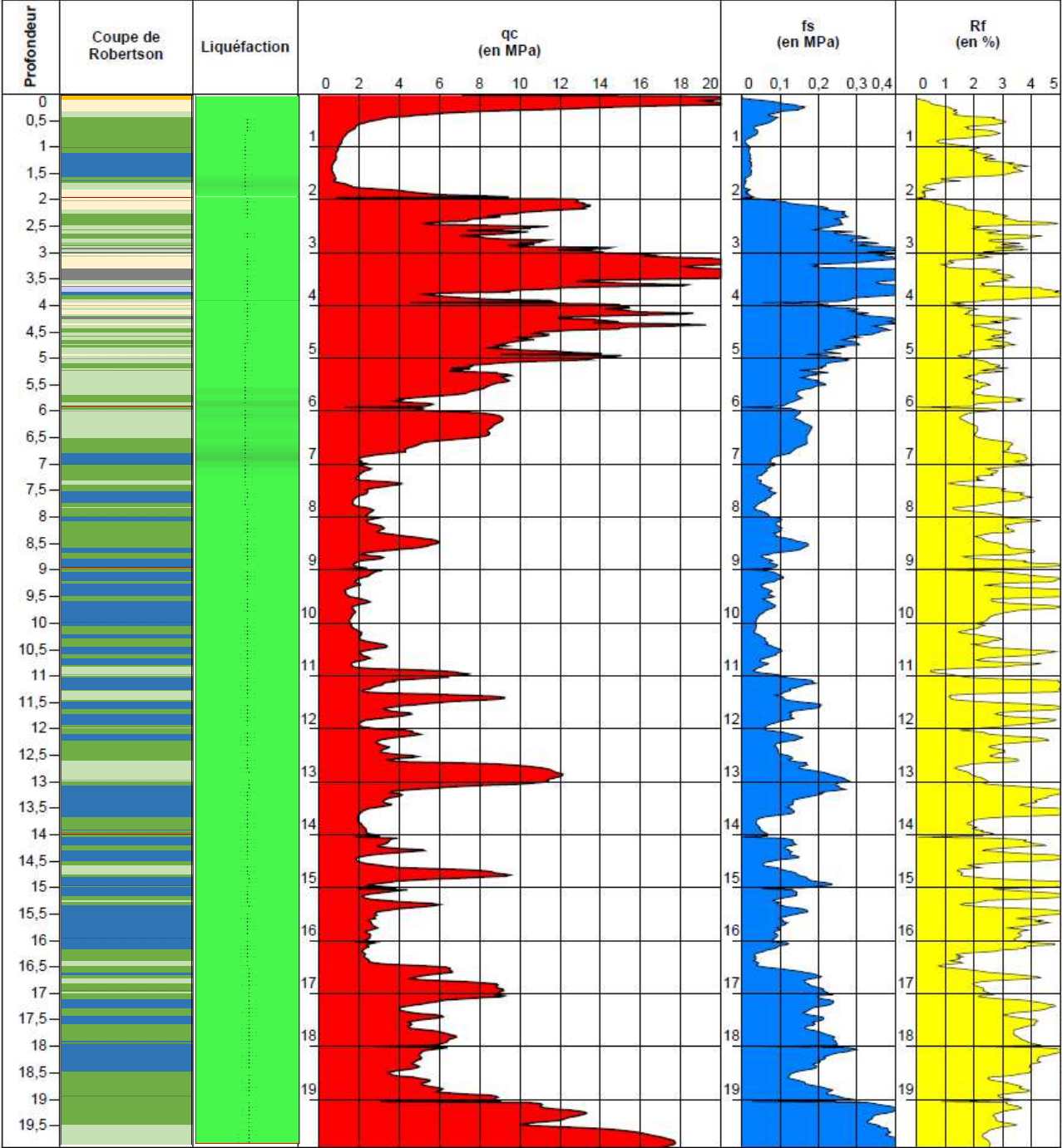
		S1	Sols fins argileux ou limons sensibles	S4	Limons argileux à argiles limoneuses	S7	Sables à sables graveleux
		S2	Sols organiques et tourbes	S5	Sables limoneux à limons sableux	S8	Sables cimentés ou dilatants
		S3	Argiles à argiles limoneuses	S6	Sables propres à sables limoneux	S9	Sols fins intermédiaires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

	Citadelle de BAYONNE 64			Contrat CAP120827-6
	BAT 28-29 - BICUB			
	Date début : 02/09/2025	Cote NGF : NC	Profondeur : 0,00 - 19,92 m	
		Machine : SCANIA 26T		
		Angle : ROUMY		

1/100

Forage : CPT4 - CDB2

EXGTE 3.23/GTE



Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

	Sol potentiellement liquéfiable		S1 Sols fins argileux ou limons sensibles		S4 Limons argileux à argiles limoneuses		S7 Sables à sables graveleux
	Sol non liquéfiable		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 RFB1 : 0 à 1.0m

0m -

Sable noir (BB : Béton
Bituminé)



0.3m -

Sable limoneux
graveleux brun clair



0.6m -

Limon sableux
graveleux brun



0.9m -

Sable limoneux brun



1m -

Sondage RFB2 : 0 à 1.5m

0m -

Sable noir (BB : Béton
Bituminé)

0.3m -

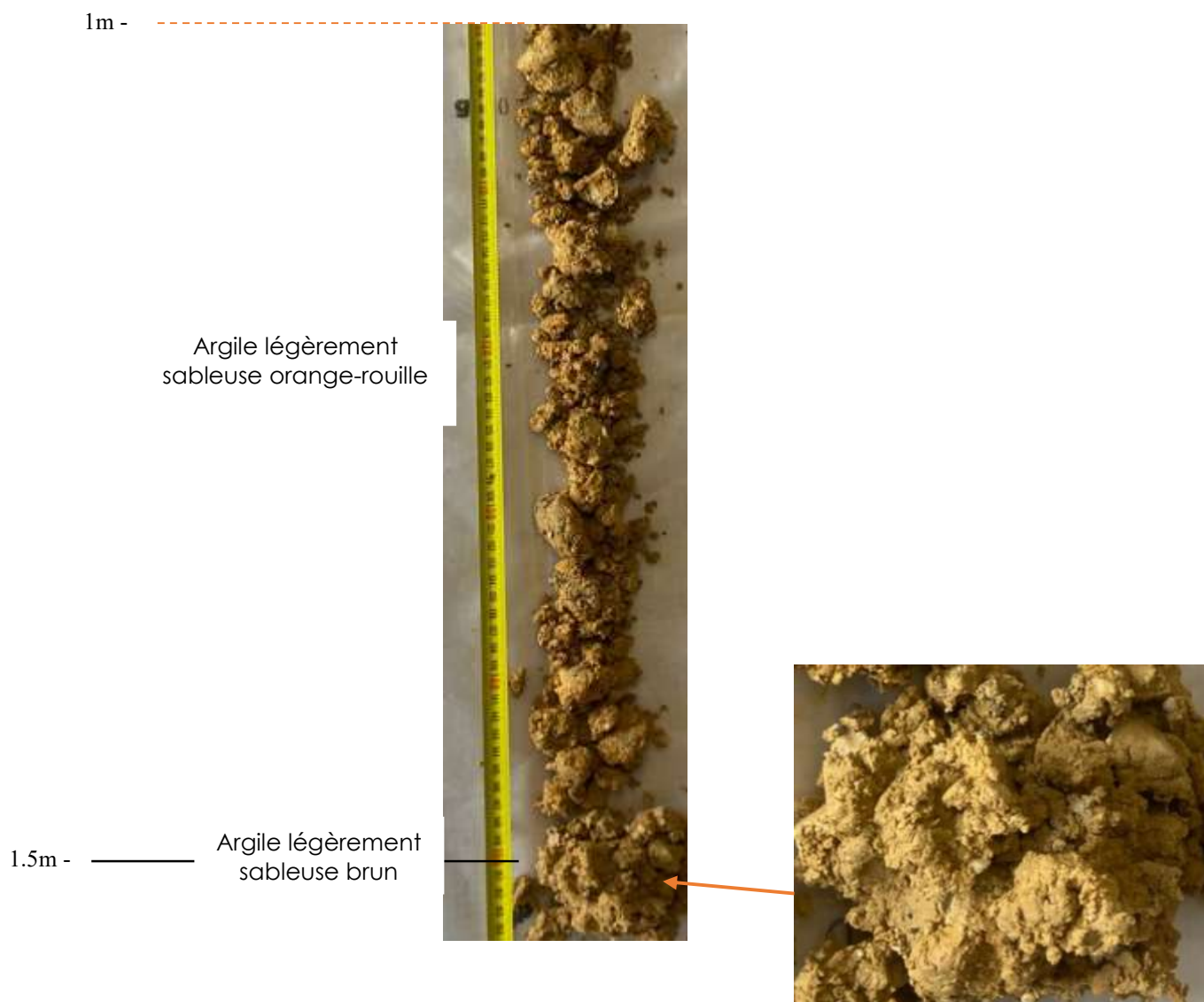
Argile sableuse gris et
beige à quelques
graves (1cm)

0.6m -

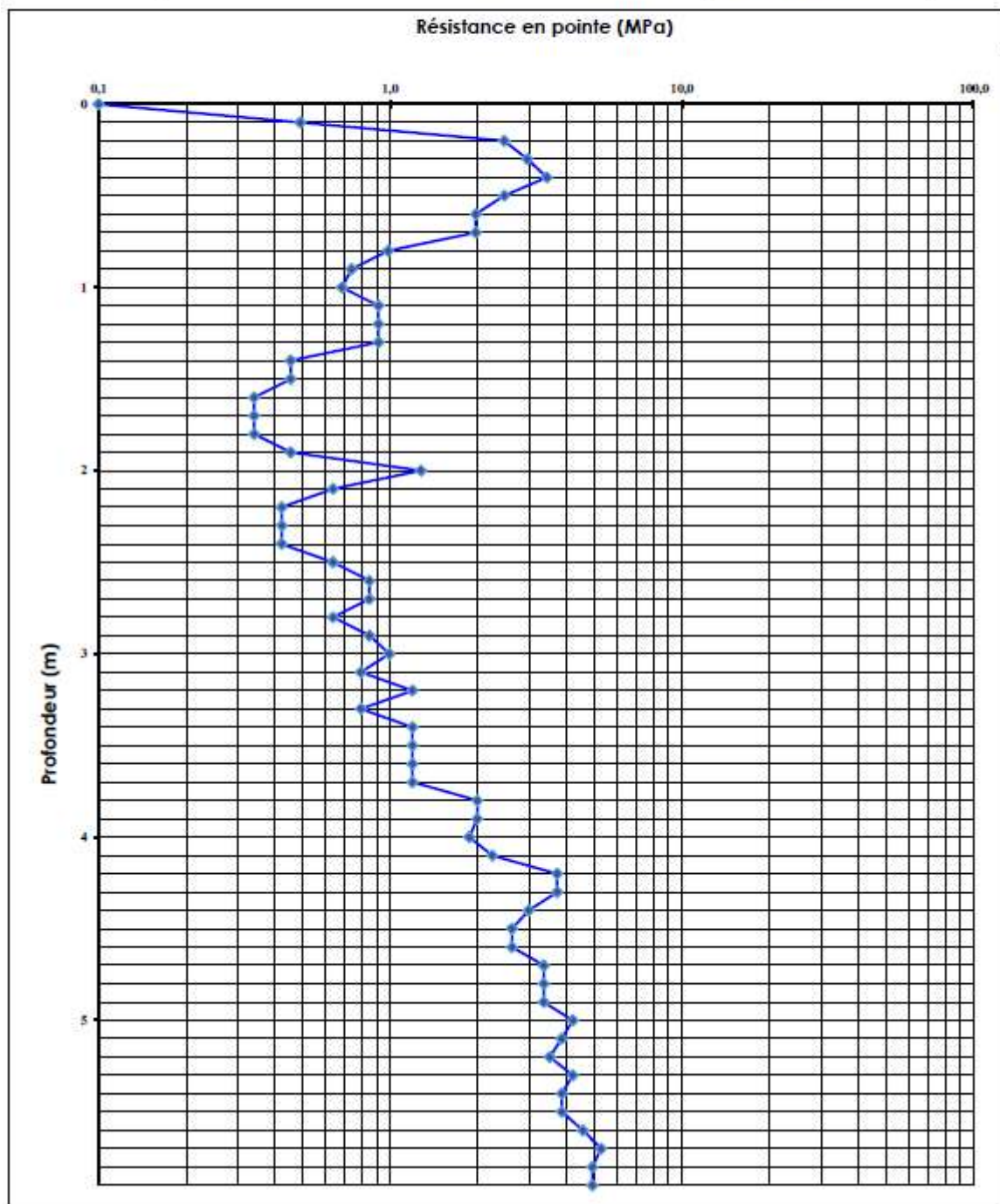
Argile légèrement
sableuse orange-rouille

1m -

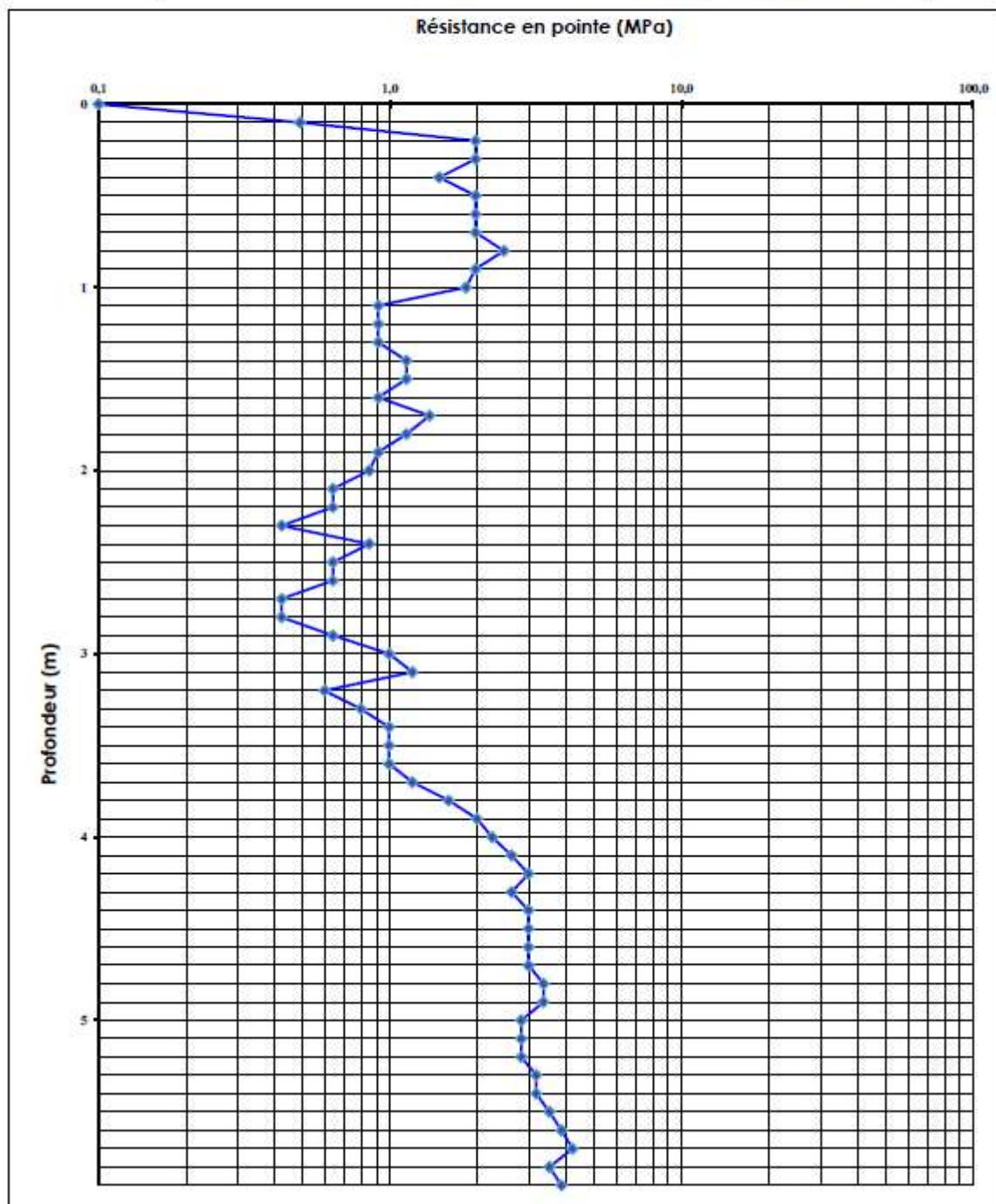




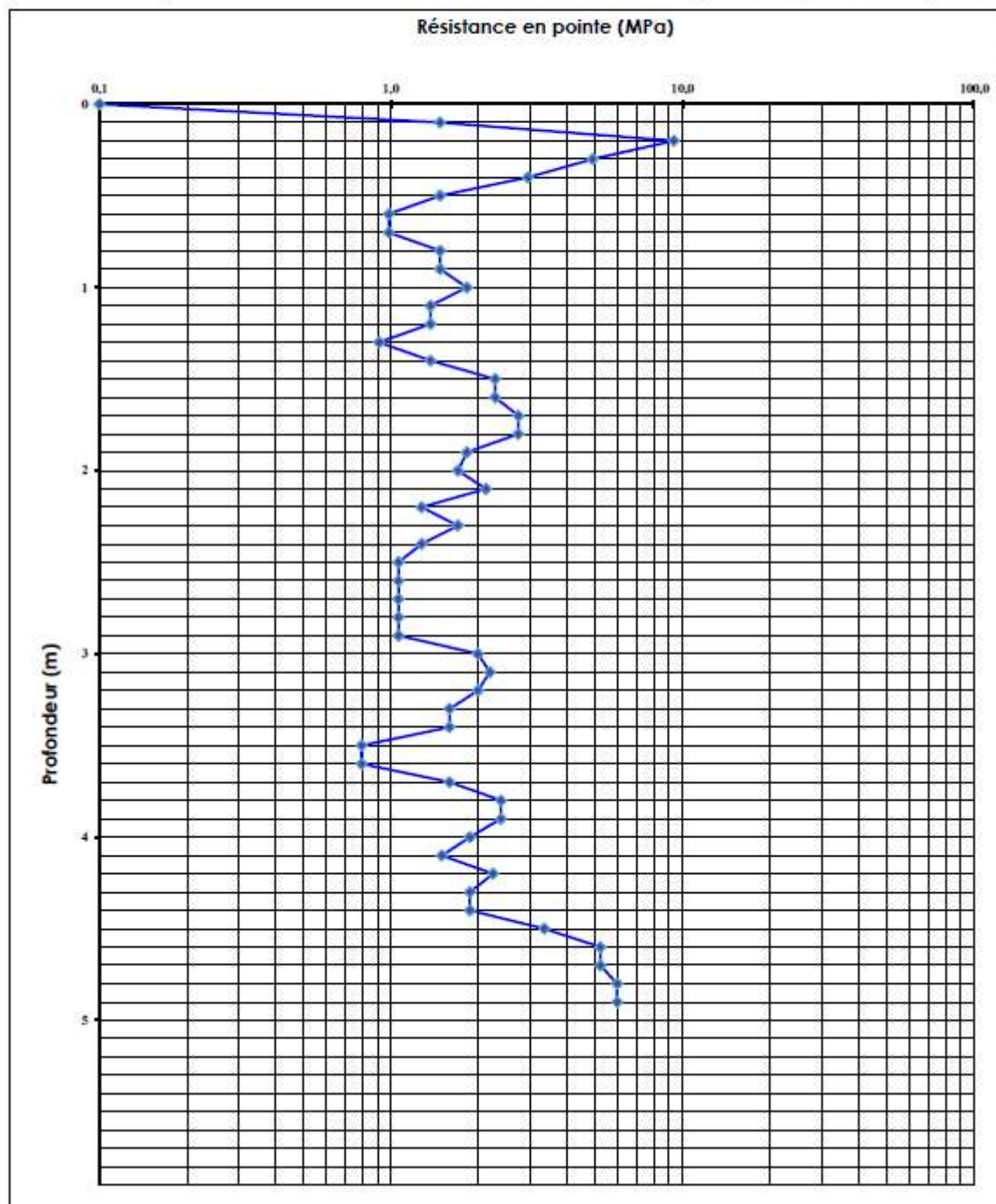
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD1	Dossier :	CAP120827-6	Caractéristiques
	Date chantier:	08/01/2026	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt volontaire à 5,9 m.		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



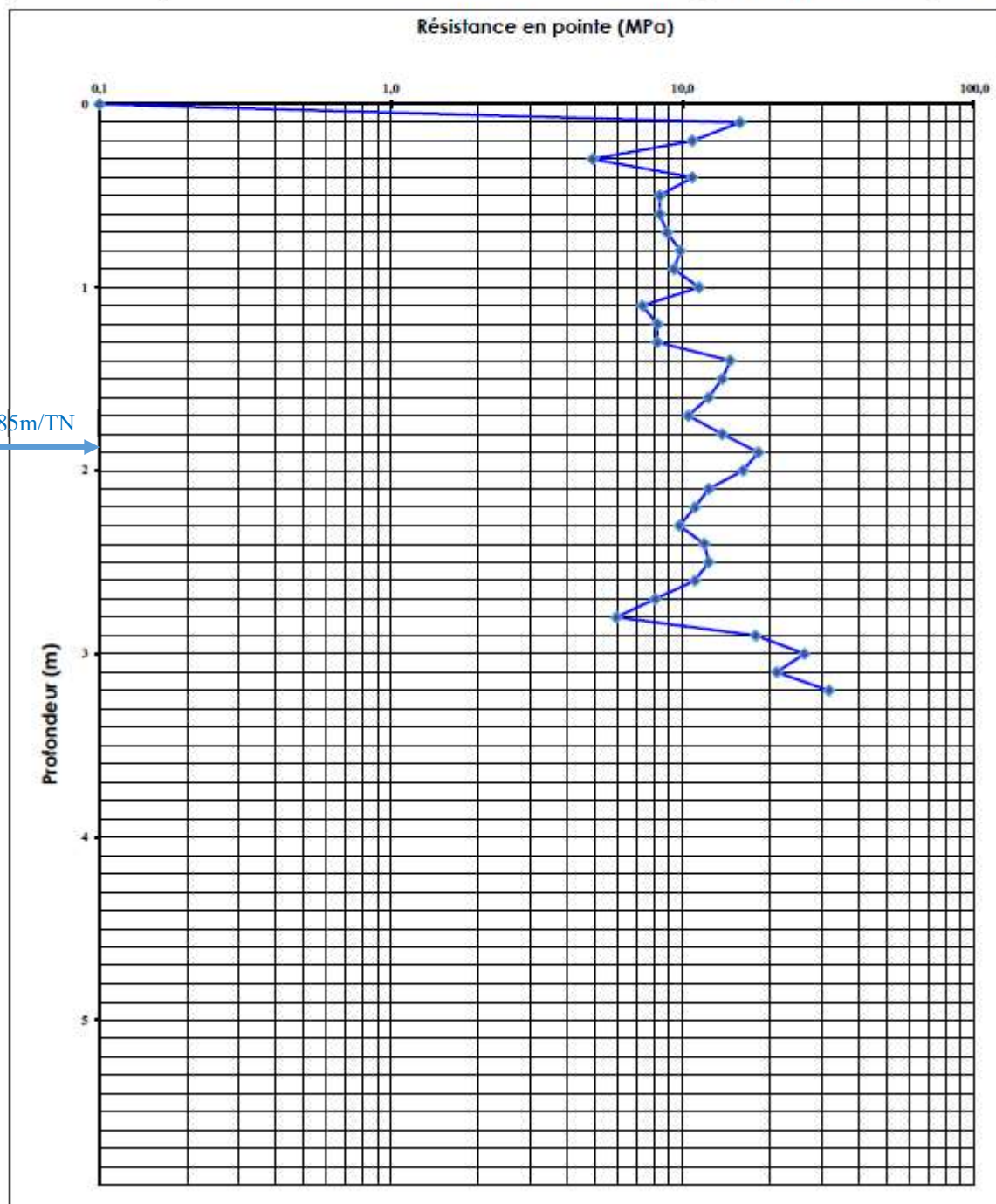
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD2	Dossier :	CAP120827-6	Caractéristiques
	Date chantier:	08/01/2026	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt volontaire à 5,9 m. Sol sec à 2,8 m.		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



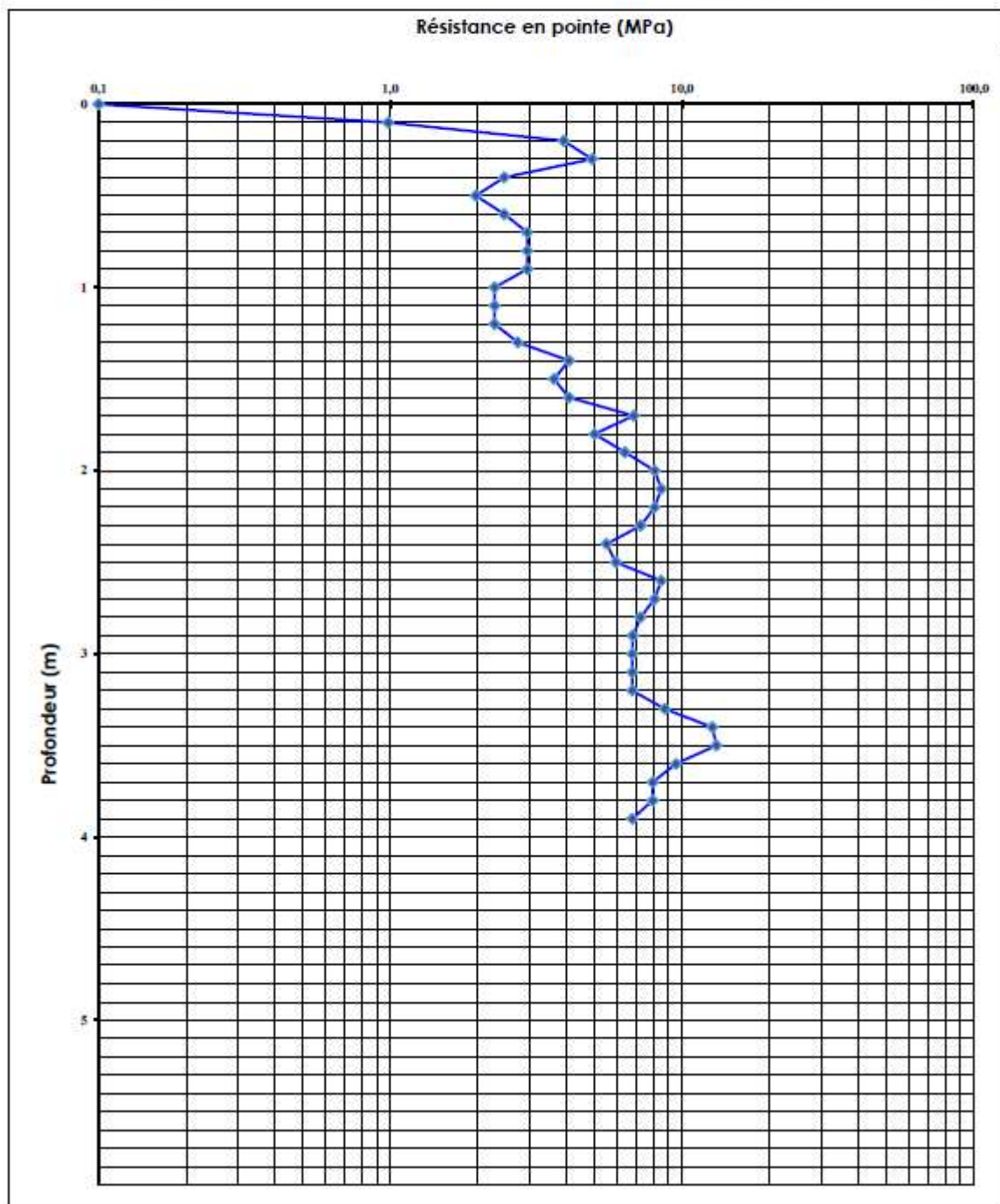
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD3	Dossier :	CAP120827-6	Caractéristiques
	Date chantier:	08/01/2026	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt volontaire à 4,9 m.		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



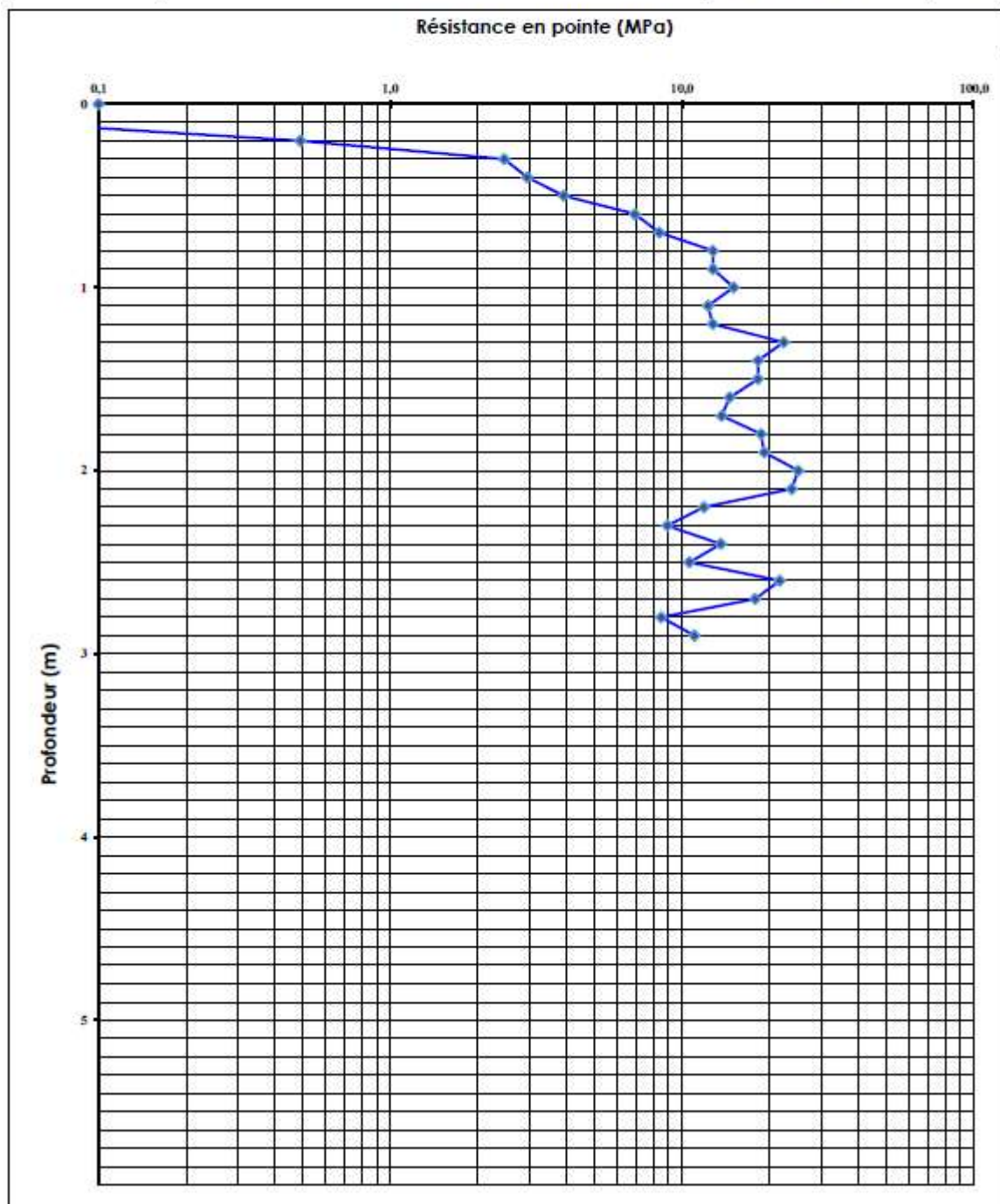
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD4	Dossier :	CAP120827-6	Caractéristiques
	Date chantier:	08/01/2026	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt au refus à 3,2 m. Présence d'eau à 1,85 m.		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)



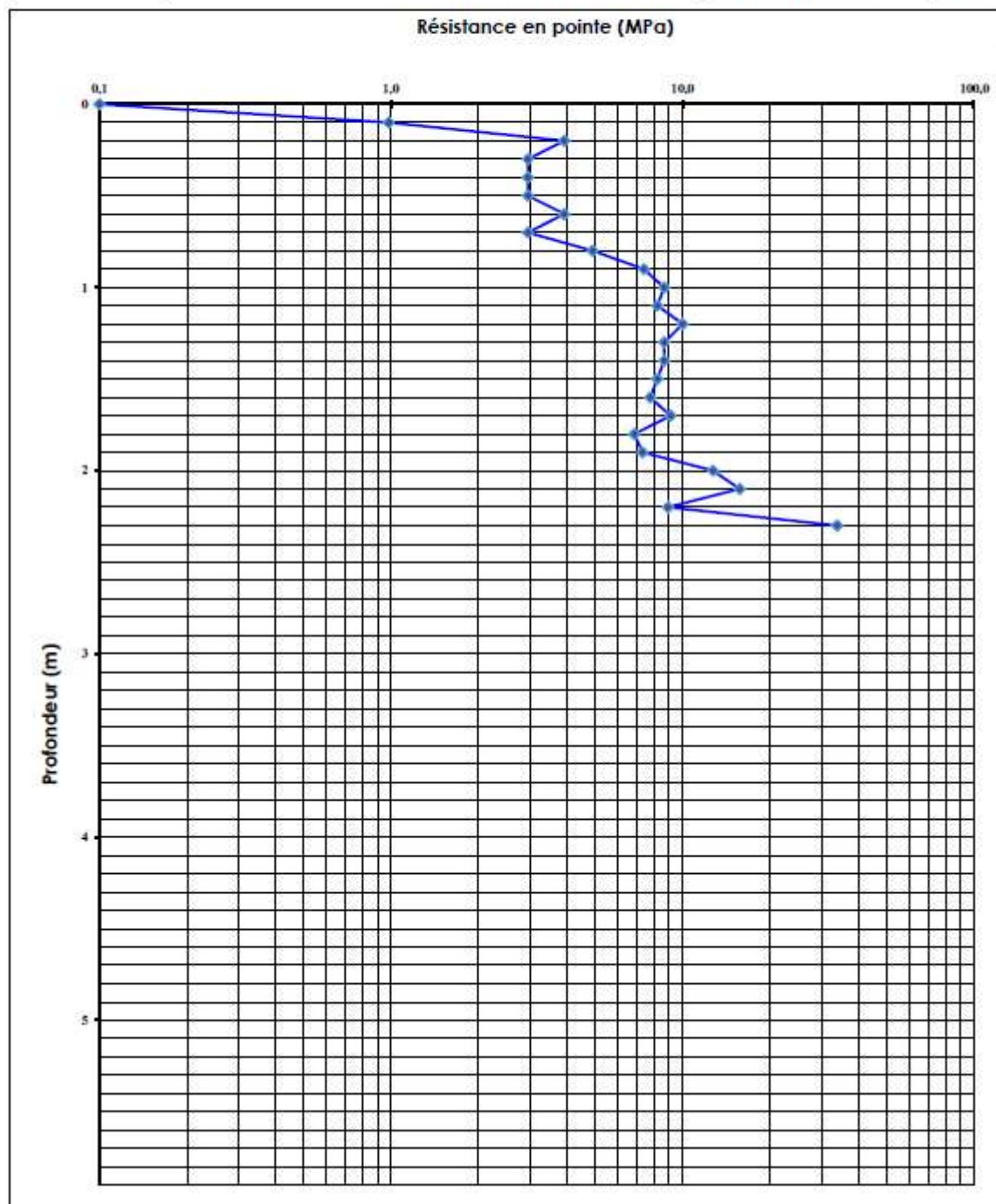
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD5	Dossier :	CAP120827-6	Caractéristiques
	Date chantier:	08/01/2026	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt volontaire à 3,9 m.		30
			hauteur de chute (m)
			0,2
			poids mort (kg)
			3,7
			hauteur initiale (m)
			1
			poids d'une tige (kg)
			2,9

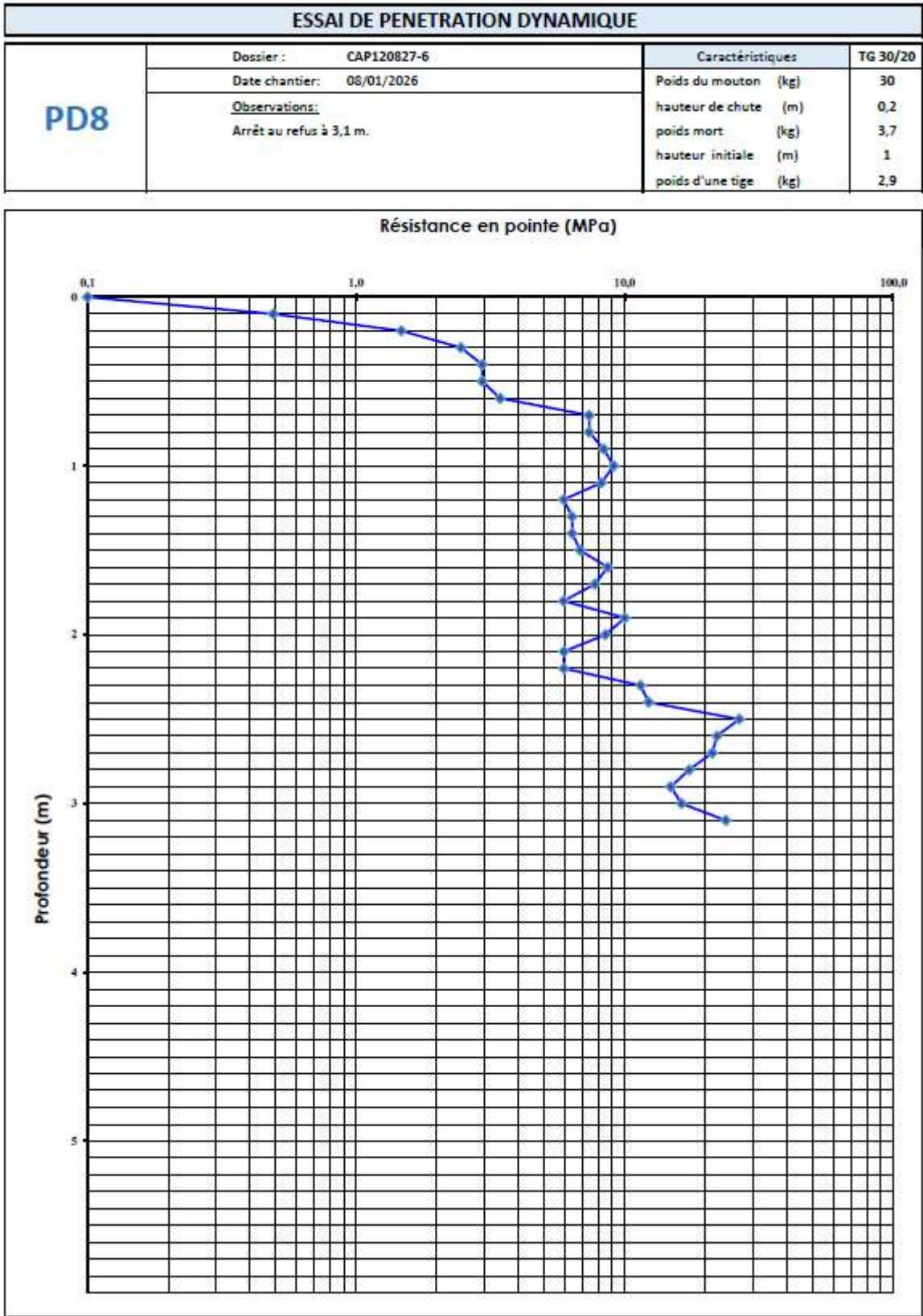


ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD6	Dossier :	CAP120827-6	
	Date chantier:	08/01/2026	
	Observations:	Arrêt volontaire à 2,9 m.	
		Caractéristiques	TG 30/20
		Poids du mouton (kg)	30
		hauteur de chute (m)	0,2
		poids mort (kg)	3,7
		hauteur initiale (m)	1
		poids d'une tige (kg)	2,9

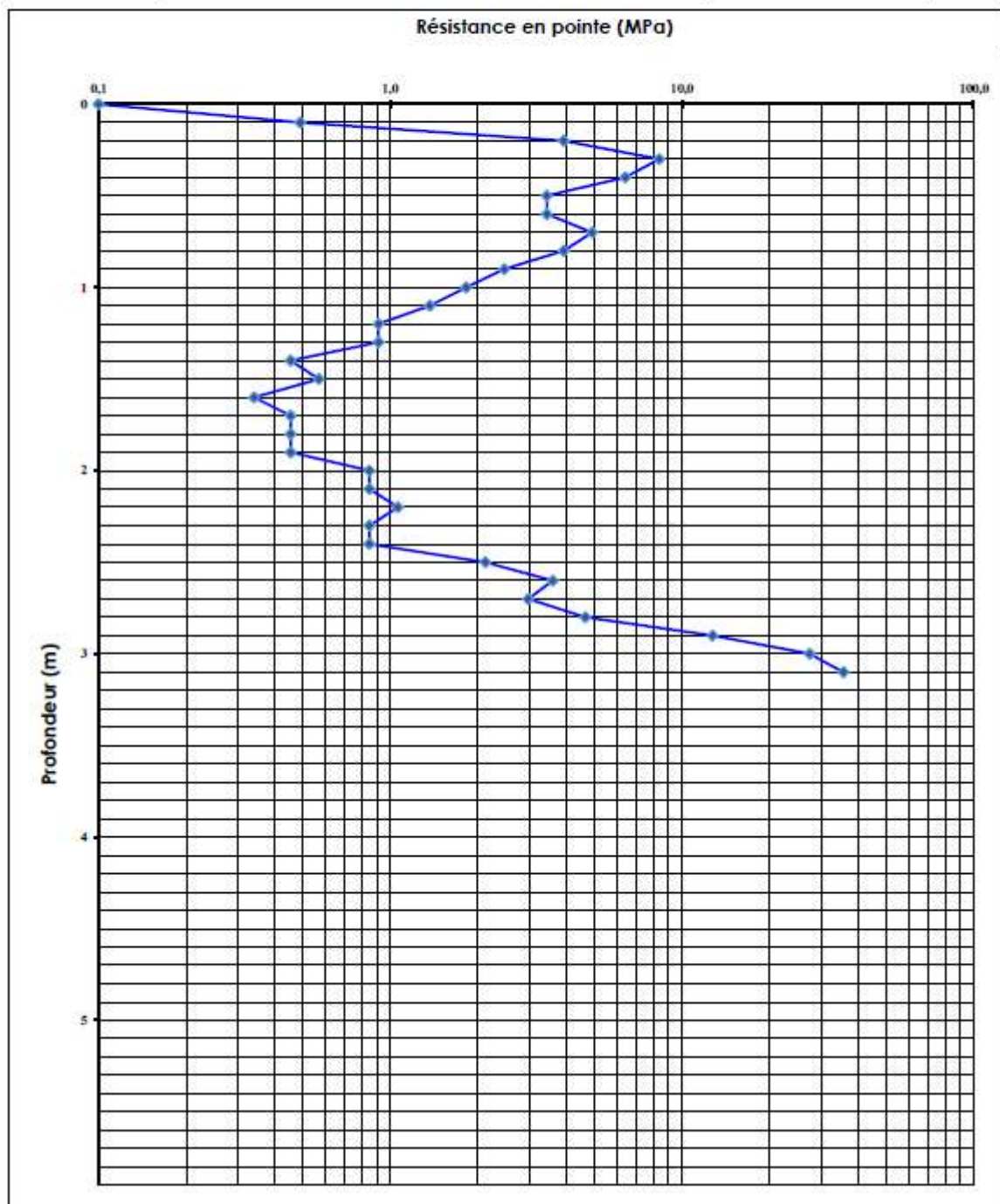


ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD7	Dossier :	CAP120827-6	Caractéristiques
	Date chantier:	08/01/2026	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt au refus à 2,3 m.		hauteur de chute (m)
			poids mort (kg)
			hauteur initiale (m)
			poids d'une tige (kg)

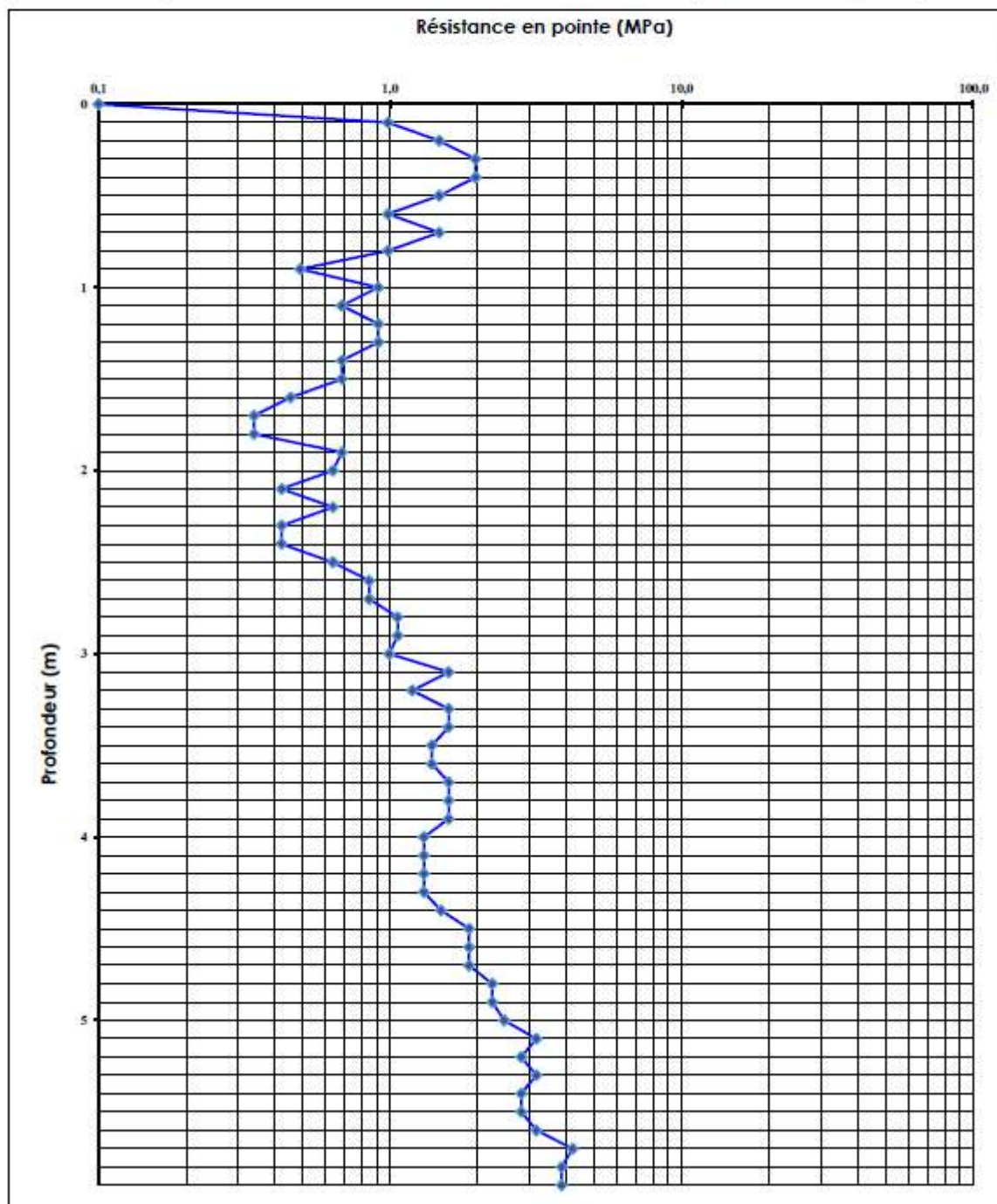




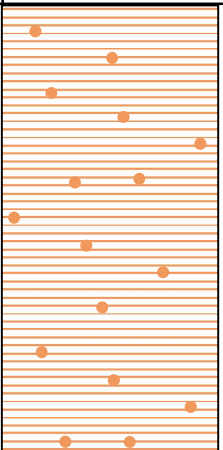
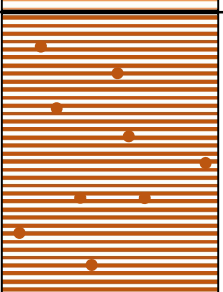
ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD9	Dossier :	CAP120827-6	
	Date chantier:	08/01/2026	
	Observations:		
	Arrêt au refus à 3,1 m.		
		Caractéristiques	TG 30/20
		Poids du mouton (kg)	30
		hauteur de chute (m)	0,2
		poids mort (kg)	3,7
		hauteur initiale (m)	1
		poids d'une tige (kg)	2,9



ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE			
PD10	Dossier :	CAP120827-6	Caractéristiques
	Date chantier:	08/01/2026	TG 30/20
	Observations:		Poids du mouton (kg)
	Arrêt volontaire à 5,9 m. Présence d'eau à 1,55 m.		hauteur de chute (m) poids mort (kg) hauteur initiale (m) poids d'une tige (kg)



Sondage à la tarière manuelle :

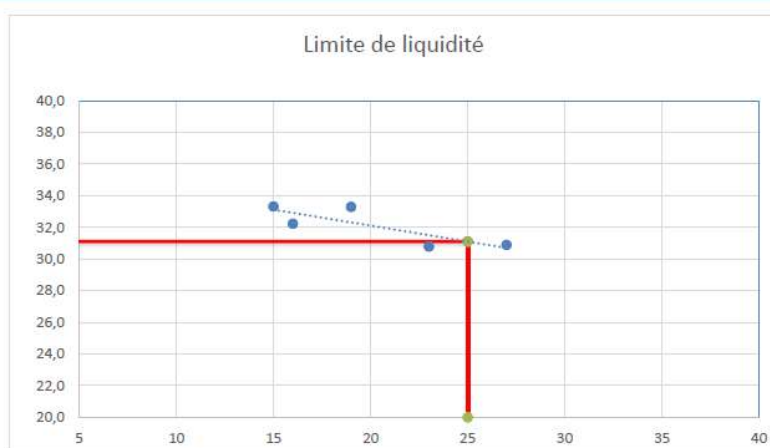
		Contrat : GEO120827-6 Bayonne (64)	
		Date début : 08/01/2026 Machine : Tarière manuelle Profondeur : 0 – 1,4 m Opérateur : MANU	
Forage T1			
Profondeur (m)	Lithologie		Observation
0,8			
1,4			
		Sec	

Essaie en laboratoire :**PROCES VERBAL D'ESSAI****DETERMINATION DES LIMITES D'ATTERBERG**

Limite de liquidité à la coupelle - NF P 94-051

Limite de plasticité au rouleau - NF P 94-051

Informations générales	Informations sur l'échantillon	
Référence : CAP120827-6	Mode de prélèvement : Pelle mécanique	Sondage n° : TPB2 0,00-1,00m
Chantier : BAYONNE CITADELLE	Date de prélèvement : 02/09/2025	Faciès : Argile brun-gris
	Mode de conservation : Sac en plastique	
	Date d'essai : 09/09/2025	

Limite de liquidité à la coupelle

Mesures N°	Nombres de coups	Teneur en eau
1	19	33,3 %
2	15	33,3 %
3	23	30,8 %
4	16	32,2 %
5	27	30,9 %
Résultat W_L =		31,1 %

Limite de plasticité au rouleau

Mesure	1	2	Résultat W_p =
Teneur en eau %	9,0 %	20,4 %	14,7 %

Observations**A2th**Le responsable des essais
M.DEVEZE**Synthèse des résultat**

Teneur en eau	W_{nat} =	18,5 %
Limite de liquidité	W_L =	31,1 %
Limite de plasticité	W_p =	14,7 %
Indice de plasticité	I_p =	16,4
Indice de consistance	I_c =	0,8

Le responsable technique
O.RANDRIANASOLO



PROCES VERBAL D'ESSAI

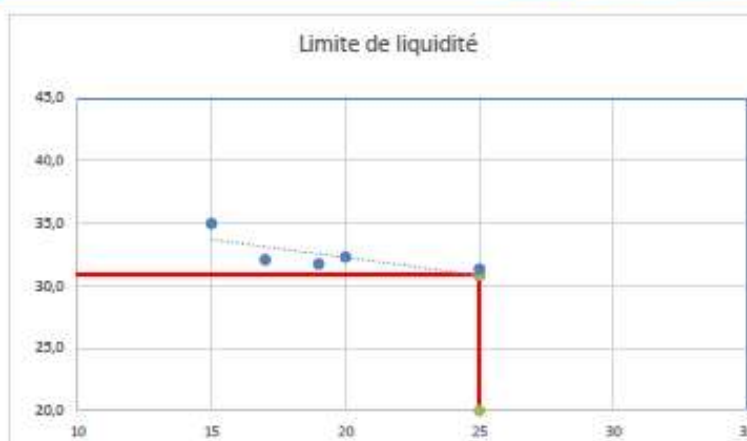
DETERMINATION DES LIMITES D'ATTERBERG

Limite de liquidité à la coupelle - NF P 94-051

Limite de plasticité au rouleau - NF P 94-051

Informations générales	Informations sur l'échantillon	
Référence : GEO120827-6	Mode de prélèvement : Tanière manuelle	Sondage n° : PD1 1-1,4m
Chantier : BAYONNE CITADELLE	Date de prélèvement : 08/01/2026	Facès : Argile marron claire avec graviers
	Mode de conservation : Sac en plastique	
	Date d'essai : 15/01/2026	

Limite de liquidité à la coupelle



Mesures N°	Nombres de coups	Teneur en eau
1	15	35,0 %
2	20	32,3 %
3	17	32,1 %
4	19	31,8 %
5	25	31,4 %
Résultat $W_L =$		30,8 %

Limite de plasticité au rouleau

Mesure	1	2	Résultat $W_p =$
Teneur en eau %	19,8 %	19,1 %	19,5 %

Observations

A1

Le responsable des essais
H.CAPELLE

Synthèse des résultats

Teneur en eau	$W_{nat} =$	18,4 %
Limite de liquidité	$W_L =$	30,8 %
Limite de plasticité	$W_p =$	19,5 %
Indice de plasticité	$I_p =$	11,4
Indice de consistance	$I_c =$	1,1

Le responsable technique
B.DELTRIEU



GéoFondation

+ VOUS

- Achat d'un terrain
- Listing des contraintes budgétaires inhérentes au projet en phase esquisse, APS
- Etablissement d'une enveloppe budgétaire
- La consultation des entreprises
- La supervision du chantier

+ NOUS

Mission géotechnique GIES :
Exposition aux risques environnementaux (glissements, argiles gonflantes, sécheresse, inondations, pollutions, sismique, géologique, remontée de nappe, liquéfaction des sols, ...).

Mission géotechnique GTPGC :
Sondages in situ et analyse en laboratoire pour établir les principes généraux de constructions (pieux, cuvelage, ...). **Loi ELAN, c'est l'étude demandée lors de la vente d'une parcelle à bâtir.**

Mission géotechnique GZAVP :
Rédaction d'un rapport complet donnant les ouvrages adéquates de voiries, fondations, dallage et soutènements ainsi que les caractéristiques dimensionnantes tels : cohésion, frottement et pointe des pieux, tassements des semelles et le taux de travail, les modules d'Young des sols pour le dallage, les épaisseurs de couche de forme sous dallage et voiries, les niveaux d'eaux.

Mission géotechnique GZPRO+DCE+ACT :
Le rapport pour l'établissement du marché
Le dimensionnement des ouvrages.
L'avant métré.
La vérification et les compléments techniques au DCE.
L'assistance au choix du mieux disant

Mission géotechnique G4 :
La vérification ou l'établissement des notes de calculs.
L'étude de variantes.
L'assistance technique face aux plus-values.
Les visites de chantier pour vérifier la conformité aux règles, aux normes.
L'avis sur les DOE des entreprises.

**UNE OFFRE
A LA FOIS GLOBALE
ET PARTICULIÈRE
À VOTRE PROJET**