



Géologie
Étude de sol
Géotechnique
Ingénieur conseil
Assainissement
Expertise
Chantier
Eau



Réf : R73/24/29641 G+E
Date de rédaction : 27/02/2025

RAPPORT D'ETUDE

MISSION GEOTECHNIQUE G2 PRO

Phase Projet

Construction d'un magasin LIDL

SAINT-JEOIRE-PRIEURÉ (73 - Savoie)

LIDL Direction Régionale Pontcharra

Chargé d'Affaire

Victor COUPILLAUD

07 88 11 73 20

victor.coupillaud@egsol.fr

Suivi de l'affaire

Indice	Date	Rédigé par	Vérifié par	Modifications
0	24/01/2025	VC	STD	-
1	27/02/2025	VC	STD	Ajout essais laboratoire

Unités courantes

Unité	Définition	Dimension
kN	Kilonewton	Force
kN/ml	Kilonewton par mètre linéaire	Force par mètre linéaire
kN.m	Kilonewton mètre	Moment
kN/m ² ou kPa	Kilonewton par mètre carré / Kilopascal	Surcharge répartie / pression
MPa	Mégapascal	Pression
ml	Mètre linéaire	Distance
m/TA	Mètre par rapport au terrain actuel	Profondeur
t	Tonne	Masse

NOTA : 1 t $\approx$ 10 kN

Abréviations courantes

Symbole	Définition
TA	Terrain actuel
TN	Terrain naturel
TF	Terrain fini
NGF	Nivellement général de la France
NI	Nivellement indépendant
CUR	Charge Uniformément Répartie
PFT	Plate-forme de travail
FF	Fond de fouille
DTU	Document technique unifié
EC	Eurocodes
GTR	Guide du terrassement routier
ELU	États limites ultimes
ELS	États limites de service

Table des matières

1. INTRODUCTION	3
2. RENSEIGNEMENTS GENERAUX	4
2.1. Le site	4
2.2. Contexte géologique.....	7
2.3. Contexte hydrogéologique	7
2.4. Risques naturels.....	7
2.5. Documents en notre possession	8
2.6. Le projet	8
3. CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE DES SOLS ET RESULTATS	10
3.1. Campagne de reconnaissances	10
3.2. Remarques préalables.....	10
3.3. Modèle géologique et géotechnique	11
3.4. Essais de laboratoire	13
3.5. Données hydrogéologiques	15
3.6. Tests d'infiltration	15
4. SYNTHÈSE ET PRÉCONISATIONS	16
4.1. Risques géotechniques potentiels : identification et impact	16
4.2. Aléa sismique et susceptibilité à la liquéfaction	16
4.3. Fondations	17
4.4. Traitement des niveaux bas	24
4.5. Couche de forme et remblais techniques.....	25
4.6. Risques de déformation des terrains	26
4.7. Protection vis-à-vis de l'eau	26
4.8. Terrassement - Talutage - Soutènement	28
5. REMARQUES ET SUGGESTIONS PARTICULIERES – ALEAS ET INCERTITUDES	31

ANNEXES

1. Introduction

Principales données de la mission :

<i>Maître d'ouvrage</i>	LIDL Direction Régionale Pontcharra
<i>Commune / Département du site</i>	SAINT-JEOIRE-PRIEURÉ (73 - Savoie)
<i>Projet</i>	Construction d'un magasin LIDL
<i>Mission géotechnique *</i>	Mission géotechnique G2 PRO Phase Projet
<i>Date de la commande</i>	05/12/2024

* Selon la « Classification des Missions Géotechniques Types » définie dans la norme NF P 94-500 de Novembre 2013 dont est joint un extrait en annexe.

Cette étude a pour objectifs :

- De préciser les contextes et modèles géologique, hydrogéologique et géotechnique du site ;
- De procéder à une identification des risques géotechniques du site ;
- De préconiser la solution de fondations la mieux adaptée aux contextes et aux structures, ainsi que de prédimensionner cette solution ;
- De se prononcer sur la perméabilité des terrains rencontrés ;
- De donner des recommandations pour la réalisation des fondations, des niveaux bas, des terrassements et pour la protection vis-à-vis de l'eau.

En revanche, les aspects suivants ne font pas partie de notre mission :

- Étudier l'impact sur les réseaux éventuels présents sur le site ;
- Réaliser une ébauche dimensionnelle des fondations ;
- Diagnostic pollution ;
- Effectuer la reconnaissance des anomalies géotechniques situées en dehors de nos sondages et notamment en profondeur.

2. Renseignements généraux

2.1. Le site

<i>Localisation du site</i>	• Adresse : 70 route Nationale 6 - SAINT-JEOIRE-PRIEURÉ (73 - Savoie) • Parcelle cadastrale n°113, section AB
<i>Paysage / altitude</i>	• Altitude environ 320 à 321 m NGF • Paysage : projet situé en plaine, en pied de colline • Contexte : zone artisanale
<i>Etat des lieux / morphologie / pente</i>	• Il s'agit d'une parcelle entièrement recouverte d'enrobé, occupée par un magasin Carrefour. • Le site est bordé à l'Ouest par un talus boisé présentant une pente de l'ordre de 30%, à l'Est par la RN6, au Sud par une parcelle occupée par un magasin Lidl, et au Nord par des parcelles pavillonnaires. • La route au Nord-Est montre une légère pente vers le Nord-Ouest et se trouve entre les cotes 322,0 m NGF au Sud-Est et 320,0 m NGF au Nord-Ouest soit un dénivelé de l'ordre de 2,0 m initialement sur le site qui a été aplani à la cote 321,2 m NGF pour la création du magasin existant. Un petit soutènement est présent à l'amont et un talus descendant à l'aval témoin des terrassements en déblais/remblais réalisés. On peut donc s'attendre à la présence de remblais sur la partie Nord-Ouest.
<i>Historique du site</i>	• Le site est actuellement occupé par un magasin Carrefour, des remblais issus de l'aménagement de la parcelle sont à attendre au droit du site notamment côté Nord-Ouest compte tenu de la légère pente dans cette même direction.
<i>Réseaux</i>	• Présence de nombreux réseaux enterrés.
<i>Zone d'Influence géotechnique (Z.I.G) 1ère approche</i>	• Talus boisé au Sud-Ouest du site ; • Réseaux sensibles à proximité ; • Voiries existantes conservées.



Carte IGN topographique du site (source Géoportail)



Photo aérienne du site (source Géoportail)

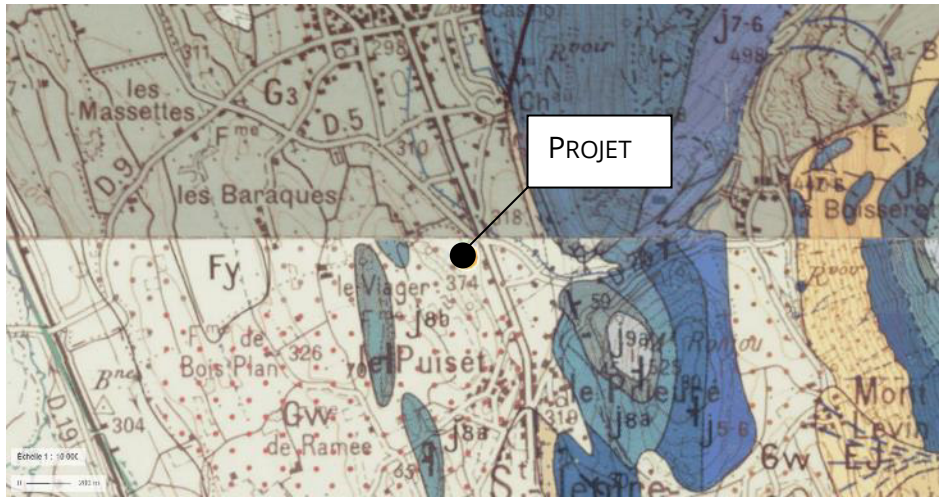


Photo générale du site (vue vers le Nord, au niveau de la façade avant du bâtiment existant)



Photo générale du site (vue vers le Sud, à l'arrière du bâtiment existant)

2.2. Contexte géologique

Carte géologique	 <i>Extrait de la carte géologique de MONTMELIAN au 1/50000^{ème}, source BRGM</i>
Contexte géologique du site	Dépôts glaciaires (Gw) sur substratum calcaire (j8)
Rapport EGSOL	Les études réalisées à proximité ont mis en évidence la présence de remblais surmontant des terrains limoneux et sableux peu compacts, puis un faciès sablo-graveleux de compacité moyenne à élevée.

2.3. Contexte hydrogéologique

Contexte hydrogéologique du site	Le site, du fait de sa localisation en pied de colline est susceptible d'abriter des circulations d'eaux superficielles et souterraines dues au ruissellement et à l'infiltration des eaux météoriques dans le bassin versant.
Rapport EGSOL	Les études réalisées à proximité ont mis en évidence la présence d'eau à faible profondeur (probablement des stagnations d'eau dans les remblais de surface).

2.4. Risques naturels

NOTA : Il appartient au Maître d'Ouvrage/Maître d'Œuvre de se renseigner sur la situation du projet par rapport au Plan de Prévention des Risques et aux cartes d'aléas.

Exposition à l'aléa retrait/gonflement des argiles	 Aléa faible
---	--

Sismicité selon l'arrêté du
22/10/2010

Zone 4 (Moyenne)

Liste non exhaustive sur la base des données bibliographiques disponibles (site internet InfoTerre, Géorisques...)

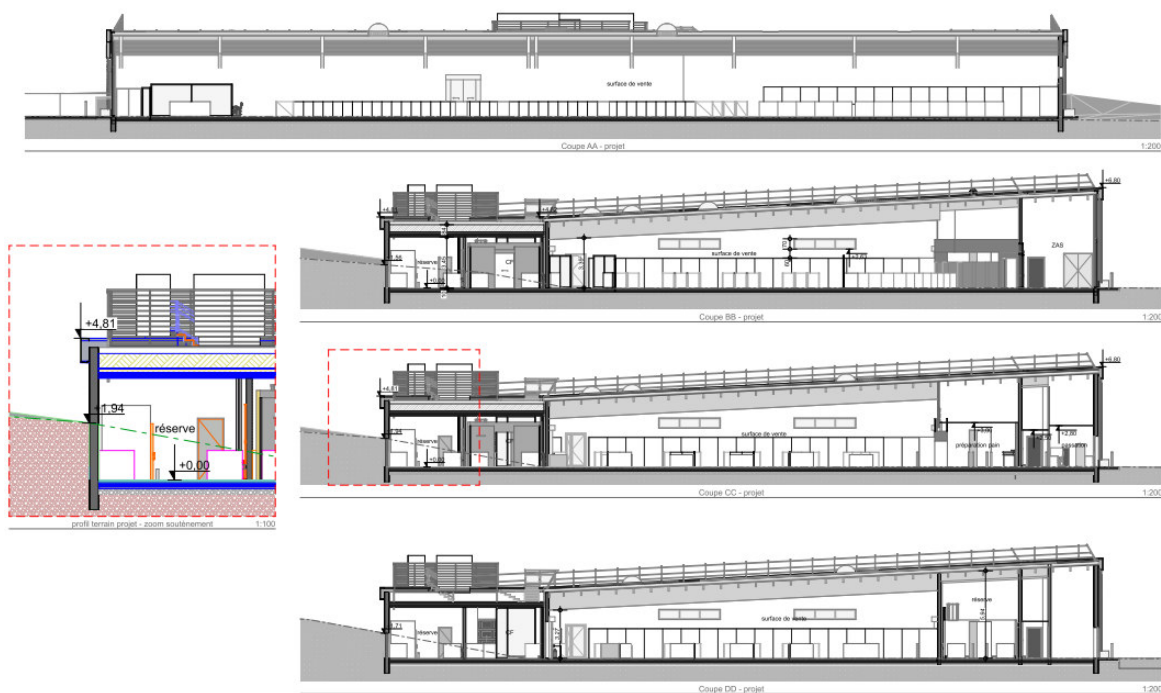
2.5. Documents en notre possession

Documents en notre possession au 27/02/2025 :

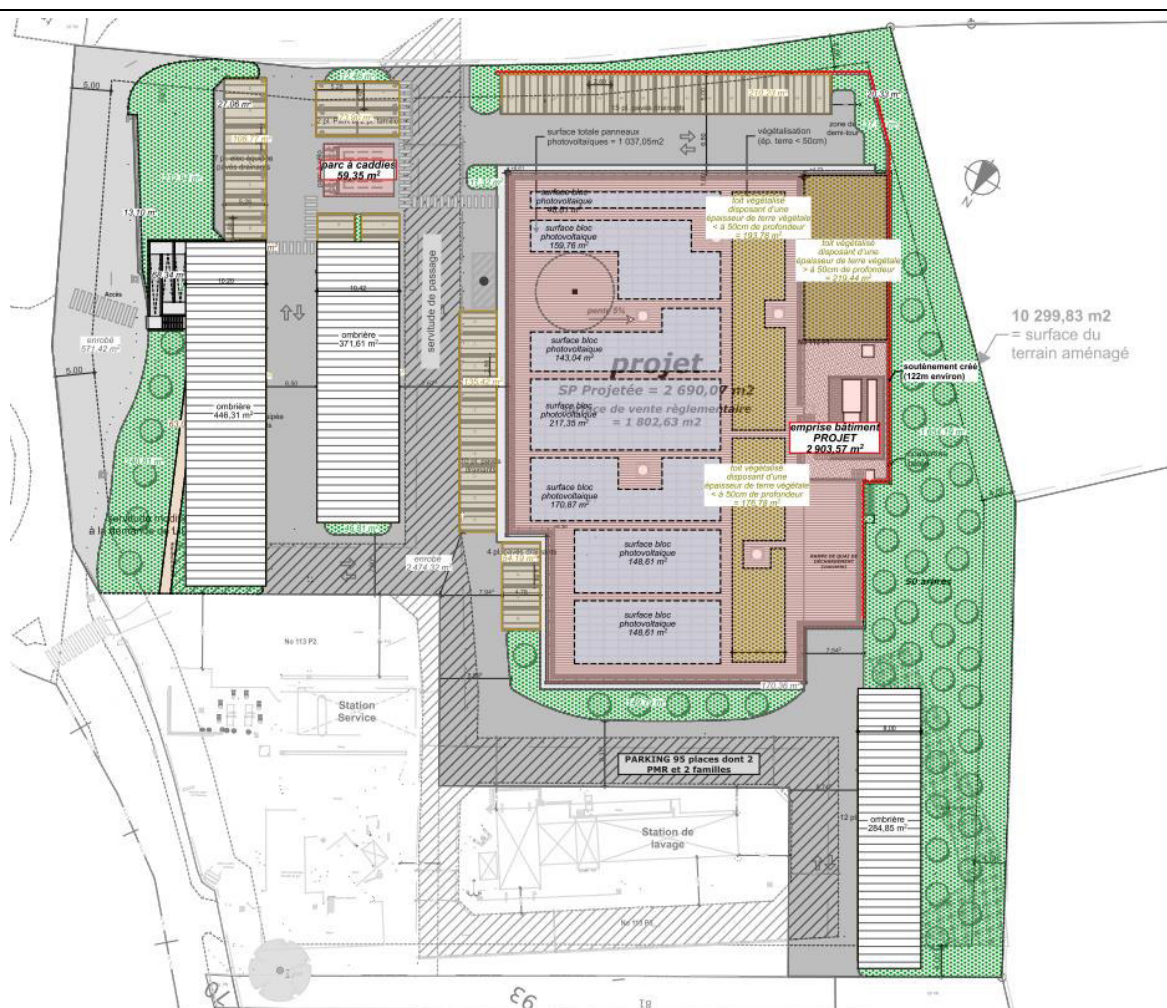
Nature et Source	Échelle	Référence	Date d'édition	Format
Dossier de plans APS Arck'InTech	1 : 100 ^{ème} à 1 : 700 ^{ème}	23/718	29/10/2024	PDF
Plan topo et réseaux BTD	1 : 200 ^{ème}	2412-013	30/12/2024	PDF

2.6. Le projet

Nature du projet / surface / mitoyenneté	- Le projet consiste en la création d'un magasin Lidl en lieu et place d'un magasin Carrefour (complètement démoli au préalable), comportant une surface de vente, des zones de stockage, des bureaux, des locaux techniques et une rampe de quai enterrée. - Le projet prévoit également la création d'ombrières photovoltaïques sur les parkings VL.
Partie enterrée / décalage de niveaux	Le projet viendra s'encastrent dans le talus à l'arrière du bâtiment existant en façade Sud-Ouest et sera partiellement enterré sur environ 1,5 à 2,5 m.
Calage du projet	Calage du niveau $\pm 0,00$ à la cote 321,19 m NGF (niveau de la plate-forme actuelle).
Terrassements	- Hauteur des terrassements en déblai : environ 3 à 4 m à l'amont - Hauteur des terrassements en remblai (surélévation) : non concerné
Descentes de charges ELS (hypothèses à confirmer par un BET Structure)	Bâtiment : - G+Q 1500 kN en ponctuel ; - Charge Uniformément Répartie sur dallage : 10 à 20 kN/m². Ombrières : Pas de descentes de charges connues à ce jour



Plan de coupe du projet



Plan de masse du projet

Si le projet venait à être modifié par rapport à ces données, nos conclusions deviendraient caduques.

3. Campagne de reconnaissance des sols et résultats

3.1. Campagne de reconnaissances

Nous avons réalisé, les 09/01/2025 et 14, 15, 16 et 17/01/2025, la campagne de reconnaissance des sols suivante :

	Nombre	Nature	Notation
<i>Sondages à la pelle</i>	8	Reconnaissance géologique	PM
<i>Essais au pénétromètre</i>	6	Dynamique DPSH-B	Pnd
	3	Statique 10 t	ST
<i>Forages</i>	2	Destructif avec essais pressiométriques	SP
<i>Équipement hydrogéologique</i>	1	Piézomètre	Pz
<i>Tests de perméabilité</i>	4	Type Matsuo (niveau variable)	EP
<i>Essais de laboratoire</i>	2	Teneur en eau	W _{eau}
	2	Valeur au bleu de méthylène	VBS
	2	Granulométrie	Gr
	1	Sédimentométrie	S
	2	IPI	IPI
	1	Agressivité sol/béton	-

L'implantation des sondages a été réalisée au mieux en fonction des conditions d'accès au terrain, des réseaux existants et de la précision des plans fournis pour notre intervention.

L'implantation des sondages, le principe ainsi que les résultats sont présentés en annexe.

3.2. Remarques préalables

Les descriptions de faciès que nous donnons (lithologie, humidité) sont basées sur la réalisation des sondages à la pelle mécanique (profondeur d'investigation jusqu'à environ 3,1 m/TA) sur la base d'une reconnaissance visuelle ne se substituant en aucun cas à des essais en laboratoire.

Au droit des essais pénétrométriques, les faciès ne sont donc qu'une interprétation basée sur les résultats de ces essais qui sont des essais « en aveugle » ne permettant pas de connaître précisément la nature géologique des terrains traversés, ou ceux ayant provoqués le refus. De cette interprétation résulte également le fait que les cotes ou profondeurs indiquées ne sont que des estimations et non des références absolues.

Au droit des sondages destructifs avec essais pressiométriques, les faciès ne sont qu'une interprétation basée sur l'interprétation des essais pressiométriques et la remontée des cuttings de forages plus ou moins efficace.

Ces descriptions ne résultent donc pas d'une description visuelle du matériau in-situ telle que celles pouvant être effectuées au droit de puits à la pelle mécanique ou à l'aide de sondages carottés (échantillons intacts), seules investigations pouvant caractériser avec précision la nature géologique des sols rencontrés en profondeur.

La tenue des parois indiquée dans les sondages à la pelle n'est valable que pour la réalisation d'un puits ponctuel de très courte durée.

Notons que les reconnaissances effectuées sont ponctuelles et que des variations latérales de faciès sont toujours possibles.

Toutes les cotes altimétriques précisées dans ce rapport découlent d'un nivellement effectué par nos soins mais ne résultent en aucun cas d'un relevé topographique pouvant être effectué par un géomètre. Le point de référence choisi pour le nivellement de nos sondages est indiqué sur le plan d'implantation des sondages en annexe (nivellement NGF IGN 69).

3.3. Modèle géologique et géotechnique

Description	Tenue des parois	Résistances mécaniques	Compacité
Formation 1 : Remblais « propres » Enrobé sur remblais composés de galets, graves et sable, gris à beige (matériaux de couche de forme). <i>On observe au droit de rares sondages à la pelle une proportion légèrement plus importante en matériaux limoneux (restants très minoritaire).</i>	Bonne	- Rda $\approx$ 9,5 à 66,3 MPa {> 10 MPa} - Via $\approx$ 10 à 30 m/h	Élevée
Formation 2 : Terrains de couverture Sable fin limoneux jaunâtre à marron, légèrement argileux par endroit, à quelques graves	Bonne	- Rda $\approx$ 0,9 à 7,9 MPa {2,0 MPa} - q_c $\approx$ 1,4 à 3,1 MPa {2,0 MPa} - p_l* $\approx$ 0,38 à 0,89 MPa {0,6 MPa} - E_M $\approx$ 1,9 à 5,6 MPa {3 MPa} - Via $\approx$ 20 à 60 m/h	Faible

Description	Tenue des parois	Résistances mécaniques	Compacité
Formation 3 : Terrains compacts Formation compacte composée par des terrains sableux et limoneux très compacts posés sur des terrains graveleux et sableux plus en profondeur. <i>Formation devenant de plus en plus compacte en profondeur.</i>	Moyenne à bonne	- R_{da} ≈ 3,4 à 47,5 MPa {> 6 MPa} - q_c ≈ 3,8 à 43,8 MPa {> 6 MPa} - p_l* ≈ 0,43 à 4,57 MPa {2 à 3 MPa} - E_M ≈ 4,2 à 76,0 MPa {15 à 45 MPa} - Via ≈ 10 à 400 m/h	Moyenne à très élevée

{Valeur caractéristique}

Modèle géotechnique : Le tableau ci-après récapitule au droit de nos sondages les profondeurs et cotes estimées/interprétées des différentes formations géotechniques mises en évidence. Notons que les reconnaissances effectuées sont ponctuelles et que des variations latérales de faciès sont toujours possibles. Les profondeurs des faciès données ci-dessous ne sont que des estimations issues d'interprétation servant de prévision mais qui pourront nécessiter des recalages lors de reconnaissances ultérieures ou en phases chantier selon le contexte géotechnique réellement observé.

Sondage	Cote de la tête du sondage	Toit de la formation 2		Toit de la formation 3	
		Prof.	Cote	Prof.	Cote
	[m NGF]	[m/TA]	[m NGF]	[m/TA]	[m NGF]
PM1	321,2	0,8	320,4	1,4	319,8
PM2	322,1	0,3	321,8	2,4	319,7
PM3	321,0	1,2	319,8	2,5	318,5
PM4	321,2	2,3	318,9		NA
PM5	320,8	0,7	320,1		NA
PM6	321,1	0,6	320,5		NA
PM7	321,3	0,5	320,8		NA
PM8	320,9	0,6	320,3		NA
Pnd1	324,9	0,8	324,1	2,0	322,9
Pnd2	322,9	0,2	322,7	2,6	320,3
Pnd3	321,0	1,4	319,6	2,4	318,6

Sondage	Cote de la tête du sondage	Toit de la formation 2		Toit de la formation 3	
		Prof.	Cote	Prof.	Cote
	[m NGF]	[m/TA]	[m NGF]	[m/TA]	[m NGF]
Pnd4	321,0	Refus à 1,4 m à 319,6 m NGF probablement dans les remblais		NA	
Pnd4bis	321,0			NA	
Pnd5	321,3	0,4	320,9	3,6	317,7
Pnd6	322,0	1,2	320,8	4,0	318,0
Pnd7	320,7	0,6	320,1	4,2	316,5
Pnd8	321,2	0,4	320,8	4,6	316,6
St1	321,2	0,8	320,4	1,2	320,0
St2	321,1	2,0	319,1	3,0	318,1
St3	321,0	0,6	320,4	3,0	318,0
St3bis	321,0	0,6	320,4	4,8	316,2
SP1	321,1	NI		2,0	319,1
SP2	321,1	0,6	320,5	3,4	317,7

On observe la présence de remblais techniques sur des épaisseurs importantes (environ 2,0 m) au droit des sondages St2 et PM4 réalisés au Nord-Ouest du site et des épaisseurs nettement moins importantes au Sud-Est (PM1 et PM6 < 0,8m), ce qui confirme l'aplanissement du terrain en déblais/remblais.

3.4. Résultats des essais de laboratoire

Les résultats des essais de laboratoire sont présentés dans les tableaux ci-après.

CLASSIFICATION GTR

Sondage	Profondeur	Nature	Résultats	Classification GTR
PM1	0,4 m	Graves peu sableuses	$D_{\max}$ (mm) = 89,0	D3
			% d'éléments < 80 μ m = 5,2%	
			% d'éléments < 2 mm = 28,5%	
			W_n = 4,0%	
			VBS = 0,1	
			IPI = 35,1	

Sondage	Profondeur	Nature	Résultats		Classification GTR
PM1	0,9 m	Limons argilo sablo graveleux	$D_{\max}$ (mm) =	35,0	A1th
			% d'éléments < 80 μm =	67,9%	
			% d'éléments < 2 mm =	85,9%	
			W_n =	20,0%	
			VBS =	1,6	
			% d'éléments < 2 μm =	24,1	
			A_c =	-	
			A_{CB} =	6,5	
			IPI =	2,7	

Les essais réalisés sur l'échantillon prélevé en PM1 à 0,4 m dans les remblais techniques sous voirie, mettent en évidence des matériaux insensibles à l'eau de classe GTR D3. Ces derniers sont adaptés pour la réalisation des couches de forme sous voirie. Sous réserve de la validation de la portance par essais de chargements à la plaque, la plate-forme existante composée de ces matériaux pourra être réutilisée. Les modalités de réutilisation sont précisées dans la suite du rapport.

Les essais réalisés sur l'échantillon prélevé en PM1 à 0,9 m dans la formation 2 de limons argilo-sableux, mettent en évidence des matériaux changeant brutalement de consistance pour de faibles variations hydriques. Le temps de réaction aux variations de l'environnement hydrique est relativement court au sens du GTR. La réception des plates-formes peut s'avérer difficile sur ces matériaux compte tenu de la portance pouvant diminuer rapidement en présence d'eau.

AGRESSIVITE DES SOLS SUR LES BETONS

Agressivité du sol sur les bétons				
Paramètres	Formule	Unité	Valeur	Borne XA1
Sulfates	SO_4^{2-}	mg/kg MS	770	≥ 2000
Degré d'acidité	-	Mg/kg MS	7	≥ 200

Le tableau 2 de la norme NF EN 206/CN définit les valeurs limites correspondant aux attaques chimiques des sols naturels (SO_4^{2-} , acidité). Ce tableau permet de déterminer la classe d'exposition en fonction des caractéristiques chimiques correspondant à l'agressivité la plus élevée.

Lorsqu'au moins deux caractéristiques agressives correspondent à une même classe, l'environnement doit être classé dans la classe immédiatement supérieure, sauf si une étude spécifique démontre que ce n'est pas nécessaire dans ce cas.

Selon la norme NF EN 206/CN-2014, l'analyse chimique sur les sols prélevées au droit de PM1 le 09/01/2025 mettent en évidence un environnement sans agressivité chimique (< XA1).

3.5. Données hydrogéologiques

Lors de notre reconnaissance du 09/01/2025, aucune venue d'eau n'a été observée au droit de nos sondages à la pelle descendus jusqu'à une profondeur maximale de 3,1 m et à la cote minimale de 318,1 m NGF.

La présence d'eau a néanmoins été observée au droit du forage destructif à une profondeur de 18,4 m/TA.

Toutefois, notre intervention ponctuelle dans le cadre de la réalisation de l'étude confiée ne nous permet pas de fournir des informations hydrogéologiques suffisantes, dans la mesure où les informations mentionnées ci-dessus correspondent nécessairement à un moment donné, sans possibilité d'apprécier les variations inéluctables des nappes et circulations d'eau qui dépendent notamment des conditions météorologiques.

Afin d'obtenir des informations plus précises, un piézomètre a été installé sur le site. Néanmoins compte tenu des niveaux d'eau observés à des profondeurs importantes, ces derniers ne devraient vraisemblablement pas intéresser le projet. Dans ces conditions, le suivi de ce piézomètre ne semble pas nécessaire.

3.6. Tests d'infiltration

Les essais d'infiltration réalisés et les capacités d'infiltration mesurées sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Essai	Sondage	Prof.	Faciès testé	K	K
		[m/TA]		[m/s]	[mm/h]
EP1	PM5	2,3	Limons sableux légèrement argileux marron à quelques graves	9,0E-05	324
EP2	PM6	0,8	Limons et sable fin gris foncé	1,0E-06	4
EP3	PM7	1,1	Limons sableux et graveleux marron	1,0E-04	360
EP4	PM8	2,4	Limons sableux légèrement argileux marron, rares graves	2,0E-05	72

Les perméabilités sont très hétérogènes, très faibles à médiocres.

NOTA : Ces essais ponctuels donnent une indication sur la capacité d'infiltration des sols sur une petite surface et à l'endroit où ils ont été réalisés. Les perméabilités que nous donnons ne sont valables qu'au droit et à la profondeur des essais où elles ont été mesurées. Des variations latérales de faciès et donc de perméabilités sont toujours possibles.

4. SYNTHÈSE ET PRÉCONISATIONS

4.1. Risques géotechniques potentiels : identification et impact

RISQUE GEOTECHNIQUE LIE AU RETRAIT GONFLEMENT DES ARGILES

- La zone investiguée se trouve sur un site exposé à un aléa faible lié au risque de retrait-gonflement des argiles ;
- Les sondages mettent en évidence des sols dont l'argilosité est faible ;
 ➔ *ces données caractérisent donc un site dont la sensibilité au phénomène de retrait gonflement des argiles est **faible**.*

RISQUES GEOTECHNIQUES LIES AU SITE ET AU PROJET

- Présence de remblais « propres » compacts sur des épaisseurs variables (0,4 m à plus de 2,0 m, épaisseur croissante vers le Nord-Ouest), ainsi que de terrains sableux et limoneux (formation 2) peu compacts ➔ risque de tassements absolus et différentiels, risque de faciès d'ancrage hétérogène, adaptation des fondations nécessaires.
- Terrains sableux et limoneux (formation 2) sensibles à l'eau ➔ risque de matelassage, de perte de portance, problèmes de traficabilité.
- Risque de venue d'eau souterraine en pied de versant ;
- Présence d'un talus à l'amont (façade Sud-Ouest) ➔ risque d'instabilité de talus en phase provisoire, soutènements provisoires à prévoir en fonction de la tenue des terrains à l'ouverture.
- Présence d'un existant à démolir ➔ tous les vestiges (dallages, fondations...) devront être purgés et remblayés avec des remblais techniques.
- Projet encastré dans le talus à l'amont (façade Sud-Ouest) ➔ nécessité de soutènement définitif (mur BA dimensionné à la poussée des terres) et de talus provisoires.
- Descentes de charges importantes et terrains de couverture peu compacts, adaptation des fondations nécessaires (approfondissements).

4.2. Aléa sismique et susceptibilité à la liquéfaction

Le profil stratigraphique et la classe de sol associée définis selon la norme NF EN 1998-1 (Eurocode 8 – Septembre 2005) ainsi que le risque de liquéfaction sont donnés ci-dessous :

Classe de sol	Profil stratigraphique	Liquéfaction
C	Dépôts (sables, graviers, limons, argiles) de densité moyenne, moyennement raides, profonds (plusieurs dizaines à plusieurs centaines de mètres)	Non liquéfiable

4.3. Fondations

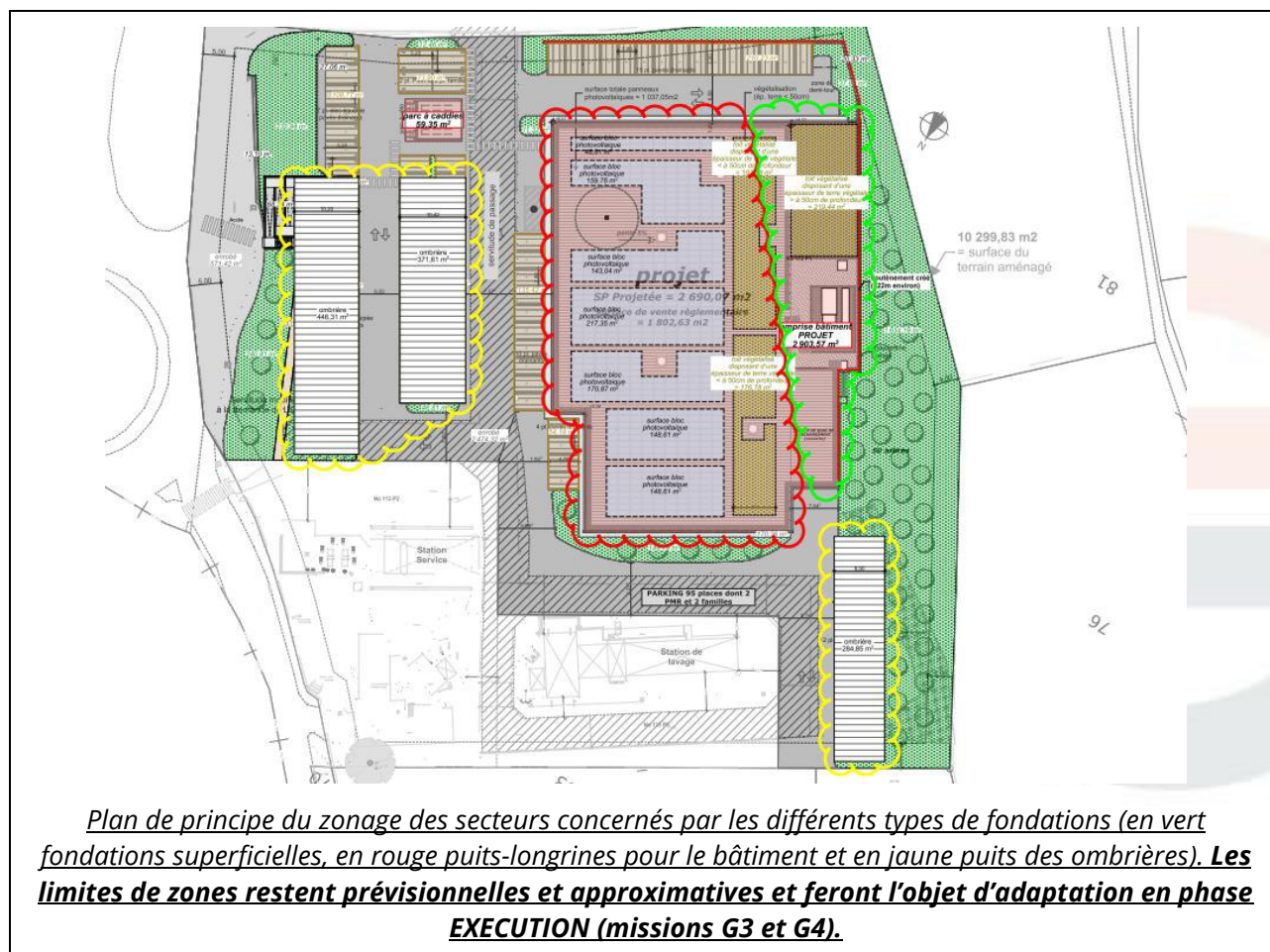
4.3.1. Préambule

Le site est marqué par un contexte géologique hétérogène avec à l'amont, au Sud, des terrains compacts à faible profondeur qui seront rencontrés directement au niveau de l'assises des fondations (Pnd1) tandis qu'à l'aval les terrains compacts sont observés à des profondeurs plus importantes (3,0 à 4,6 m/TA).

Dans ces contions une solution de fondations superficielles type semelles est envisageable pour la partie amont du bâtiment (zone verte ci-après) pour laquelle le faciès d'ancrage dans la formation 3 compacte est présent à faible profondeur, tandis qu'en partie aval du bâtiment (zone rouge ci-après) une solution de fondations superficielles avec approfondissements en gros béton sera à prévoir.

Compte tenu des approfondissements importants en partie aval du site, une solution de fondations semi-profondes type puits-longrines ancrées à environ 3,0 à 4,5 m/TA semble adaptée pour le secteur rouge). Il sera également possible d'envisager une solution de fondations superficielles sur renforcement de sol par inclusions rigides ancrées dans le faciès compact (formation 3).

De manière similaire au bâtiment, les ombrières (zone en jaune ci -après) semelles superficielles classiques approfondies en gros béton ou une solution de fondations semi-profondes type puits. Compte tenu de la profondeur importante du faciès compact dans le secteur des ombrières à l'Est ainsi que les charges verticales prévisionnelles relativement faibles comparés aux efforts en pied d'ombrière, il ne sera pas nécessaire d'approfondir les puits des ombrières dans le faciès compact. La profondeur d'ancrage des puits des ombrières sera dans ces conditions dimensionnée vis-à-vis de la stabilité au glissement et au basculement.



4.3.2. Solution de fondations superficielles avec approfondissements en gros béton (zones verte, rouge et jaunes)

SEMELLES SUPERFICIELLES

Type de fondation	Fondations superficielles de type semelles filantes et/ou isolées en béton armé		
Profondeur minimale	0,8 m minimum par rapport au terrain fini pour la garde hors-gel - Approfondissement en gros béton au-delà de tous remblais de la formation 1 et terrains peu compacts de la formation 2.		
Faciès d'assise	Formation 3 (Estimation du toit du faciès <u>hors ancrage</u> des fondations au § 3-3 et sur le plan des sondages en annexe)		
Ancrage minimal des fondations	0,2 m dans le faciès d'assise		
États Limites	Rupture	ELU	ELS
Facteurs partiels	$\gamma_{r,v} = 1,0$ $\gamma_{rd,v} = 1,0$	$\gamma_{r,v} = 1,4$ $\gamma_{rd,v} = 1,2$	$\gamma_{r,v} = 2,3$ $\gamma_{rd,v} = 1,2$
Contrainte de calcul : $\frac{R_{vd}}{A' \cdot i_\delta \cdot i_\beta}$ [MPa]	1,104	0,657	0,4
Angle de frottement d'interface fondation/terrain $\delta_{a,k}$	$\delta_{a,k} = \phi'$ si coulé pleine fouille $\delta_{a,k} = 2/3 \phi'$ si fondation préfabriquée $\phi' = 33^\circ$		

R_{vd} : valeur de calcul de la résistance verticale du terrain sous la fondation

A' : surface de sol comprimée sous la fondation

i_δ : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement (1,0 si charge verticale)

i_β : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus (1,0 si la fondation est suffisamment éloignée d'un talus > 8 B, B : largeur de la fondation).

R_0 : poids du volume de sol occupé par la fondation ($R_0 = 0$ par simplification et sécurité)

Le dimensionnement des fondations sera à réaliser conformément aux Eurocodes (Eurocode 7 « Géotechnique » et Eurocode 8 « Sismique ») et à la norme d'application nationale de justification des fondations superficielles NF P 94-261. Les fondations seront à justifier vis-à-vis du poinçonnement, du glissement et de l'excentrement sous les différentes combinaisons de charges ELS et ELU.

Des variations latérales des faciès et des profondeurs variables du faciès d'assise sous les terrains de couverture (terre végétale, remblais de la formation 1, sables et limons de la formation 2, racines, souches, blocs > 500 mm, vestiges enterrés...) sont possibles par rapport aux prévisions des sondages. Dans tous les cas, ces matériaux devront être purgés et le rattrapage de niveau sera réalisé à l'aide de gros béton coulé pleine fouille. Un traitement analogue sera de rigueur en cas de rencontre en fond de fouille de tous faciès différents du faciès d'assise décrit ci-dessus.

Les fondations devront être coulées immédiatement après ouverture en pleine fouille sur un sol sain, non remanié, damé, non gelé et hors d'eau (avec mise en place d'un béton de propreté ou gros béton).

TASSEMENTS SOUS SEMELLES

D'après les hypothèses de descentes de charges considérées et la contrainte admissible par le sol indiquée précédemment, on obtient le tassement théorique suivant :

<i>Hypothèse de charge</i>	<i>Dimensions de semelle</i>	<i>Tassement absolu estimé</i>
<i>[kN]</i>	<i>[m]</i>	<i>[cm]</i>
1500	2,3 x 2,3	< 1,0

Sous réserve que les charges du projet restent inférieures ou égales aux hypothèses considérées et que la contrainte admissible du sol sous fondation ne soit pas dépassée, les tassements absolus sous semelles resteront inférieurs à un centimètre et au 1/500^{ème} en différentiel.

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

En cas de dénivelé entre fondations, une pente maximale de 2V/3H sera à respecter entre deux fondations voisines ou deux redans successifs (*règle NF P 94-261*).

La structure devra disposer de chaînages horizontaux et verticaux mis en œuvre dans les règles de l'art.

4.3.3. Solution de fondations semi-profondes (zones rouge et jaunes ci-avant)

PREAMBULE

Compte tenu des profondeurs importantes du faciès d'ancrage et des volumes de gros béton nécessaires, une solution de fondations semi-profondes type puits est envisageable.

METHODE DE JUSTIFICATION

Ces fondations devront être dimensionnées, exécutées et contrôlées suivant les normes NFP 94-261 et NFP 94-262 d'application des Eurocodes et l'Eurocode 7. Les paramètres de dimensionnement proposés ci-après ont été déterminés conformément aux normes NFP 94-261 et NFP 94-262.

Les fondations semi-profondes pourront être dimensionnées de manière similaire à des fondations superficielles (NFP 94-261) et en considérant un frottement le long du fut (NFP 94-262).

Ces puits seront ferrailés sur toute leur hauteur, avec un pourcentage au moins égal au minimum défini dans les règles en vigueur, et de façon à pouvoir reprendre les efforts horizontaux et les moments au sein de ceux-ci.

TYPE DE FONDATION

La technique de réalisation de ces fondations semi-profondes et les outils de forage devront être adaptées au contexte et à la géologie du site (remblais techniques, sables limoneux).

L'entreprise pourra réaliser à ses frais des investigations complémentaires pour s'assurer du type de fondation à mettre en œuvre et choisir ainsi l'outil adéquat. L'entreprise aura une obligation de résultats pour atteindre les profondeurs théoriques et surtout pour respecter les ancrages dans le terrain naturel et mettra tous les moyens nécessaires pour y arriver.

Il a été considéré dans la suite des fondations semi-profondes assimilables à une technique de pieux forés simple (classe 1, catégorie 1 au sens de la norme NFP 94-262).

L'entreprise, si elle le juge nécessaire ou opportun, pourra envisager une technique de fondation différente permettant d'atteindre les objectifs fixés pour reprendre les charges du projet.

PLATE-FORME DE TRAVAIL

Dans la suite, il a été considéré une hypothèse de plate-forme de travail calée au niveau du terrain actuel. Compte tenu de la présence au droit du site d'une plate-forme en remblais techniques (voiries, dallages...) cette dernière pourra être réutilisée.

MODELE GEOTECHNIQUE RETENU

Nous avons considéré le modèle géotechnique suivant :

<i>Formation</i>	<i>Prof. base</i>	<i>Pl*</i>	<i>Pf*</i>	<i>Em</i>	<i>α</i>	<i>ϕ</i>	<i>qsl</i>
	[m/TA]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[°]	[kPa]
F1 Remblais	0,60	1,0	0,6	10	1/3	35	0
F2 Terrains de couverture	3,50	0,7	0,4	4	2/3	28	38
F3 Terrains compacts	5,00	1,5	0,9	20	1/2	33	62

Conformément à l'annexe I de la NFP 94-262, il sera nécessaire lors du dimensionnement de prendre en compte d'une dégradation du module linéique horizontal du sol et de la valeur de palier en tête de la fondation semi-profonde sur une profondeur z_c égale à $2*B$ (B : diamètre de la fondation) par un facteur égal à $0,5*(1+z/z_c)$, compte tenu de la nature majoritairement cohérente des sols du site.

HYPOTHESES DE DESCENTES DE CHARGES ELS

Pour réaliser le prédimensionnement des fondations semi-profondes, nous avons considéré les hypothèses de charges à l'ELS suivantes :

Pour le bâtiment :

- un cas avec un effort vertical en compression de 1500 kN afin de vérifier les tassements et la portance (les efforts horizontaux et moments restants faibles en comparaison des efforts verticaux) ;

Pour les ombrières :

- pas descentes de charges connues à ce jour

Ces hypothèses devront nécessairement être validées par le bureau d'études structures.

ESTIMATIONS DES PROFONDEURS D'ANCRAGE

Pour le bâtiment des puits circulaires **descendus entre 3,0 et 4,5 m/TA** semblent envisageables.

Pour les ombrières et selon notre expérience, il pourrait s'agir de puits circulaires **descendus à 3,0 à 4,0 m/TA**.

JUSTIFICATION DES FONDATIONS

Pour la justification des fondations semi-profondes, les vérifications suivantes devront être effectuées :

1. Capacité portante

Il conviendra de vérifier que les efforts appliqués verticalement sont amissibles par le sol sous-jacent avec la relation suivante :

$$V_d - R_0 = \frac{A' q_{net}}{\gamma_{R,d}}$$

Avec :

- V_d : la valeur de calcul de la charge verticale transmise par la fondation superficielle au terrain ;
- R_0 : la valeur du poids de volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux ;
- A' : la surface comprimée de la fondation ;
- q_{net} : valeur de la contrainte associée à la résistance nette sous la fondation superficielle calculée selon une méthode de calcul appropriée ;
- $\gamma_{R,d}$: le facteur partiel à considérer, qui est égal à 2 à l'ELU en situation durable et transitoire.

2. Tassement

Il conviendra de vérifier que les tassements absolus sous fondation sont inférieurs à 1 cm.

3. Déplacements horizontaux

Il conviendra de vérifier que déplacements horizontaux de la fondation sont inférieurs à 1 cm.

4. Excentrement du chargement

Pour une fondation circulaire, il conviendra de vérifier les relations suivantes :

- A l'ELS caractéristique :

$$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{9}{16} = 56 \%$$

- A l'ELU en situation durable et transitoire :

$$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{3}{40} = 7,5 \%$$

Avec :

- e : l'excentrement de la charge ;

- B : le diamètre de la fondation.

Le pourcentage de surface comprimé est calculé à l'aide du module SEMIPROF du logiciel FOXTA.

5. Ferrailage

Les fondations semi-profondes seront ferrillées sur toute leur hauteur (armatures longitudinales et transversales), en respectant les dispositions minimales de l'Eurocode 2, et en tenant compte des descentes de charges finales du projet (efforts horizontaux, moments et moments d'excentrements).

6. Excentrement

Il conviendra d'ajouter à la descente de charge, pour chaque fondation, le moment induit du fait d'un excentrement de la valeur de la tolérance, soit 10 cm.

Le dimensionnement des fondations et leur ferrailage devra tenir compte du moment fléchissant engendré par l'excentrement des fondations par rapport à leur position théorique. La tolérance d'implantation au niveau du recépage est donc à intégrer dans le dimensionnement de chaque puits. Les ouvrages surmontant les fondations ne sont en effet pas conçus pour reprendre les efforts dus aux écarts d'implantation même si ces écarts restent inférieurs aux tolérances qui sont fixés à 10 cm.

ESSAIS ET CONTROLES

- Essais d'étalonnage :

Des forages d'étalonnage devront être réalisés au démarrage du chantier, afin de vérifier le modèle géotechnique considéré dans le dimensionnement des fondations semi-profondes.

- Enregistrements de paramètres ou fiche de forage :

Les fondations devront être réalisées avec enregistrements des paramètres de forage ou fiche de forage avec coupe géologique. Ces enregistrements/fiches devront être visualisables en temps réel sur la machine et consultables sur le chantier.

Au démarrage du chantier, des essais d'étalonnage seront à réaliser à côté d'un sondage de référence pour corréler les enregistrements de paramètres de la machine avec les résistances mesurées au droit des sondages. Il conviendra de vérifier notamment la nature et la compacité des terrains d'assise des puits par rapport aux hypothèses, des approfondissements pourront s'avérer nécessaires par rapport aux longueurs théoriques (à adapter en mission G3/G4).

- Essais de contrôle sur éprouvettes béton :

Il sera nécessaire de réaliser des essais de compressions sur éprouvettes béton répartis sur des livraisons différentes, avec contrôle des 3 premières toupies (1 série de 6 essais à 7j et 28j tous les 100 m3 de béton).

- Essais de contrôle sur béton livré :

Il sera nécessaire de réaliser des essais dits de Slump sur une livraison sur 2 (affaissement de 19 cm $\pm$ 2 cm).

○ Excentrements :

Les excentrements des fondations dans le plan de recépage ne devront pas excéder 10 cm. Au-dessus de cet excentrement, l'entreprise de fondation devra apporter une solution palliative.

4.3.4. Ancrage des fondations

Les fondations seront descendues au minimum à 0,8 m/TF (cote hors-gel) tout en respectant un ancrage homogène dans la formation 3 compacte. Au droit de nos sondages et d'après les données topographiques à notre disposition, les estimations des profondeurs d'ancrage sont données dans le tableau ci-dessous.

Remarques :

- Nous avons considéré la hauteur de la fondation égale à différence entre le niveau $\pm 0,00$ du bâtiment (à la cote 321,19 m NGF) et la profondeur d'ancrage des fondations.
- Pour les ombrières, la profondeur d'ancrage des puits sera dimensionnée vis-à-vis des moments et efforts en traction, dans ces conditions il ne sera pas nécessaire de rechercher un ancrage dans un faciès compact spécifique en profondeur.

Sondage	Cote sondage	Prof. formation ancrage	Cote formation d'ancrage + 20 cm	Profondeur par rapport au niveau $\pm 0,00$
-	[m NGF]	[m/TA]	[m NGF]	[m]
PM1	321,2	1,4	319,6	-1,7
PM2	322,1	2,4	319,5	-1,8
Pnd1	324,9	2,0	322,7	1,4
Pnd2	322,9	2,6	320,1	-1,2
Pnd5	321,3	3,6	317,5	-3,8
Pnd6	322,0	4,0	317,8	-3,5
St1	321,2	1,2	319,8	-1,5
St2	321,1	3,0	317,9	-3,4
St3	321,0	3,0	317,8	-3,5
SP1	321,1	2,0	318,9	-2,4
SP2	321,1	3,4	317,5	-3,8

En vert les sondages situées dans la zone du bâtiment pour laquelle une solution de fondations par semelles superficielles est envisagée, et en rouge les sondages situés dans la zone où des fondations avec approfondissements en gros béton ou semi-profondes seront mises en œuvre.

Compte tenu de la profondeur des fondations, la mise en œuvre d'un blindage pourra être nécessaire. La surconsommation de béton coulé pleine fouille due aux hors profils sera à prévoir par rapport au

volume théorique. En cas d'arrivée d'eau, le tubage des puits serait nécessaire avec coulage au tube plongeur depuis le bas.

Dans cette optique, pour visualiser les fonds de fouilles de fondations, nous conseillons au Maître d'Ouvrage de faire réaliser un complément de mission de visite des fonds de fouilles (mission G4 ou G5) afin de s'assurer que les fondations intéressent bien les faciès préconisés.

4.4. Traitement des niveaux bas

L'hypothèse retenue est une charge uniformément répartie (C.U.R au sens du DTU 13.3) de **10 à 20 kN/m²**. Cette hypothèse devra nécessairement être validée par le bureau d'études structures.

Compte tenu de la nature prévisible des terrains d'assise sous dallage et de la surcharge considérée, un dallage sur terre-plein est envisageable.

Conformément au DTU 13.3 dallage, les dallages sur terre-plein seront mis en place sur un sol support qui doit satisfaire aux critères de portance et de granulométrie définis au § A.2.2.1.1 de l'annexe A du DTU 13.3 Dallage.

Pour un dallage industriel, il revient au Maître d'Ouvrage (assisté par sa Maîtrise d'œuvre le cas échéant) de renseigner les cas de charges sur dallage selon l'annexe B du DTU 13.3.

Le projet d'une emprise supérieure au bâtiment précédent sera amené à créer des dallages au droit de zones pour lesquelles les terrains prévisibles sous dallage concernent la formation 2. Ces terrains (formation 2) ne répondent pas aux critères du DTU 13.3. Il sera donc nécessaire de prévoir la mise en œuvre d'une couche de forme dans ces zones. Les préconisations pour les couches de formes (épaisseurs prévisibles, mise en œuvre) sont présentées au § 4-5.

Dans les cas où la plate-forme est existante, elle sera réutilisable après purge/écrémage, recompactage et apport de matériaux (GTR D31) si nécessaire.

Les modules de réaction du sol notés E_s (modules à long terme) à considérer au sens du **DTU 13.3** sont donnés ci-après.

Couches de sol	Module E_s
-	[MPa]
Couche de forme D ₃₁ ou formation 1 recompactée (ép 0,7 m)	45
Formation 2 (ép ~ 3,0 m)	3
Formation 3 (ép ~ 3,0 m)	20
Formation 3 profonde (ép ~ 5,0 m)	30

* Les profondeurs des différentes formations sont données au § 3-3

4.5. Couche de forme et remblais techniques

Des couches de forme seront nécessaires sous les voiries des parkings et sous le dallage du bâtiment. Compte tenu de la présence d'une plate-forme en remblais existante sur la quasi-totalité du site et notamment au droit des ouvrages qui seront démolis (bâtiment et parkings), cette plate-forme pourra à priori être réutilisée après purge et décroustage des zones décomprimées. Des essais de chargement à la plaque seront ensuite réalisés pour contrôler la portance de la plate-forme ainsi que des essais en laboratoire pour vérifier la granulométrie.

Si des zones ne satisfassent par ces critères, des purges substitutions seraient à prévoir. Les complexes de couches de forme proposés ci-dessous ne sont que des estimations basées sur les données en notre possession à ce stade du projet et seront à adapter en phase chantier selon les conditions d'exécution, les matériaux utilisés, et les hétérogénéités du fond de terrassement. Il s'agit là de donner une prévision qui suppose la réalisation des travaux dans les règles de l'art dans des conditions météorologiques favorables (temps non pluvieux). Seuls les critères de portance sont à considérer comme obligation de résultats et il appartient à l'entreprise de mettre en œuvre des matériaux et épaisseurs adaptés afin de les respecter.

D'après le DTU 13.3 Dallage, les critères de portance à respecter à minima sont un $EV_2 \geq 50$ MPa pour une C.U.R inférieure ou égale à 20 kN/m^2 .

Des essais de chargement à la plaque pourront être réalisés pour préciser les épaisseurs réellement à mettre en œuvre, avant le démarrage des travaux.

PREVISIONS DES COMPLEXES DE COUCHE DE FORME

	Dallage bâtiment et Voirie PF2
Critères à atteindre	$K_w > 50 \text{ MPa/m}$ - $EV_2 > 50 \text{ MPa}$ - $EV_2/EV_1 < 2,2$
Essais de contrôle	Essais de chargement à la plaque 1 unité/300m ² - Minimum 2
Exemple de matériaux de couche de forme	GTR D ₃₁ 0/80 mm bien étagé, < 12 % de fines, VBS < 0,1 Naturels et drainants insensibles à l'eau ($E_y > 120 \text{ MPa}$)
Hypothèses des caractéristiques du fond de forme	Formation 2 – Sable limoneux $EV_{2FF} \approx 8 \text{ MPa}$ ⁽¹⁾ par corrélation à partir d'essais in-situ
Complexe de couche de forme estimée pour atteindre les critères de portance	Géotextile anti contaminant (classe 5) + 70 cm de couche de forme

(1) Le fond de forme étant sensible à l'eau, sa portance (valeur de EV_{2FF}) peut rapidement chuter si sa teneur en eau augmente (venues d'eau souterraines, zones plus humides, précipitations...) nécessitant la réalisation de purges/substitutions ou d'un cloutage éventuellement associé à un réseau de tranchées drainantes pour assainir le fond de terrassement.

CONDITIONS DE MISE EN ŒUVRE / PHASAGE

Les plates-formes devront être réalisées en respectant les recommandations du guide technique SETRA LCPC (1992) et les dispositions constructives et phasage suivants :

- Cas général :
 - Purge en totalité de la terre végétale, des racines, des souches, des vestiges d'ouvrages, des remblais évolutifs et décaissement à l'avancement à la pelle rétro au godet de curage sans dent jusqu'à la cote de fond de terrassement ;
 - Décroubage des enrobés et purge des dallage, puis écrémage des épaisseurs de plates-formes décomprimées ;
 - Compactage du fond de terrassement ;
 - Vérification de la portance par essais de chargement à la plaque ;
 - Si validation du critère de portance : $EV_2 \geq 50$ MPa et granulométrie (GTR D31) :
 - Mise en place d'un complément de couche de forme jusqu'à l'arase prévue ;
 - Couche de réglage.
 - Si non validation du critère de portance : $EV_2 < 50$ MPa ou granulométrie (et zones pour lesquelles une plate-forme en remblais techniques n'est pas existante) :
 - Purge des tous les remblais jusqu'à -0,7 m par rapport à l'arase sous dallage/voirie prévue ;
 - Terrassement et compactage primaire du sol d'assise sans vibrer et en évitant la circulation des engins pour ne pas provoquer de remaniement ;
 - Purge / substitution ou cloutage des zones peu portantes présentes en fond de terrassement, jusqu'à obtenir une portance EV_{2FF} au moins égale aux hypothèses considérées plus haut ;
 - Mise en place d'un géotextile anti contaminant à l'avancement ;
 - Mise en œuvre de la couche de forme soigneusement compactée à l'avancement selon les règles en vigueur, par couches de 0,3 m au maximum ;
 - Vérification du compactage ($EV_2 \geq 50$ MPa) ;
 - Couche de réglage.

4.6. Risques de déformation des terrains

SOUS DALLAGE

Sous réserve d'une bonne exécution de la plate-forme sous dallage et des remblais, les tassements absolus prévisibles sous dallage seront de l'ordre d'un à deux centimètres. Notamment entre l'amont et l'aval du site (variation de l'épaisseur des terrains compressibles de la formation 2), avec des tassements d'environ 1,0 cm en partie Sud-Ouest et d'environ 2,0 cm en partie Nord-Est.

4.7. Protection vis-à-vis de l'eau

Même si aucune venue d'eau n'a été observée, le site est prédisposé à recevoir des eaux de ruissellement et des écoulements souterrains qui pourraient recouper l'emprise du projet et notamment la façade Sud-Ouest en pied de pente.

GESTION DES EAUX EN PHASE DEFINITIVE - DRAINAGE

Compte tenu de la faible perméabilité des terrains en place (limon), de la pente du terrain et du projet comportant des parties enterrées, un système de drainage vertical soigné (géocomposite de protection et de drainage de type ENKADRAIN® ou équivalent, ou protection de type Delta MS® et remblai drainant 20/60 mm), efficace et pérenne, sera à prévoir au niveau des parties enterrées (façade Sud-Ouest).

Un drainage devra être réalisé conformément au DTU 20.1 avec des drains de type autoroutier, résistants et crépinés aux deux tiers, emballés de graviers dans une chaussette géotextile et des regards visitables aux changements de direction.

On recherchera à aménager les abords immédiats des ouvrages pour diriger les eaux vers l'extérieur en dehors de l'emprise des ouvrages.

En pied de pente, il est recommandé de réaliser un massif drainant épais de type 20/60 mm sur au minimum 1,0 m de largeur et d'aménager une forme de noue pour piéger les eaux de ruissellement avec une contre pente contre le mur du bâtiment. L'ouvrage devra être soigneusement entretenu et nettoyé (feuilles...).

MURS ENTERRES – ETANCHEITE

La façade Sud-Ouest étant enterrée, il sera nécessaire prévoir un dispositif d'étanchéité contre les murs enterrés.

Dans tous les cas, il incombera à l'équipe en charge du projet (maîtrise d'œuvre / maîtrise d'ouvrage) de choisir, les systèmes d'étanchéité (imperméabilisation, membrane d'étanchéité...) s'appuyant sur le DTU 20.1, en fonction de la destination des locaux enterrés et des objectifs souhaités en termes de protection.

On veillera à réaliser une arase étanche conforme au DTU 20.1 (15 cm minimum au-dessus du sol extérieur).

GESTION DES EAUX EN PHASE PROVISoire – POMPAGE

Des précautions d'usage seront à respecter pour conserver le fond de terrassement de nature limoneuse, sensible à l'eau :

- Réaliser les travaux en période sèche, non pluvieuse, et à l'avancement ;
- Régler le fond de terrassement de manière à permettre une évacuation gravitaire des eaux ;
- Protéger le fond de fouille en cas d'intempéries : les surfaces devront être réglées et fermées avant l'arrivée des intempéries ;
- Protéger les talus avec des bâches imperméables résistantes correctement fixées et des éperons drainants en cas de venues d'eau ;
- Réaliser des cunettes de collectes ou des tranchées drainantes en pied de talus pour évacuer les eaux en dehors de l'emprise du projet ;
- En cas de venue d'eau, aucune stagnation ne sera tolérée et la mise en place d'un dispositif de drainage (tranchées drainantes descendues au moins 0,5 m sous le fond de terrassement et puisards) et évacuation gravitaire ou d'un système de pompage si nécessaire sera à prévoir. Si de l'eau a stagné sur le fond de terrassement, les épaisseurs de plate-forme et contraintes de calculs données dans ce rapport pourront ne plus être valables.

4.8. Terrassement - Talutage - Soutènement

TERRASSEMENT – DEMOLITION – DEVOIEMENT RESEAUX

Le bâtiment et les parkings présents sur le site seront démolis pour les besoins du projet.

Tous les vestiges d'ouvrages existants ou gros blocs présents sur le site devront être purgés en totalité. Le remblaiement de ces purges devra être réalisé avec des matériaux drainants et naturels insensibles à l'eau de type GTR D₃₁ soigneusement compactés à 98,5 % de l'OPN (qualité q₃). Des essais pénétrométriques et des essais de chargement à la plaque seront à prévoir pour vérifier la bonne compacité de ces remblaiements.

Les réseaux recoupant l'emprise des terrassements du projet ou se situant à proximité immédiate devront être préalablement purgés ou déviés.

Les travaux de terrassement seront réalisés en période sèche, non pluvieuse et devraient pouvoir s'effectuer en totalité à l'aide d'une pelle mécanique puissante. Quoi qu'il en soit, les moyens devront être adaptés à la géologie constatée.

REMBLAIEMENT

Les différents remblaiements devront être mis en œuvre en respectant les recommandations du guide technique SETRA LCPC (GTR 1992) avec un compactage à 95 % de l'OPN pour une qualité remblai (q₄) et 98,5 % de l'Optimum Proctor pour une qualité couche de forme (q₃).

POUSSEE DES TERRES

Pour les calculs des murs enterrés faisant soutènement (murs en béton banché armé de la façade Sud-Ouest), on retiendra les paramètres suivants pour la poussée des terres :

<i>Faciès</i>	ϕ'	$c' (LT)^*$	γ
	[°]	[kPa]	[kN/m ³]
Formation 2	28	0	20
Formation 3	33	0	20

* Cohésion à long terme (LT) négligée par sécurité.

A court terme, une cohésion de 5 kPa pourra être prise dans la formation 2.

En présence d'une pente amont d'angle β , le coefficient k_0 sera déterminé selon l'expression empirique suivante : $k_0(\beta) = k_0(0^\circ) \times (1 + \sin \beta)$.

TALUS

En l'absence de problèmes d'emprise vis-à-vis des limites de propriétés, des avoisinants, des réseaux, et sous réserve que le fond de terrassement se situe au-dessus d'arrivées d'eau, un terrassement par talutage est envisageable.

Phase	Pente max.	Hauteur max.
Provisoire (< 3 mois)	1V/1H (45°)	3,0 m
Définitive	2V/3H (33°)	2,0 m

IMPORTANT : Les pentes de talus données ci-dessus devront être adaptées en phase chantier. Dans cette optique, une mission de suivi des terrassements pourra nous être confiée (mission de type G4, cf. norme NF P 94-500).

Si des talus provisoires de plus grande hauteur ou de pente plus raide sont envisagés, ils nécessiteront une étude spécifique justifiant leur stabilité.

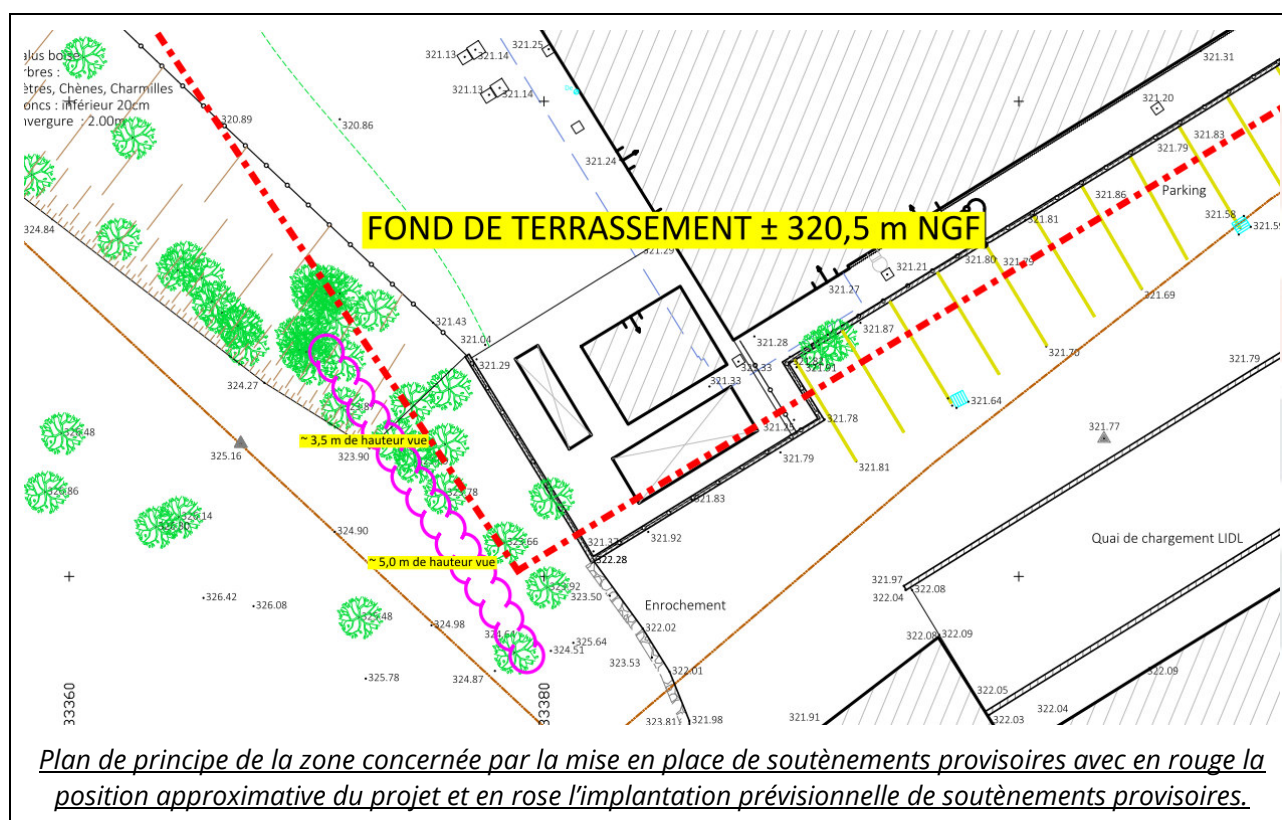
On évitera toute surcharge en crête de talus (voirie, remblais, grue...). En cas de signe d'instabilité, on devra pouvoir avoir un recul suffisant vis-à-vis de la limite de propriété (avoisinant, route, réseaux...) pour abaisser la pente des talus, ou mettre en œuvre des solutions de confortement.

Les talus provisoires devront être protégés par des bâches imperméables et résistantes correctement fixées ou par des éperons drainants ou masques drainants en cas d'arrivées d'eau.

Les talus définitifs devront être revégétalisés afin d'être protégés contre l'érosion superficielle. Si des talus définitifs de plus grande hauteur ou de pente plus raide sont envisagés, ils nécessiteront une étude spécifique justifiant leur stabilité.

SOUTÈNEMENT

Si le manque d'emprise ne permet pas de respecter les pentes de talutage indiquées ci-avant, ce qui devrait être le cas à l'angle Sud du bâtiment, des soutènements provisoires devront être réalisés.



En première approche, il pourrait s'agir d'un murs poids en blocs empilables (type FAMY® ou TITAN®) ou en gabions. En outre, un récolement préalable des ouvrages (constructions, réseaux...) situés au niveau des limites de propriété concernées sera nécessaire. Les déformations admissibles par ceux-ci devront être clairement définies.

Le cas échéant, le dimensionnement des soutènements nécessaires devra être réalisé dans le cadre d'une mission géotechnique G2 PRO complémentaire ou en phase EXE (mission G3).

STABILITE DE SITE ET TRAVAUX V.R.D

Tout site présente un état de stabilité lors de la réalisation de nos sondages et essais. Toute création de talus et /ou de remblaiement, peut remettre en cause l'état de stabilité d'un site par rapport à son état avant travaux, en particulier pour les terrains en pente.

Ainsi, suite à la réalisation de la présente étude, dans le cadre de la conception et de la réalisation des travaux de terrassement ou d'aménagements paysagers, on devra intégrer l'impact de ces travaux sur la sensibilité du site vis à vis de son état de stabilité.

Par conséquent, tout aménagement du site, non étudié dans le cadre de la présente étude, devra faire l'objet d'une réflexion et de l'avis de notre bureau d'étude, avec le cas échéant la réalisation d'une étude spécifique d'impact de ces aménagements sur la stabilité du site et des avoisinants.



5. Remarques et suggestions particulières – Aléas et incertitudes

Tout changement, concernant le plan de masse et/ou les caractéristiques du projet, devra nous être signalé. En effet toutes modifications pourraient influencer les solutions retenues et il pourrait alors être nécessaire de revoir tout ou partie de nos conclusions. Cette réflexion est notamment valable au cas où les descentes de charges du projet seraient supérieures à nos hypothèses. Les résultats sont valables uniquement au droit de nos sondages, en effet, des variations latérales sont toujours possibles.

Le présent rapport et ses annexes constituent un tout indissociable. La mauvaise utilisation qui pourrait être faite d'une communication ou reproduction partielle sans l'accord écrit de la société EG SOL *Dauphiné Savoie*, ne saurait engager sa responsabilité.

Le présent rapport de type « G2 PRO » rentre dans le cadre de l'enchaînement des missions géotechniques types décrit dans la norme NFP 94-500. Nous restons à la disposition du Maître d'ouvrage pour assurer des missions de type DCE/ACT, G4 et G5 en concordance avec la norme NFP 94-500 jointe en annexe applicable depuis novembre 2013.

En particulier, au stade actuel de l'information sur l'ingénierie géotechnique du chantier, il reste des points à préciser et ce dans le cadre de l'enchaînement des missions géotechniques :

- L'assistance aux contrats de travaux (aide à la réalisation des pièces écrites du DCE du lot fondations semi-profondes) et le choix de l'entreprise (missions G2 DCE/ACT) ;
- Le dimensionnement des fondations une fois la définition des descentes de charges réelles ;
- La gestion des talutages côté amont ;
- Le suivi des travaux de fondations et la réception des plates-formes ;
- Les volumes des rattrapages en gros béton sous fondations, le cas échéant ;
- La gestion des eaux en phase provisoire et définitive.

L'Ingénieur Chargé d'affaire ,

Victor COUPILLAUD



Contrôle Interne,

Steven DURAND


SE

ANNEXES

EXTRAIT DE LA NORME NF P 94-500 REVISEE EN 2013

PLAN DE SITUATION

PLAN D'IMPLANTATION DES RECONNAISSANCES

COUPES DES PUIITS A LA PELLE

DIAGRAMMES DES ESSAIS PENETROMETRIQUES

LITHOLOGIE ET DIAGRAMMES DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

PROCÈS-VERBAL DES ESSAIS DE LABORATOIRE



EXTRAIT DE LA NORME NF P 94-500 REVISEE EN 2013

Tableau 1 — Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique (GN) et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau de management des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
Étape 1 : Étude géotechnique préalable (G1)		Étude géotechnique préalable (G1) Phase Étude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Étude préliminaire, esquisse, APS	Étude géotechnique préalable (G1) Phase Principes Généraux de Construction (PGC)		Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités du site	Première identification des risques pour les futurs ouvrages	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : Étude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Avant-projet (AVP)		Définition et comparaison des solutions envisageables pour le projet	Mesures préventives pour la réduction des risques identifiés, mesures correctives pour les risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance	Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	PRO	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet		Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	DCE/ACT	Étude géotechnique de conception (G2) Phase DCE / ACT		Consultation sur le projet de base / Choix de l'entreprise et mise au point du contrat de travaux		
Étape 3 : Études géotechniques de réalisation (G3/G4)		À la charge de l'entreprise	À la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Étude (en interaction avec la phase Suivi)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision de l'étude géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision du suivi)	Étude d'exécution conforme aux exigences du projet, avec maîtrise de la qualité, du délai et du coût	Identification des risques résiduels, mesures correctives, contrôle du management des risques résiduels (réalité des actions, vigilance, mémorisation, capitalisation des retours d'expérience)	Fonction des méthodes de construction et des adaptations proposées si des risques identifiés surviennent
	DET/AOR	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Suivi (en interaction avec la phase Étude)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision du suivi géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision de l'étude)	Exécution des travaux en toute sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage		Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux
À toute étape d'un projet ou sur un ouvrage existant	Diagnostic	Diagnostic géotechnique (G5)		Influence d'un élément géotechnique spécifique sur le projet ou sur l'ouvrage existant	Influence de cet élément géotechnique sur les risques géotechniques identifiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié

Tableau 2 — Classification des missions d'ingénierie géotechnique

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacune de ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

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

Phase Étude de Site (ES)

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

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

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

Phase Avant-projet (AVP)

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

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

Phase Projet (PRO)

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

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

Phase DCE / ACT

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

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

Tableau 2 — Classification des missions d'ingénierie géotechnique (suite)**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.

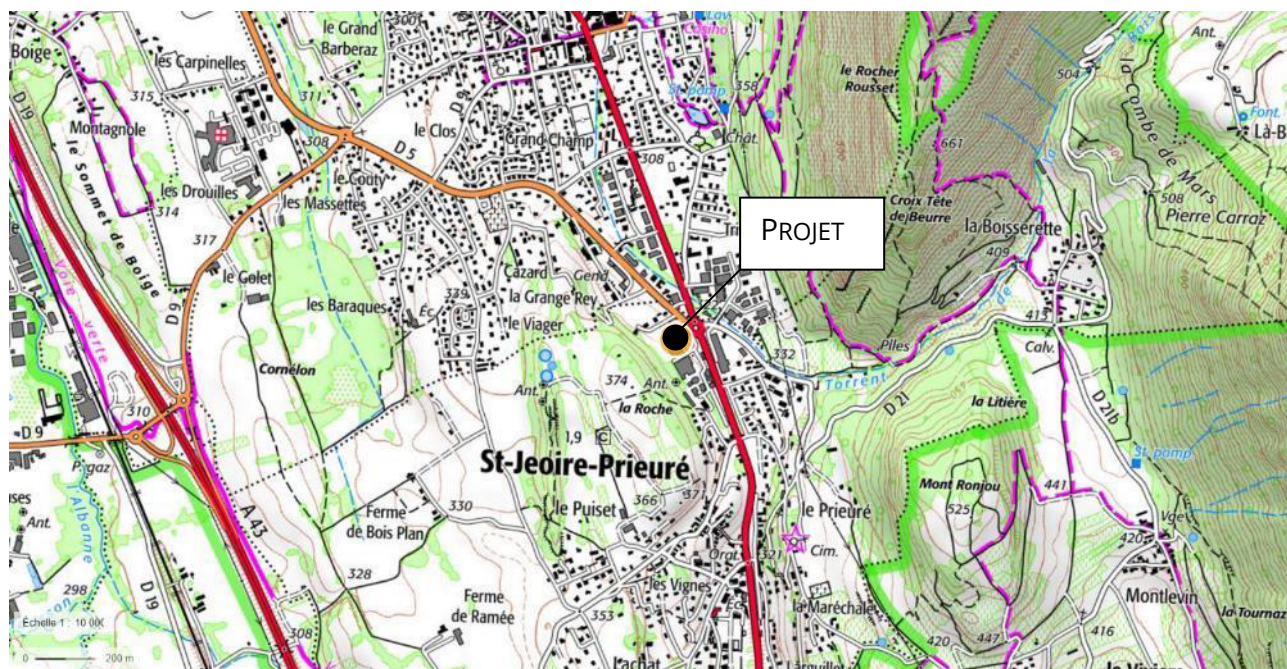
DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

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).

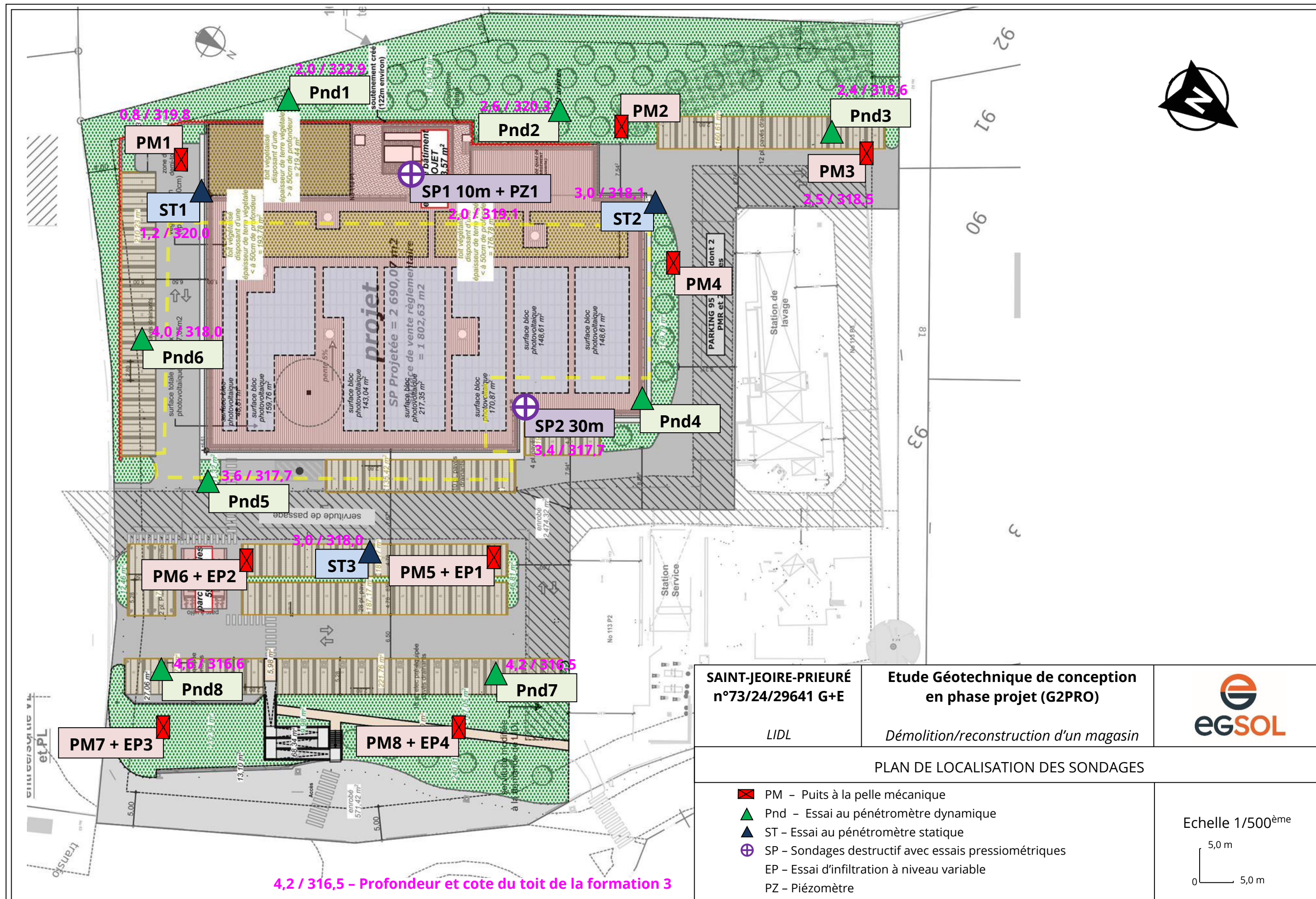
PLAN DE SITUATION

SAINT-JEOIRE-PRIEURÉ (73 - SAVOIE)



PLAN D'IMPLANTATION DES RECONNAISSANCES





COUPES DES PUIITS A LA PELLE

Date : 09/01/2025

PM1

<i>Epaisseurs</i>	<i>Cote du toit de couche</i>	<i>Profondeurs</i>	<i>Description lithologique</i>
<i>[m]</i>	<i>[m NGF]</i>	<i>[m]</i>	
0,1	321,2	0,0 à 0,1	Ancien enrobé
0,8	321,1	0,1 à 0,8	Galets, graves et sable gris foncé (remblais)
0,6	320,4	0,8 à 1,4	Limons sableux gris/beige, très raide
0,2	319,8	1,4 à 1,6	Limons gris foncé très raide
Fin du sondage	319,6		

Remarques : Aucune venue d'eau observée

Tenue des parois moyenne dans les remblais et bonne dans les limons



Sondage PM1

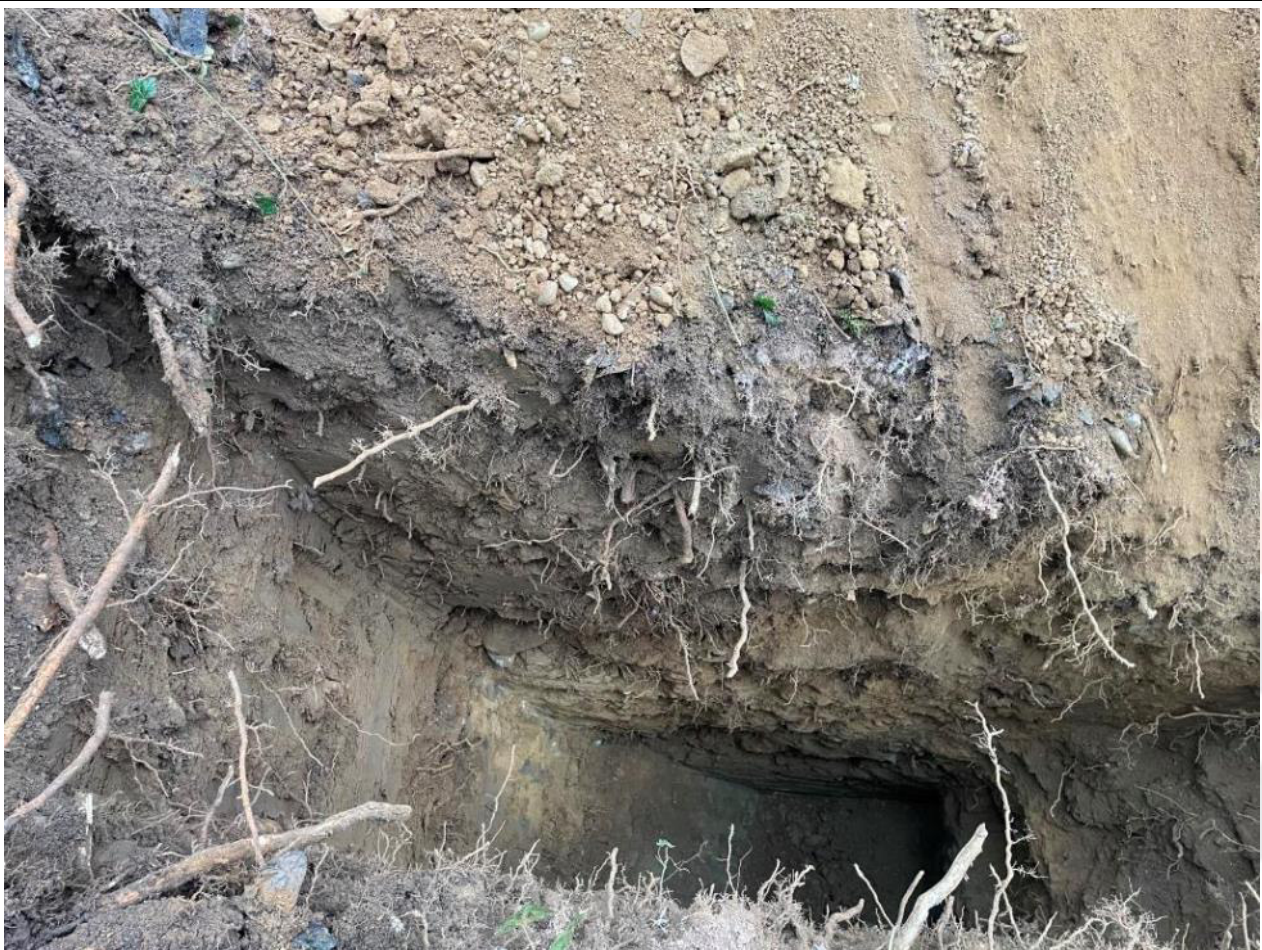
Date : 09/01/2025

PM2

<i>Epaisseurs</i>	<i>Cote du toit de couche</i>	<i>Profondeurs</i>	<i>Description lithologique</i>
<i>[m]</i>	<i>[m NGF]</i>	<i>[m]</i>	
0,3	322,1	0,0 à 0,3	Couverture végétale à racines
0,9	321,8	0,3 à 1,2	Limons sableux et graveleux marron, racines
1,2	320,9	1,2 à 2,4	Sable fin limoneux ocre à nombreux blocs et graves
0,7	319,7	2,4 à 3,1	Sable gris/beige légèrement limoneux avec quelques graves, de plus en plus raide en profondeur
Fin du sondage	319,0		

Remarques : Aucune venue d'eau observée

Bonne tenue des parois

Sondage PM2

Date : 09/01/2025

PM3

<i>Epaisseurs</i>	<i>Cote du toit de couche</i>	<i>Profondeurs</i>	<i>Description lithologique</i>
<i>[m]</i>	<i>[m NGF]</i>	<i>[m]</i>	
1,2	321,0	0,0 à 1,2	Enrobé sur galets, graves et sable gris (couche de forme)
1,3	319,8	1,2 à 2,5	Sable graveleux beige/jaunâtre légèrement limoneux
0,4	318,5	2,5 à 2,9	Galets, graves et sable grossier gris, légèrement humide
Fin du sondage	318,1		

Remarques : Aucune venue d'eau observée

Bonne tenue des parois

Sondage PM3

Date : 09/01/2025

PM4

<i>Epaisseurs</i>	<i>Cote du toit de couche</i>	<i>Profondeurs</i>	<i>Description lithologique</i>
[m]	[m NGF]	[m]	
0,1	321,2	0,0 à 0,1	Enrobé
2,2	321,1	0,1 à 2,3	Galets, graves et sable légèrement limoneux gris (remblais)
0,2	318,9	2,3 à 2,5	Limons et sable fin gris/vert, raide
Fin du sondage	318,7		

Remarques : Aucune venue d'eau observée

Bonne tenue des parois

Sondage PM4

Date : 09/01/2025

PM5

<i>Epaisseurs</i>	<i>Cote du toit de couche</i>	<i>Profondeurs</i>	<i>Description lithologique</i>
<i>[m]</i>	<i>[m NGF]</i>	<i>[m]</i>	
0,1	320,8	0,0 à 0,1	Enrobé
0,6	320,7	0,1 à 0,7	Galets, graves et sable gris (couche de forme)
0,5	320,1	0,7 à 1,2	Limons et sable fin gris foncé
1,1	319,6	1,2 à 2,3	Limons sableux légèrement argileux marron à quelques graves
Fin du sondage	318,5		

Remarques : Aucune venue d'eau observée

Bonne tenue des parois

Test d'infiltration EP1 à 2,3 m/TA

Sondage PM5

Date : 09/01/2025

PM6

<i>Epaisseurs</i>	<i>Cote du toit de couche</i>	<i>Profondeurs</i>	<i>Description lithologique</i>
<i>[m]</i>	<i>[m NGF]</i>	<i>[m]</i>	
0,1	321,1	0,0 à 0,1	Enrobé
0,5	321,0	0,1 à 0,6	Galets, graves et sable gris (couche de forme)
0,3	320,5	0,6 à 0,9	Limons et sable fin gris foncé
1,6	320,2	0,9 à 2,5	Limons sableux légèrement argileux marron, rares graves
Fin du sondage	318,6		

Remarques : Aucune venue d'eau observée

Bonne tenue des parois

Test d'infiltration EP2 à 0,8 m/TA

Sondage PM6

Date : 09/01/2025

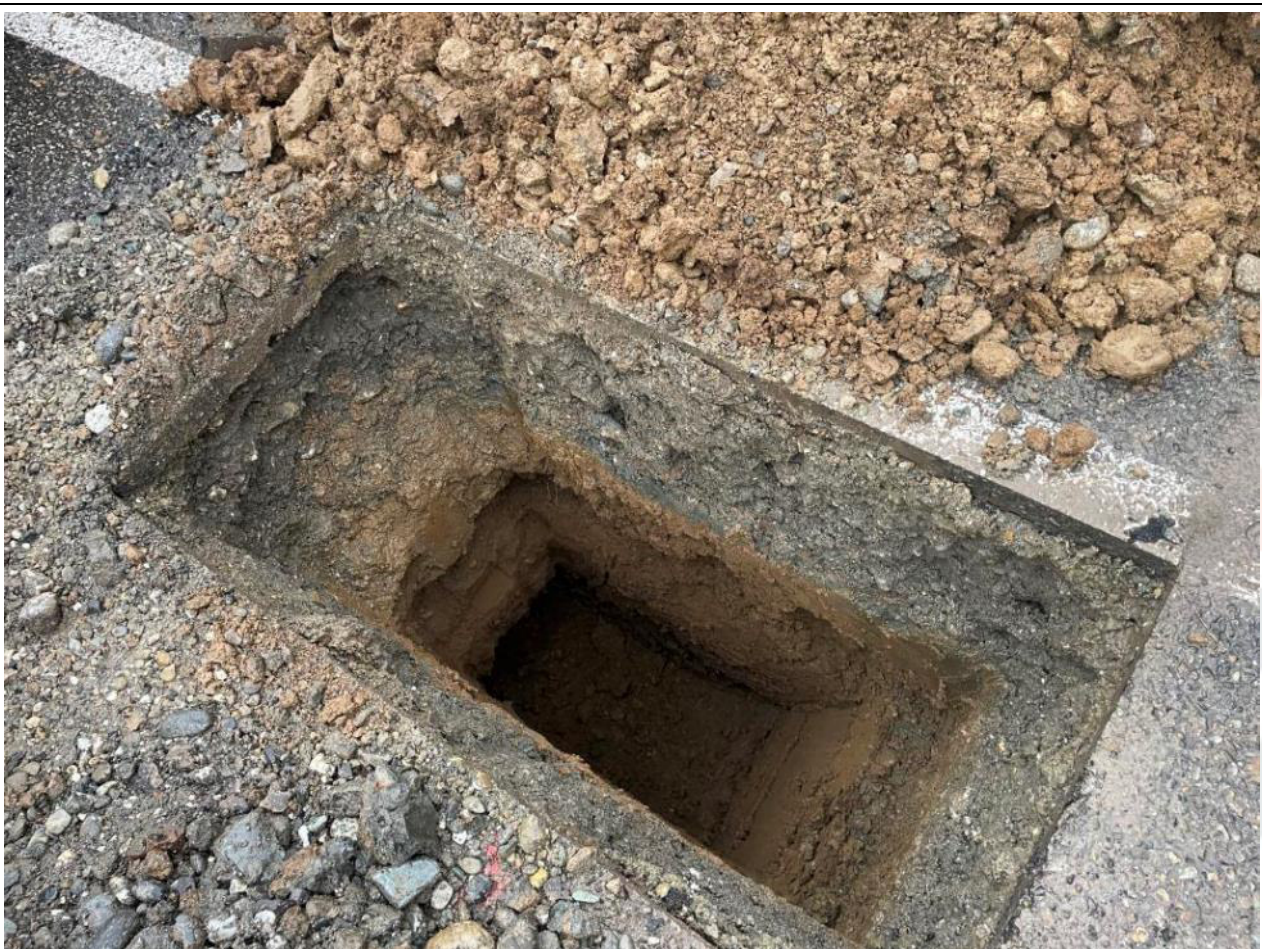
PM7

<i>Epaisseurs</i>	<i>Cote du toit de couche</i>	<i>Profondeurs</i>	<i>Description lithologique</i>
<i>[m]</i>	<i>[m NGF]</i>	<i>[m]</i>	
0,1	321,3	0,0 à 0,1	Enrobé
0,4	321,2	0,1 à 0,5	Galets, graves et sable gris (couche de forme)
1,9	320,8	0,5 à 2,4	Limons sableux et graveleux marron
Fin du sondage	318,9		

Remarques : Aucune venue d'eau observée

Bonne tenue des parois

Test d'infiltration EP3 à 1,1 m/TA

Sondage PM7

Date : 09/01/2025

PM8

<i>Epaisseurs</i>	<i>Cote du toit de couche</i>	<i>Profondeurs</i>	<i>Description lithologique</i>
<i>[m]</i>	<i>[m NGF]</i>	<i>[m]</i>	
0,1	320,9	0,0 à 0,1	Enrobé
0,5	320,8	0,1 à 0,6	Galets, graves et sable beige (couche de forme)
1,8	320,3	0,6 à 2,4	Limons sableux légèrement argileux marron, rares graves
Fin du sondage	318,5		

Remarques : Aucune venue d'eau observée

Bonne tenue des parois

Test d'infiltration EP4 à 2,4 m/TA



DIAGRAMMES DES ESSAIS PENETROMETRIQUES

Principe du pénétromètre dynamique - NF EN 22476-2

L'essai pénétrométrique consiste à battre, à l'aide d'un mouton de masse 63,50 kg un train de tiges équipé d'un cône de pénétration de surface connue (20 cm²). La hauteur de chute du mouton est de 75 cm. Le principe de l'essai consiste à noter le nombre de coups nécessaire à un enfoncement unitaire de 20 cm.

Les essais de pénétration permettent de déterminer la *résistance dynamique apparente* **R_{da}** des terrains traversés, calculée à partir de la formule présentée ci-dessous :

$$R_{da} = \frac{Mgh}{Ae} + \frac{M}{M + M'}$$

avec : *M* masse du mouton,
 g accélération de la pesanteur (9,8 ms⁻²),
 h hauteur de chute libre (75 cm),
 A section droite de la pointe (20 cm²),
 e l'enfoncement par coup,
 M' masse cumulée restante.

Principe du pénétromètre statique - NF EN 22476-12

L'essai consiste à enfoncer, à vitesse lente et constante (0,5 à 2 cm par seconde) des tiges munies d'une pointe à leur extrémité. Il est conçu pour mesurer le frottement latéral sur les tubes extérieurs qui entourent la tige centrale et les efforts sous la pointe.

Les avantages de la pénétration statique et dynamique ont été réunis en un seul appareil (pénétromètre statique-dynamique). Tant que les couches traversées n'offrent pas une forte résistance importante, l'essai est réalisé en statique. Cependant, dès que l'appareil est bloqué, on poursuit l'essai en dynamique. Et si la résistance décroît ultérieurement, il est possible de reprendre en statique.

On trace alors les diagrammes suivants :

q_c Résistance de pointe (MPa)
F_s (kPa) le frottement latéral
F_s/Q_c (%) le rapport de la résistance de pointe sur le frottement latéral

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

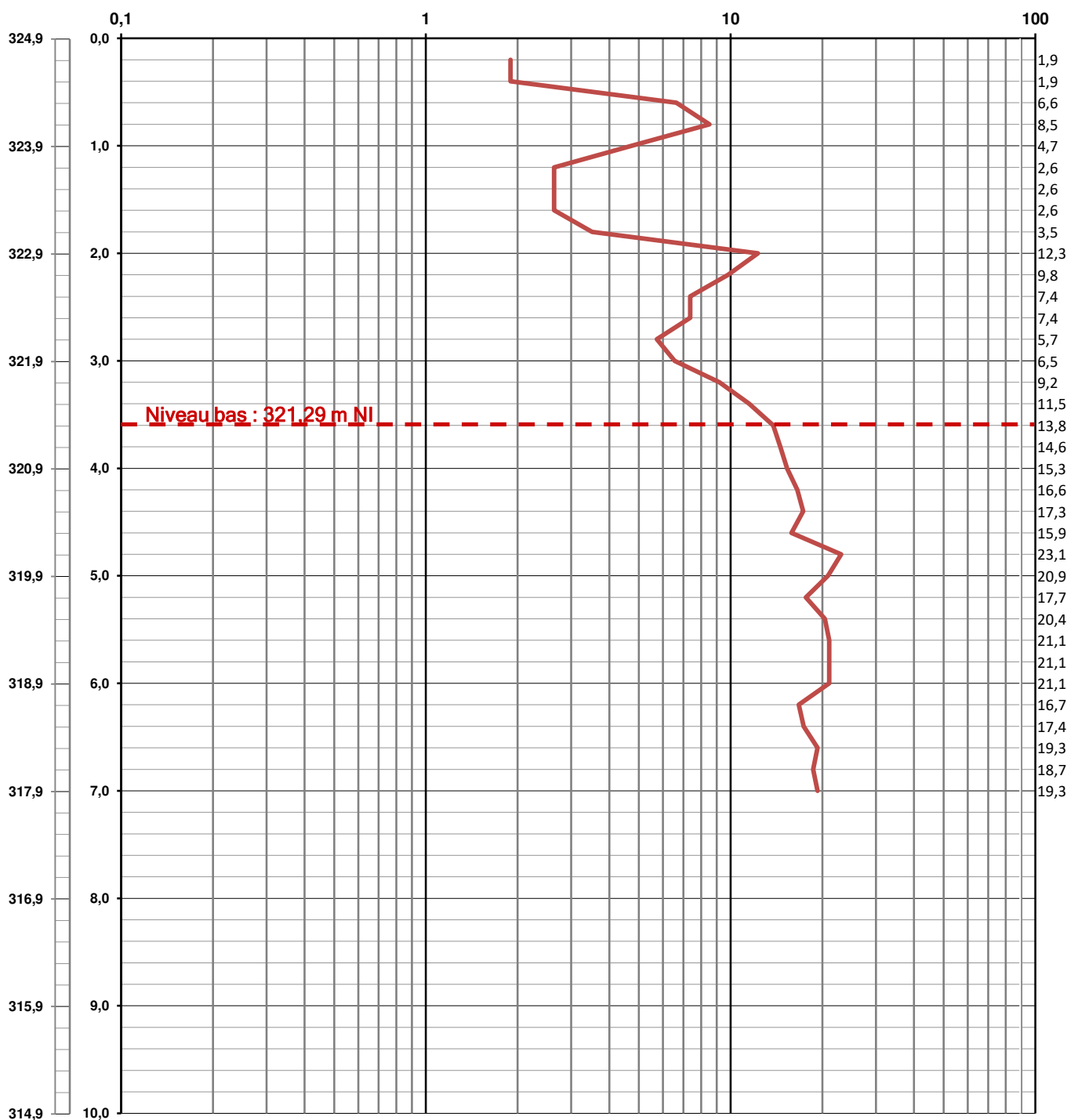
ESSAI Pnd1



Projet : Construction d'un magasin LIDL
 Client : LIDL Direction Régionale Pontcharra
 Commune : Saint-Jeoire-Prieuré

Numéro du dossier : 73/24/29641_G+E
 Date de réalisation : 09/01/2025
 Cote du sondage : 324,9 m NGF

RESISTANCE DE POINTE DYNAMIQUE Rda (MPa)



CARACTERISTIQUES DU PENETROMETRE DYNAMIQUE (Norme NF EN ISO 22476-2)

Surface de la pointe = 20 cm²

Enfoncement = 0,2 m

Hauteur de chute = 0,75 m

Masse = 63,5 kg

Masse additionnelle = 8,584 kg

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

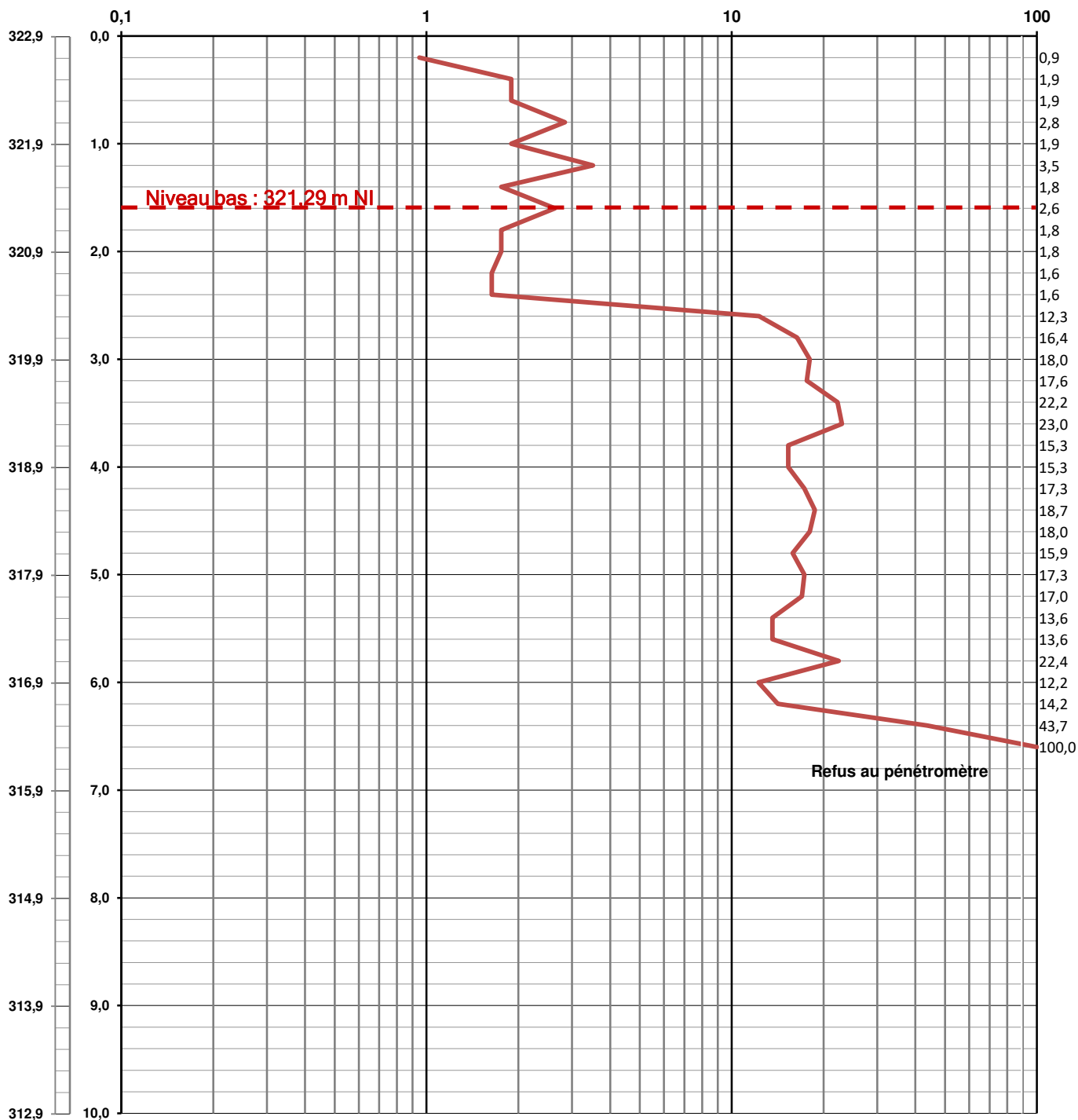
ESSAI Pnd2



Projet : Construction d'un magasin LIDL
 Client : LIDL Direction Régionale Pontcharra
 Commune : Saint-Jeoire-Prieuré

Numéro du dossier : 73/24/29641_G+E
 Date de réalisation : 09/01/2025
 Cote du sondage : 322,9 m NGF

RESISTANCE DE POINTE DYNAMIQUE Rda (MPa)



CARACTERISTIQUES DU PENETROMETRE DYNAMIQUE (Norme NF EN ISO 22476-2)

Surface de la pointe = 20 cm²

Enfoncement = 0,2 m

Hauteur de chute = 0,75 m

Masse = 63,5 kg

Masse additionnelle = 8,584 kg

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

ESSAI Pnd3

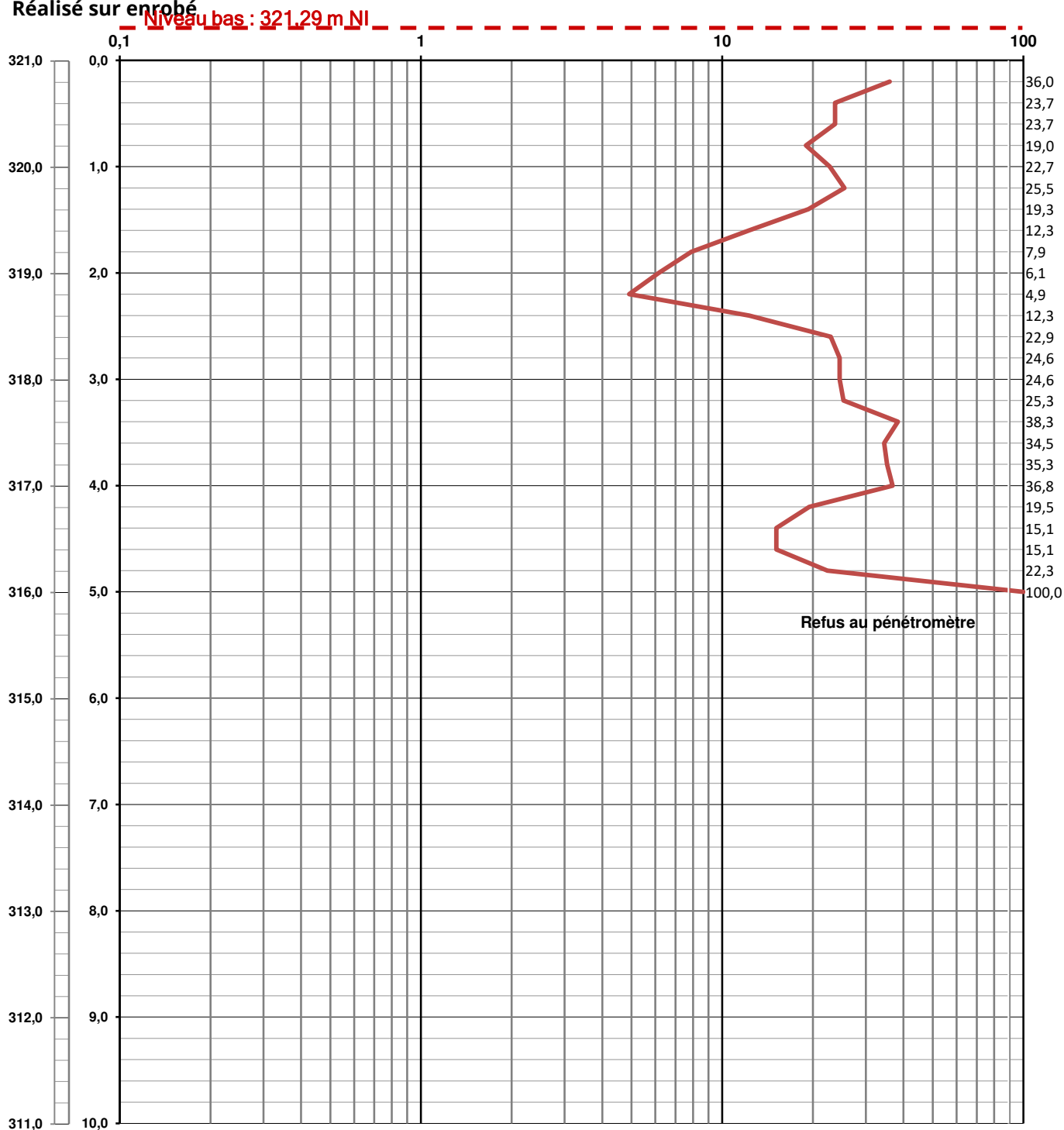


Projet : Construction d'un magasin LIDL
 Client : LIDL Direction Régionale Pontcharra
 Commune : Saint-Jeoire-Prieuré

Numéro du dossier : 73/24/29641_G+E
 Date de réalisation : 09/01/2025
 Cote du sondage : 321 m NGF

RESISTANCE DE POINTE DYNAMIQUE Rda (MPa)

Réalisé sur enrobé



CARACTERISTIQUES DU PENETROMETRE DYNAMIQUE (Norme NF EN ISO 22476-2)

Surface de la pointe = 20 cm²

Enfoncement = 0,2 m

Hauteur de chute = 0,75 m

Masse = 63,5 kg

Masse additionnelle = 8,584 kg

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

ESSAI Pnd4

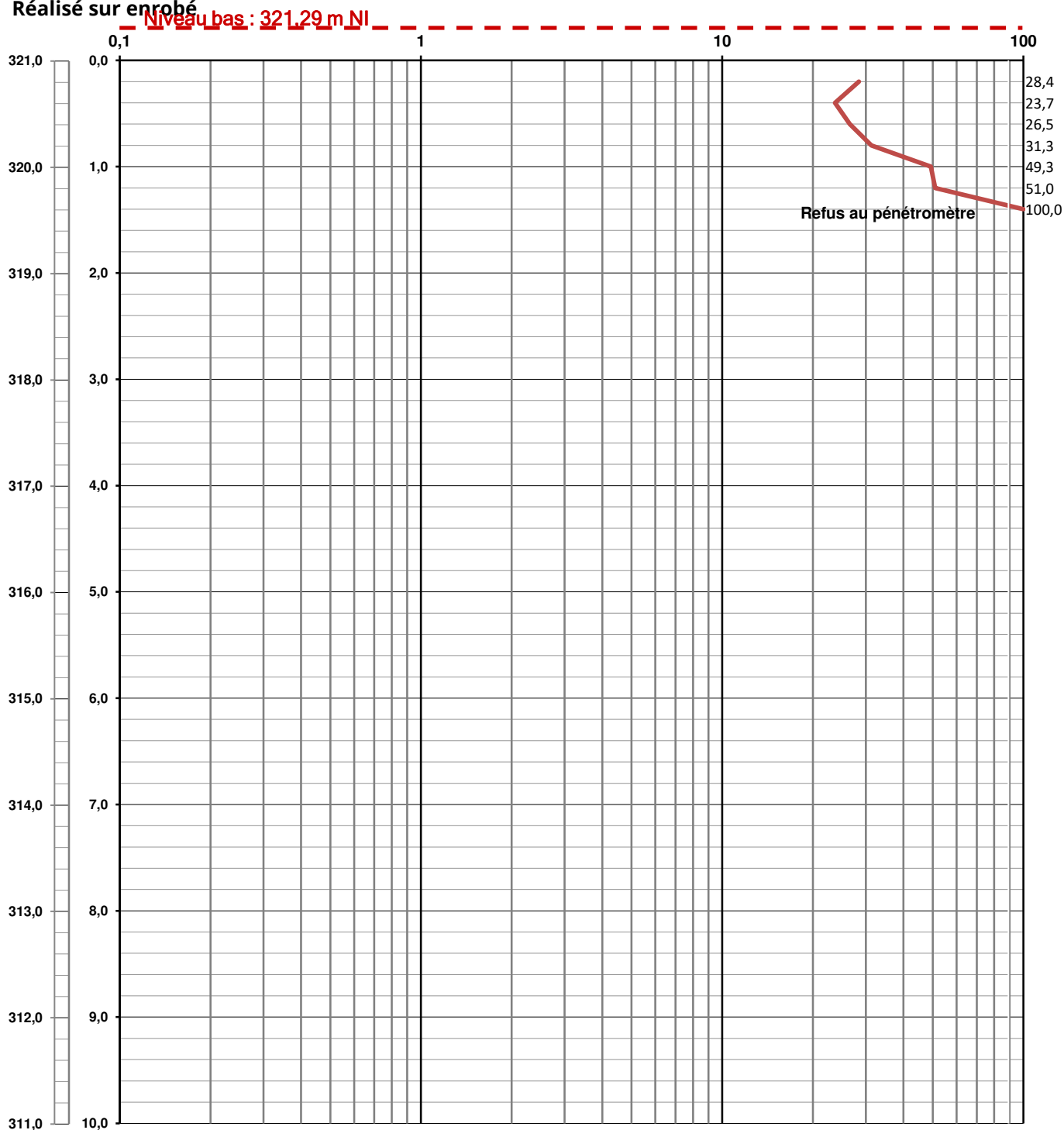


Projet : Construction d'un magasin LIDL
 Client : LIDL Direction Régionale Pontcharra
 Commune : Saint-Jeoire-Prieuré

Numéro du dossier : 73/24/29641_G+E
 Date de réalisation : 09/01/2025
 Cote du sondage : 321 m NGF

RESISTANCE DE POINTE DYNAMIQUE Rda (MPa)

Réalisé sur enrobé



CARACTERISTIQUES DU PENETROMETRE DYNAMIQUE (Norme NF EN ISO 22476-2)

Surface de la pointe = 20 cm²

Enfoncement = 0,2 m

Hauteur de chute = 0,75 m

Masse = 63,5 kg

Masse additionnelle = 8,584 kg

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

ESSAI Pnd4bis

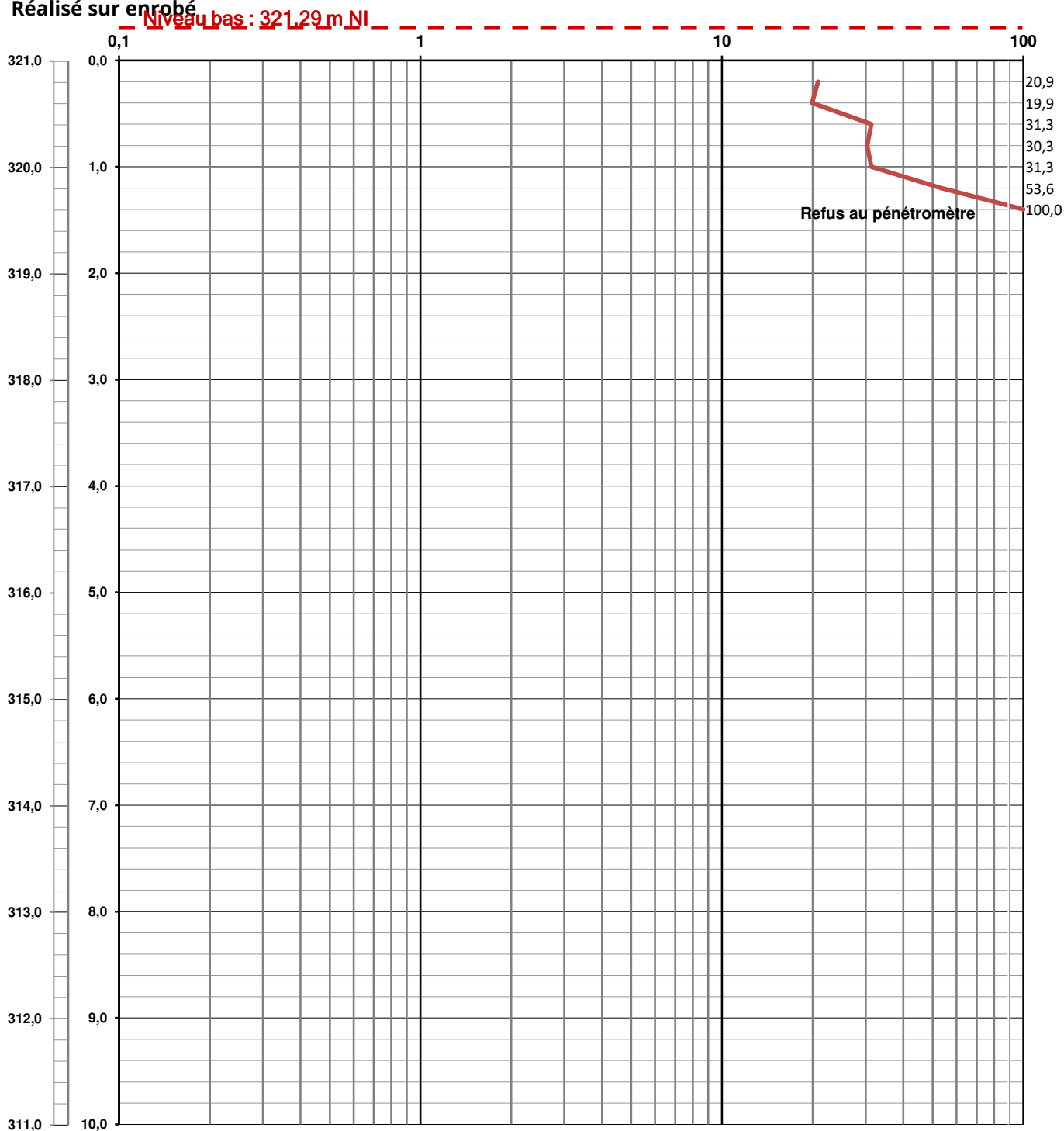


Projet : Construction d'un magasin LIDL
 Client : LIDL Direction Régionale Pontcharra
 Commune : Saint-Jeoire-Prieuré

Numéro du dossier : 73/24/29641_G+E
 Date de réalisation : 09/01/2025
 Cote du sondage : 321 m NGF

RESISTANCE DE POINTE DYNAMIQUE Rda (MPa)

Réalisé sur enrobé



CARACTERISTIQUES DU PENETROMETRE DYNAMIQUE (Norme NF EN ISO 22476-2)

Surface de la pointe = 20 cm²

Enfoncement = 0,2 m

Hauteur de chute = 0,75 m

Masse = 63,5 kg

Masse additionnelle = 8,584 kg

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

ESSAI Pnd5

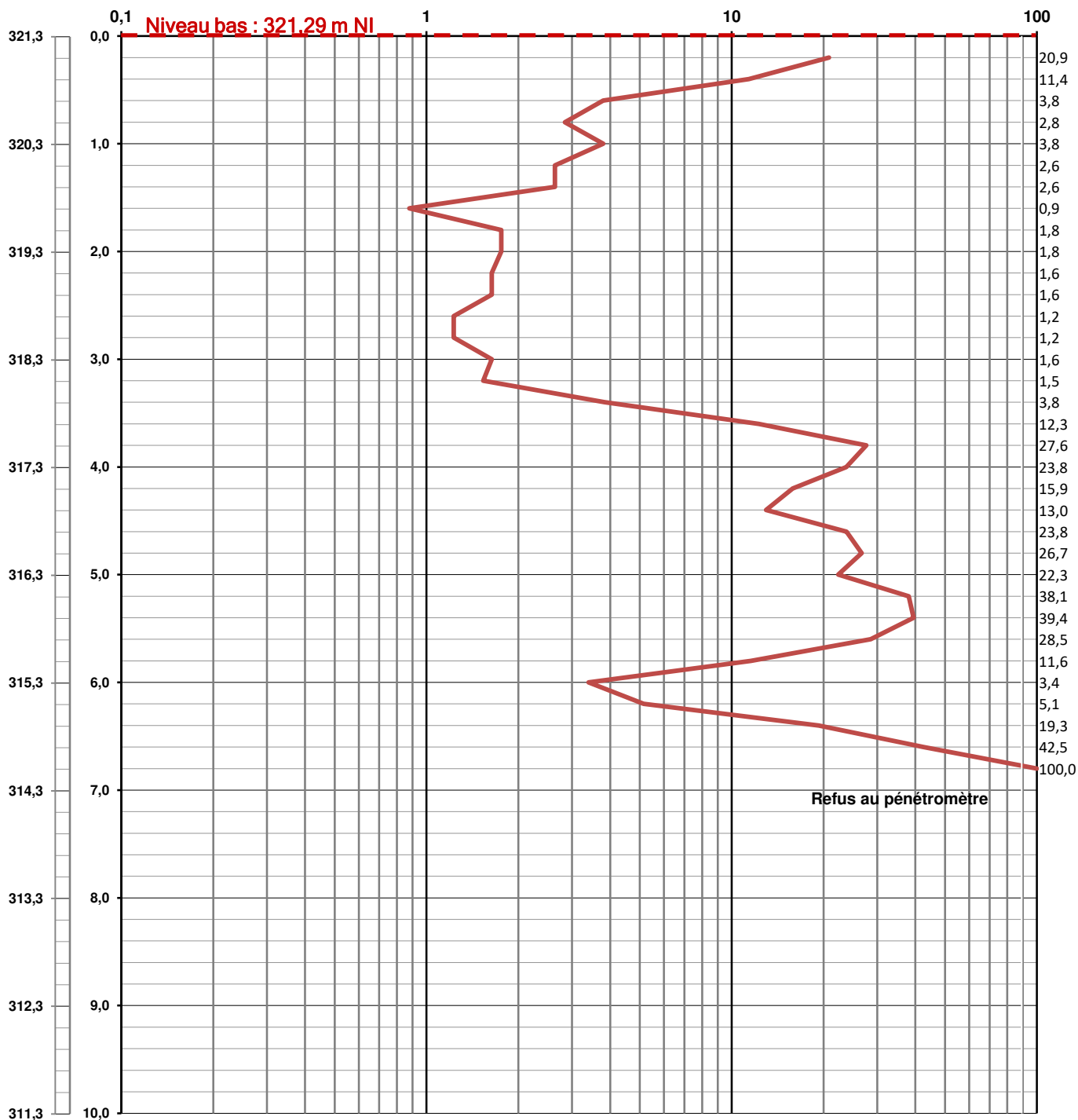


Projet : Construction d'un magasin LIDL
 Client : LIDL Direction Régionale Pontcharra
 Commune : Saint-Jeoire-Prieuré

Numéro du dossier : 73/24/29641_G+E
 Date de réalisation : 09/01/2025
 Cote du sondage : 321,3 m NGF

RESISTANCE DE POINTE DYNAMIQUE Rda (MPa)

Réalisé sur enrobé



CARACTERISTIQUES DU PENETROMETRE DYNAMIQUE (Norme NF EN ISO 22476-2)

Surface de la pointe = 20 cm²

Enfoncement = 0,2 m

Hauteur de chute = 0,75 m

Masse = 63,5 kg

Masse additionnelle = 8,584 kg

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

ESSAI Pnd6

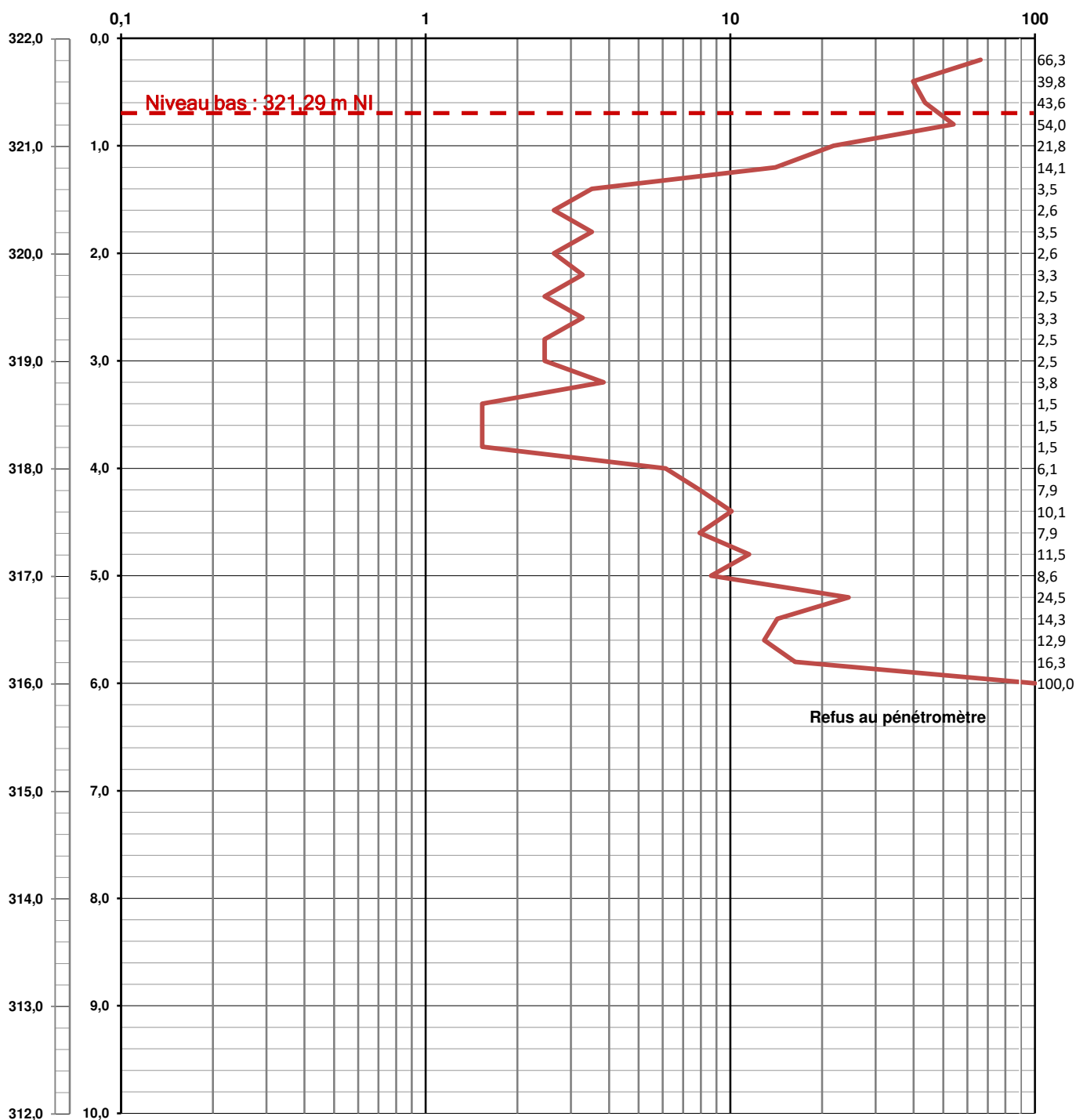


Projet : Construction d'un magasin LIDL
 Client : LIDL Direction Régionale Pontcharra
 Commune : Saint-Jeoire-Prieuré

Numéro du dossier : 73/24/29641_G+E
 Date de réalisation : 09/01/2025
 Cote du sondage : 322 m NGF

RESISTANCE DE POINTE DYNAMIQUE Rda (MPa)

Réalisé sur enrobé



CARACTERISTIQUES DU PENETROMETRE DYNAMIQUE (Norme NF EN ISO 22476-2)

Surface de la pointe = 20 cm²

Enfoncement = 0,2 m

Hauteur de chute = 0,75 m

Masse = 63,5 kg

Masse additionnelle = 8,584 kg

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

ESSAI Pnd7

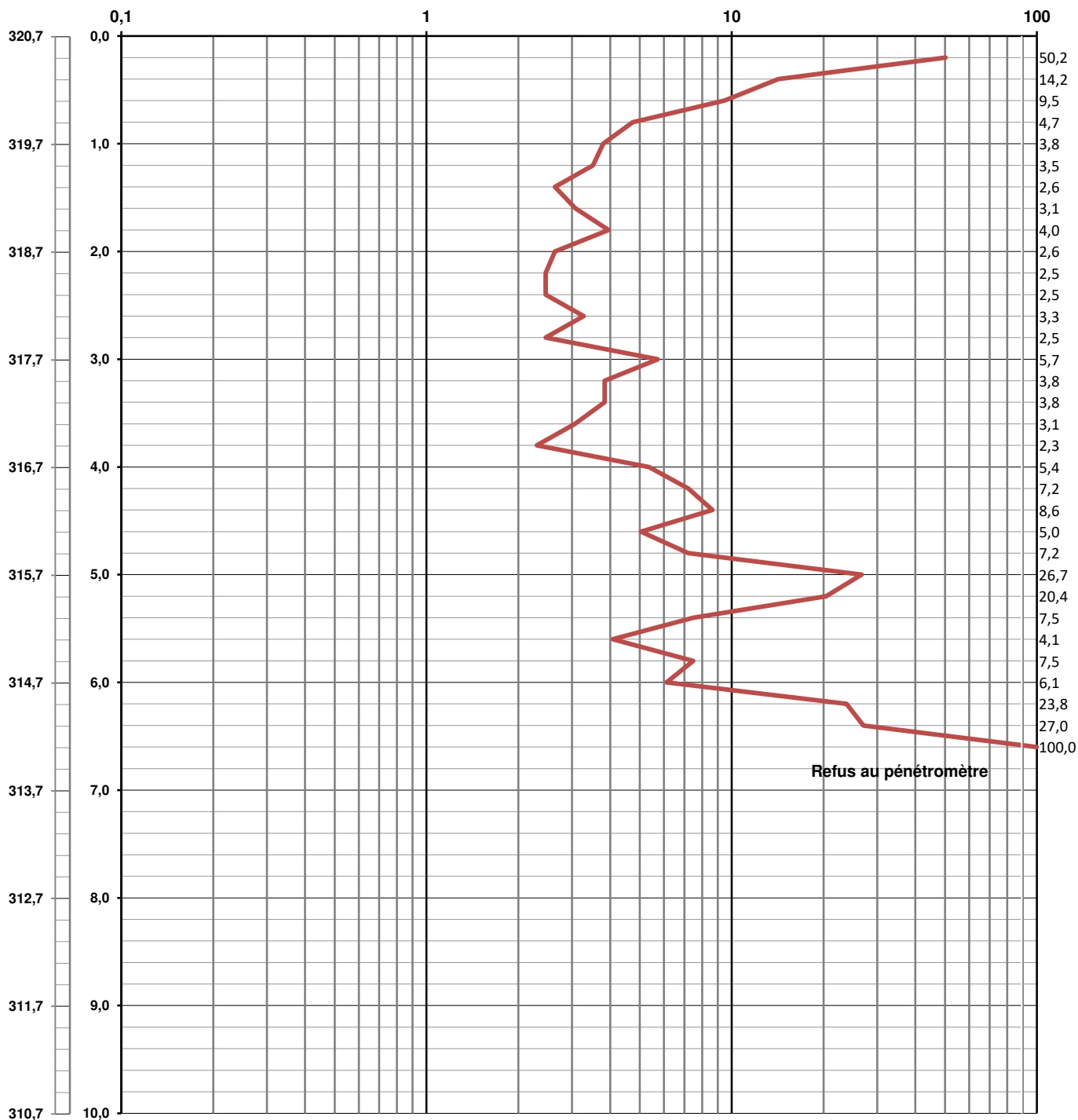


Projet : Construction d'un magasin LIDL
 Client : LIDL Direction Régionale Pontcharra
 Commune : Saint-Jeoire-Prieuré

Numéro du dossier : 73/24/29641_G+E
 Date de réalisation : 09/01/2025
 Cote du sondage : 320,7 m NGF

RESISTANCE DE POINTE DYNAMIQUE Rda (MPa)

Réalisé sur enrobé



CARACTERISTIQUES DU PENETROMETRE DYNAMIQUE (Norme NF EN ISO 22476-2)

Surface de la pointe = 20 cm²
 Masse = 63,5 kg

Enfoncement = 0,2 m
 Masse additionnelle = 8,584 kg

Hauteur de chute = 0,75 m

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

ESSAI Pnd8

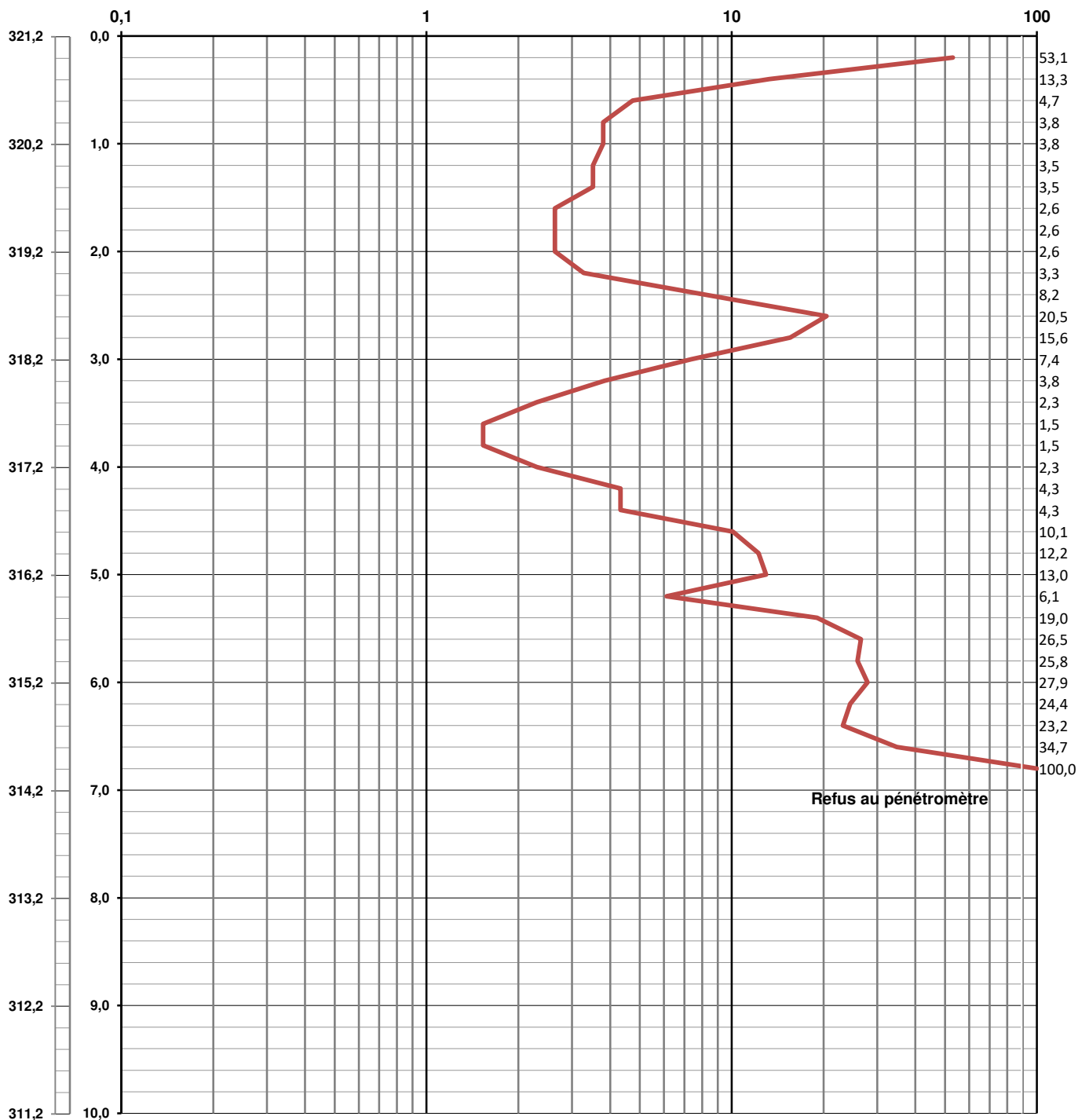


Projet : Construction d'un magasin LIDL
 Client : LIDL Direction Régionale Pontcharra
 Commune : Saint-Jeoire-Prieuré

Numéro du dossier : 73/24/29641_G+E
 Date de réalisation : 09/01/2025
 Cote du sondage : 321,2 m NGF

RESISTANCE DE POINTE DYNAMIQUE Rda (MPa)

Réalisé sur enrobé



CARACTERISTIQUES DU PENETROMETRE DYNAMIQUE (Norme NF EN ISO 22476-2)

Surface de la pointe = 20 cm²

Enfoncement = 0,2 m

Hauteur de chute = 0,75 m

Masse = 63,5 kg

Masse additionnelle = 8,584 kg

ESSAI AU PENETROMETRE STATIQUE/DYNAMIQUE

ESSAI St1



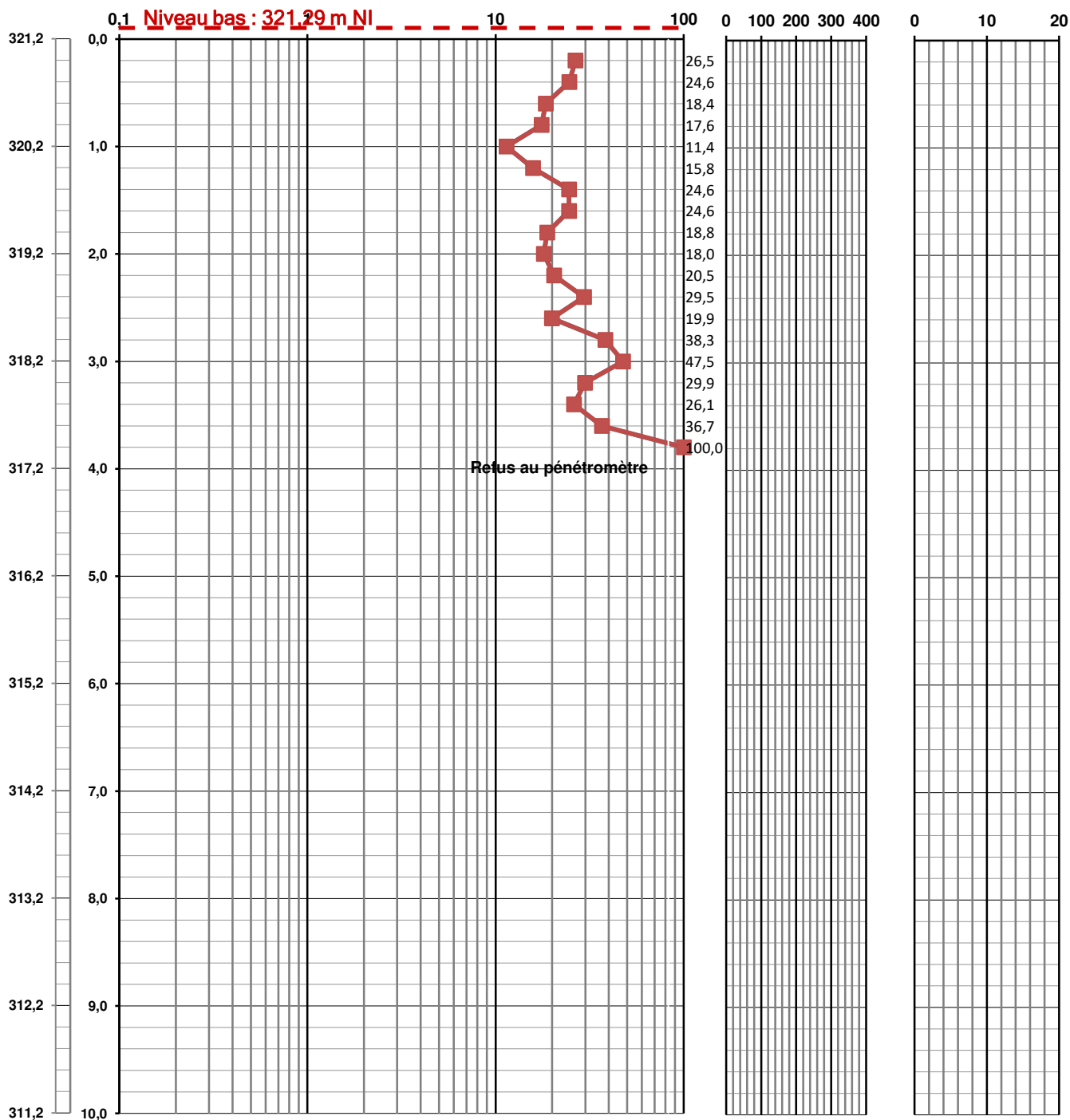
Projet : Construction d'un magasin LIDL
 Client : LIDL Direction Régionale Pontcharra
 Commune : Saint-Jeoire-Prieuré

Numéro du dossier : 73/24/29641_G+E
 Date de réalisation : 09/01/2025
 Cote du sondage : 321,2 m NGF

RESISTANCE DE POINTE STATIQUE Qc OU DYNAMIQUE Rda (MPa)

Frottement
(kPa)

Fs/Qc (%)



CARACTERISTIQUES DU PENETROMETRE STATIQUE (Norme NF EN ISO 22476-12)

Surface de la pointe = 10 cm²

Angle de la pointe = 60°

— : Pénétration statique

Vitesse d'avancement = 2 cm/s

Diamètre de la pointe = 35,7 mm

—■— : Pénétration dynamique

ESSAI AU PENETROMETRE STATIQUE/DYNAMIQUE

ESSAI St2



Projet : Construction d'un magasin LIDL
 Client : LIDL Direction Régionale Pontcharra
 Commune : Saint-Jeoire-Prieuré

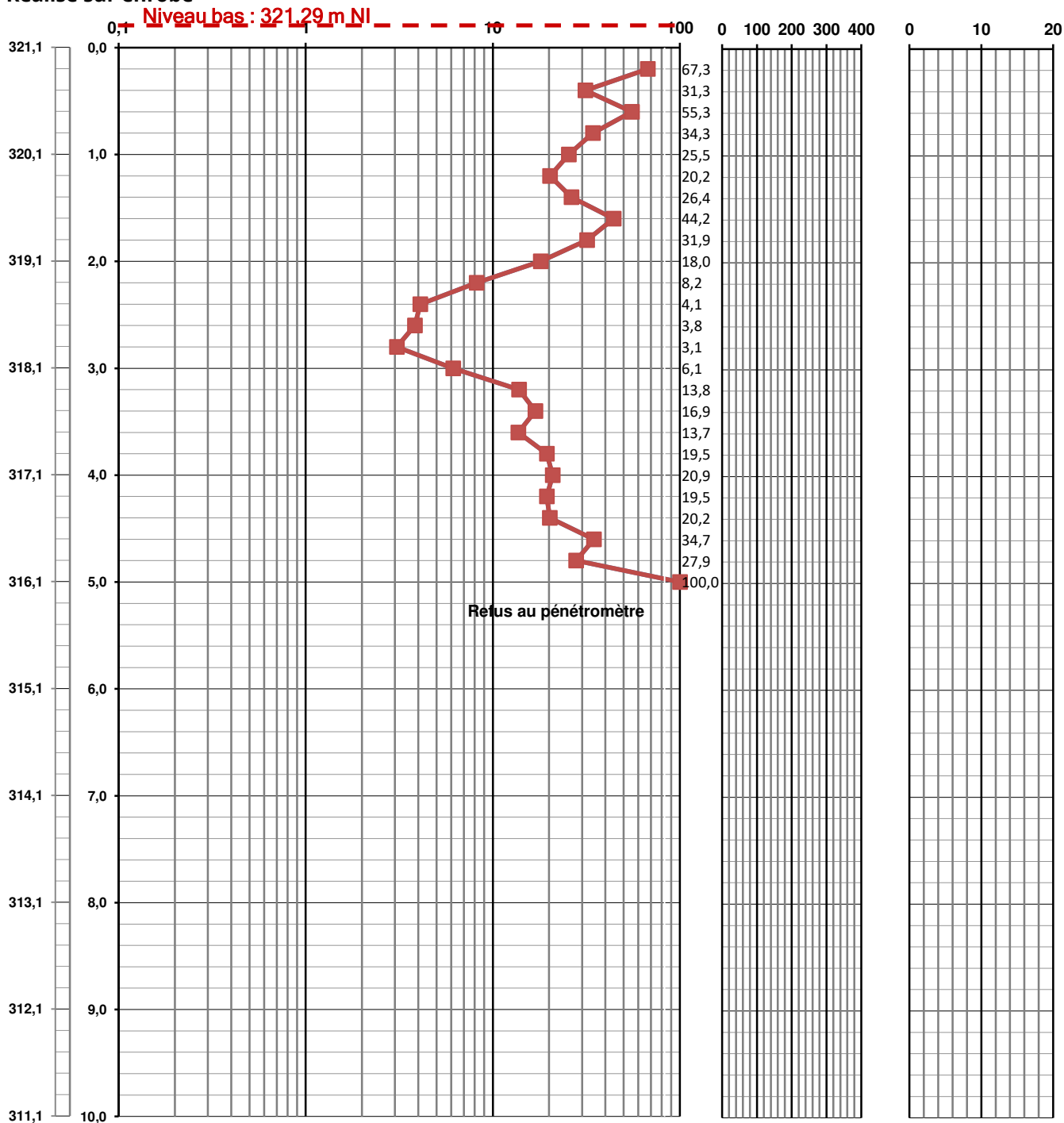
Numéro du dossier : 73/24/29641_G+E
 Date de réalisation : 09/01/2025
 Cote du sondage : 321,1 m NGF

RESISTANCE DE POINTE STATIQUE Qc OU DYNAMIQUE Rda (MPa)

Frottement
(kPa)

Fs/Qc (%)

Réalisé sur enrobé



CARACTERISTIQUES DU PENETROMETRE STATIQUE (Norme NF EN ISO 22476-12)

Surface de la pointe = 10 cm²

Angle de la pointe = 60°

— : Pénétration statique

Vitesse d'avancement = 2 cm/s

Diamètre de la pointe = 35,7 mm

—■— : Pénétration dynamique

ESSAI AU PENETROMETRE STATIQUE/DYNAMIQUE

ESSAI St3

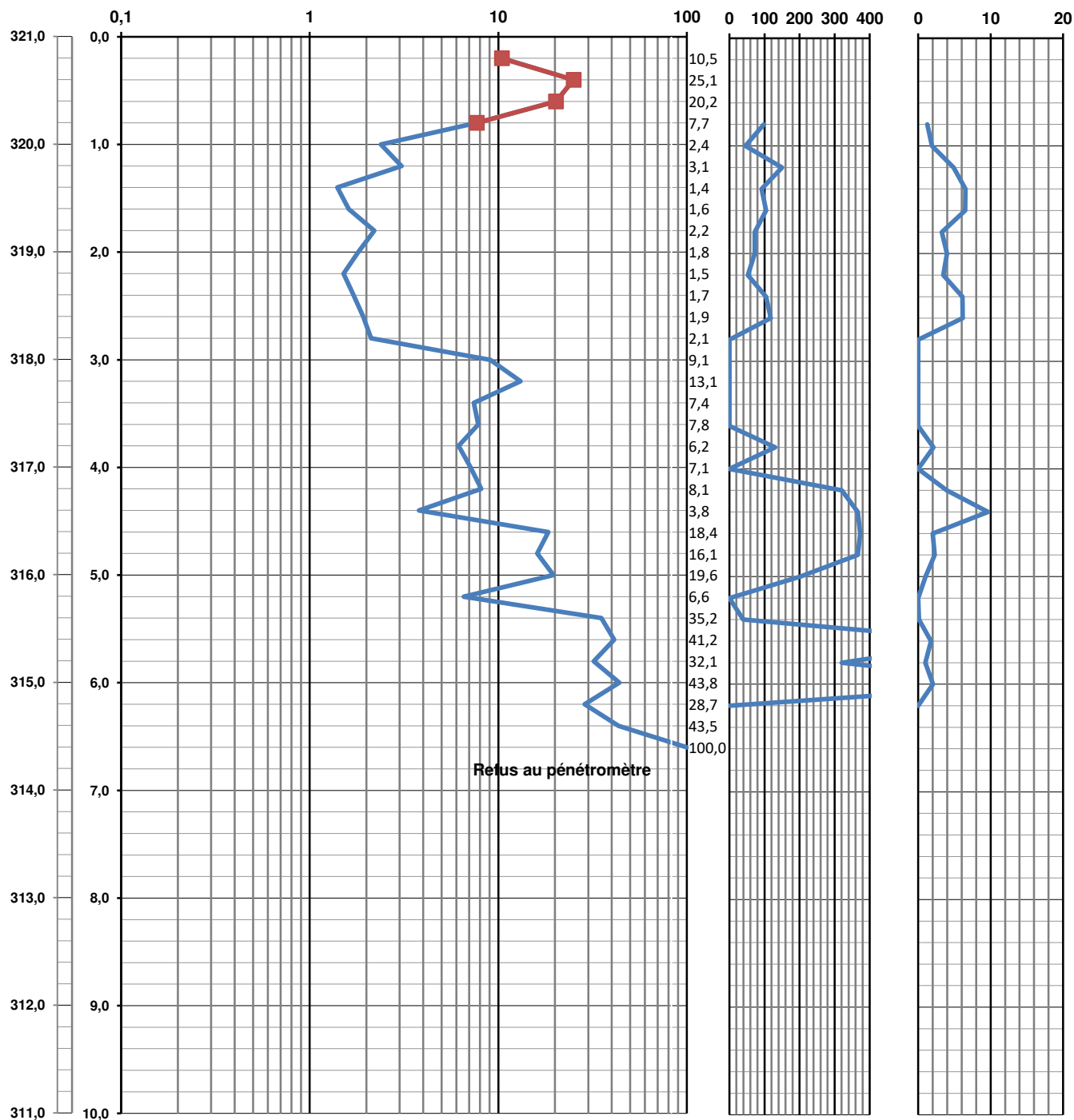


Projet : Construction d'un magasin LIDL
 Client : LIDL Direction Régionale Pontcharra
 Commune : Saint-Jeoire-Prieuré

Numéro du dossier : 73/24/29641_G+E
 Date de réalisation : 09/01/2025
 Cote du sondage : 321 m NGF

RESISTANCE DE POINTE STATIQUE Qc OU DYNAMIQUE Rda (MPa)	Frottement (kPa)	Fs/Qc (%)
---	------------------	-----------

Réalisé sur enrobé



CARACTERISTIQUES DU PENETROMETRE STATIQUE (Norme NF EN ISO 22476-12)

Surface de la pointe = 10 cm²
 Vitesse d'avancement = 2 cm/s

Angle de la pointe = 60°
 Diamètre de la pointe = 35,7 mm

— : Pénétration statique
 —■— : Pénétration dynamique

ESSAI AU PENETROMETRE STATIQUE/DYNAMIQUE

ESSAI St3bis



Projet : Construction d'un magasin LIDL
 Client : LIDL Direction Régionale Pontcharra
 Commune : Saint-Jeoire-Prieuré

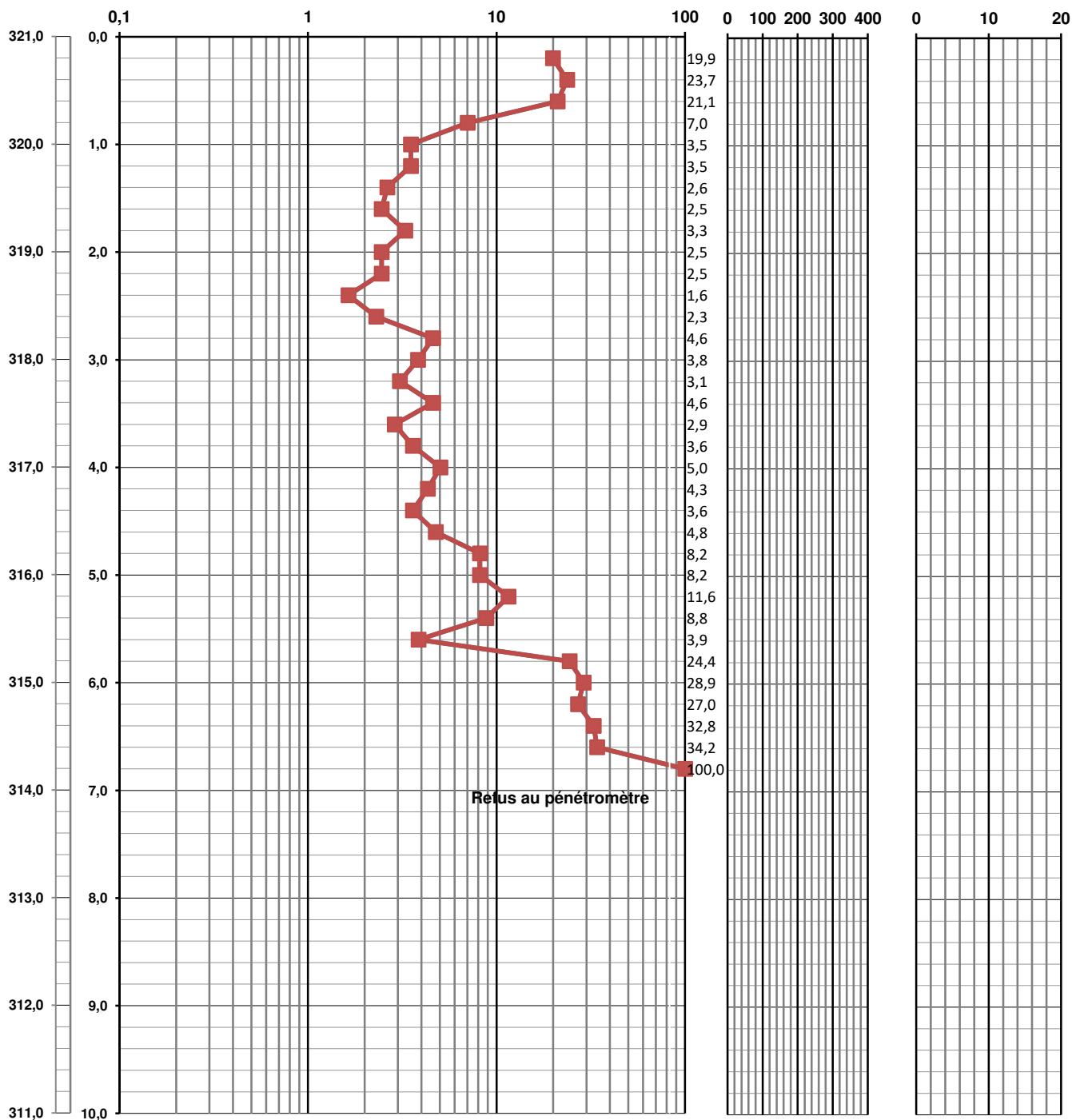
Numéro du dossier : 73/24/29641_G+E
 Date de réalisation : 09/01/2025
 Cote du sondage : 321 m NGF

RESISTANCE DE POINTE STATIQUE Qc OU DYNAMIQUE Rda (MPa)

Frottement
(kPa)

Fs/Qc (%)

Réalisé sur enrobé



CARACTERISTIQUES DU PENETROMETRE STATIQUE (Norme NF EN ISO 22476-12)

Surface de la pointe = 10 cm²

Angle de la pointe = 60°

Vitesse d'avancement = 2 cm/s

Diamètre de la pointe = 35,7 mm

— : Pénétration statique

—■— : Pénétration dynamique

LITHOLOGIE ET DIAGRAMMES DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

PRINCIPE DU SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

La méthode pressiométrique de type MENARD consiste à introduire à l'intérieur d'un forage une sonde cylindrique dilatable ($\varnothing$ 50 mm ou $\varnothing$ 60 mm) reliée à un système de pression - volume en surface.

L'essai permet d'obtenir une relation contrainte - déformation traduisant le comportement mécanique du sol en place. Les résultats sont représentés sur des courbes pression - volume injecté.

On détermine d'après ces courbes trois caractéristiques **fondamentales** qui permettent d'estimer les tassements sous fondation :

- **P_f** : pression de fluage qui correspond au passage du domaine de déformation pseudo-élastique au domaine de déformation plastique.
- **P_l** : pression limite qui correspond à la limite de rupture du terrain sur la paroi de la cavité cylindrique soumise à un état de contraintes croissantes et qui intervient dans les calculs de la stabilité à la rupture.
- **E_m** : module pressiométrique qui caractérise la phase de déformation pseudo-élastique de l'essai et qui intervient dans les calculs de tassements.

ENREGISTREMENT DES PARAMETRES DE FORAGES

Nous avons effectué pendant la réalisation des sondages destructifs, l'enregistrement en continu des paramètres de forage. Les mesures effectuées portent sur trois paramètres fondamentaux. Les trois paramètres enregistrés sont les suivants :

- **VIA** en m/h : caractérise la vitesse d'avancement de l'outil de forage, cette vitesse dépend du type d'outil utilisé et de la nature du sol. La mesure s'effectue à partir d'un boîtier externe de défilement de la tête de forage,
- **PO** en bar : cette donnée correspond à la pression sur l'outil de forage, la mesure s'effectue à partir d'un capteur de pression hydraulique installé sur le distributeur hydraulique du circuit correspondant. Cette mesure est dans la plupart des cas associée à la vitesse d'avancement pour déterminer la présence de vide dans le sol,
- **CR** en bar : le couple de rotation donne la pression en bar appliquée à la tête de forage pour mettre en rotation l'outil de forage.



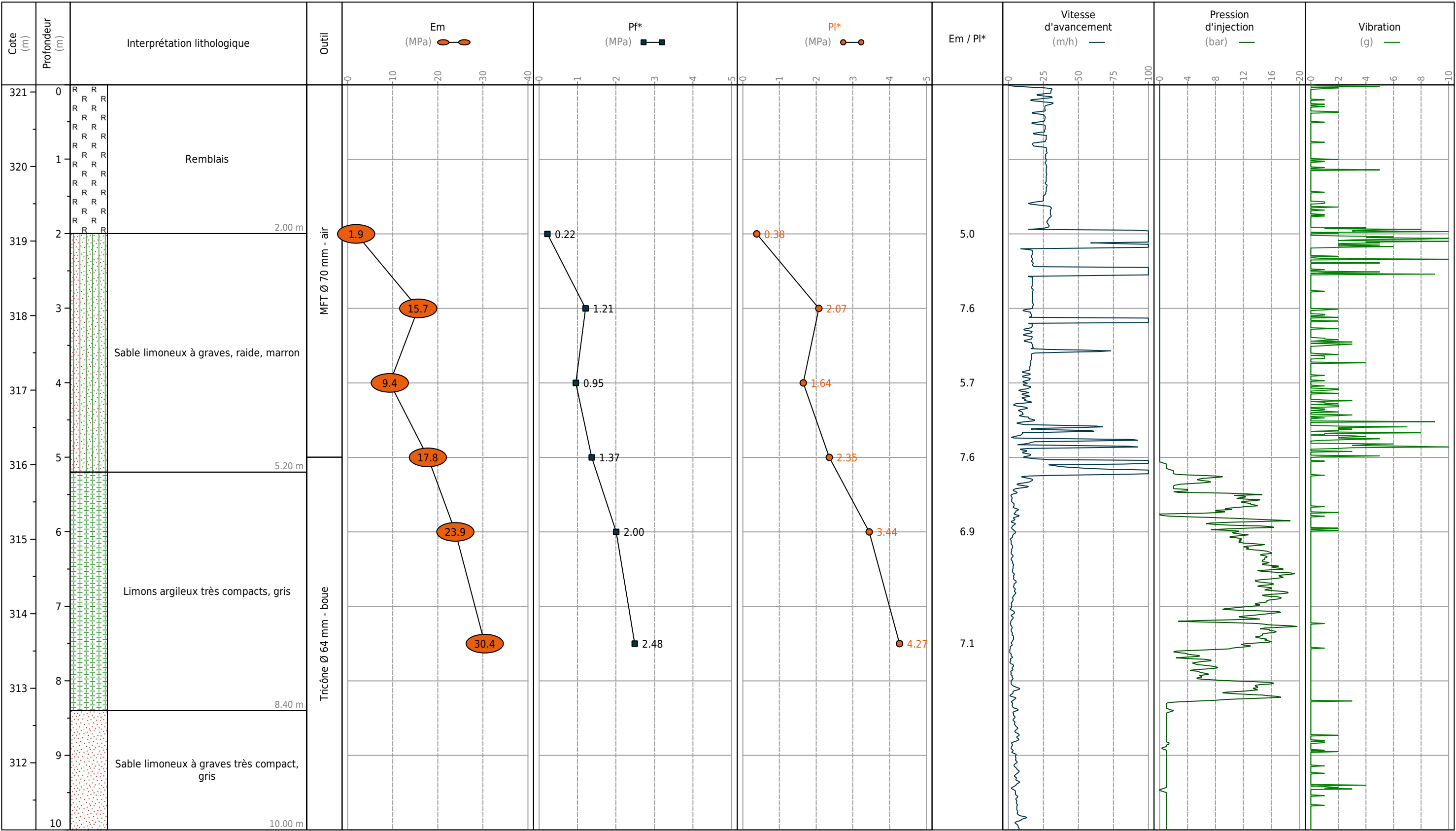
SONDAGE SP1

Dossier : 29641 G+E ST JEOIRE PRIEURE
Client : LIDL
Chantier : Construction magasin
SAINT JEOIRE PRIEURE

Date : 16/01/2025
Profondeur : 10.00 m

Echelle 1/50

X : Y : Z : 321.10 m NGF





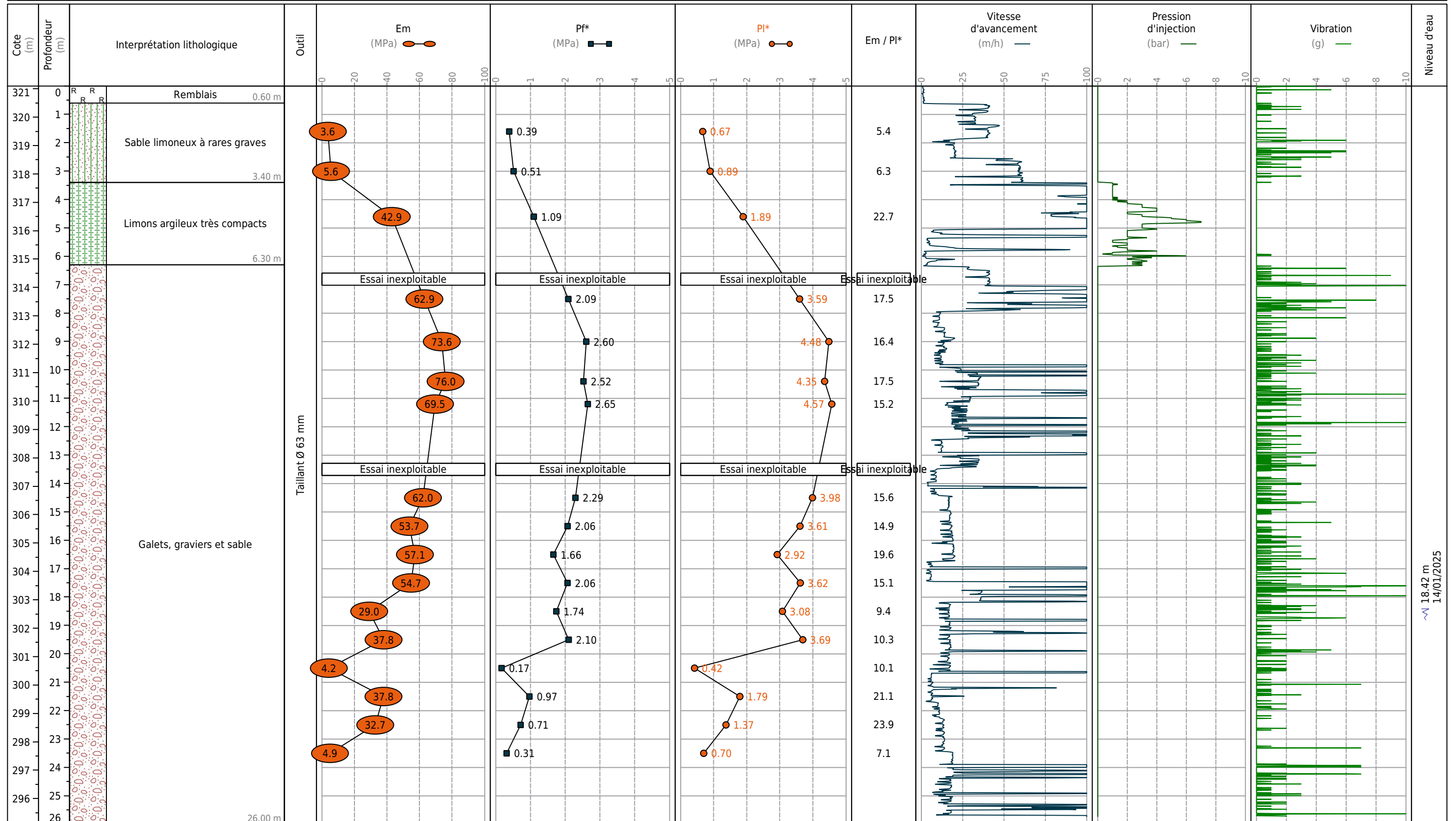
SONDAGE SP2

Dossier : 29641 G+E ST JEOIRE PRIEURE
Client : LIDL
Chantier : Construction magasin
SAINT JEOIRE PRIEURE

Date : 14/01/2025
Profondeur : 26.00 m

Echelle 1/130

X : Y : Z : 321.10 m NGF



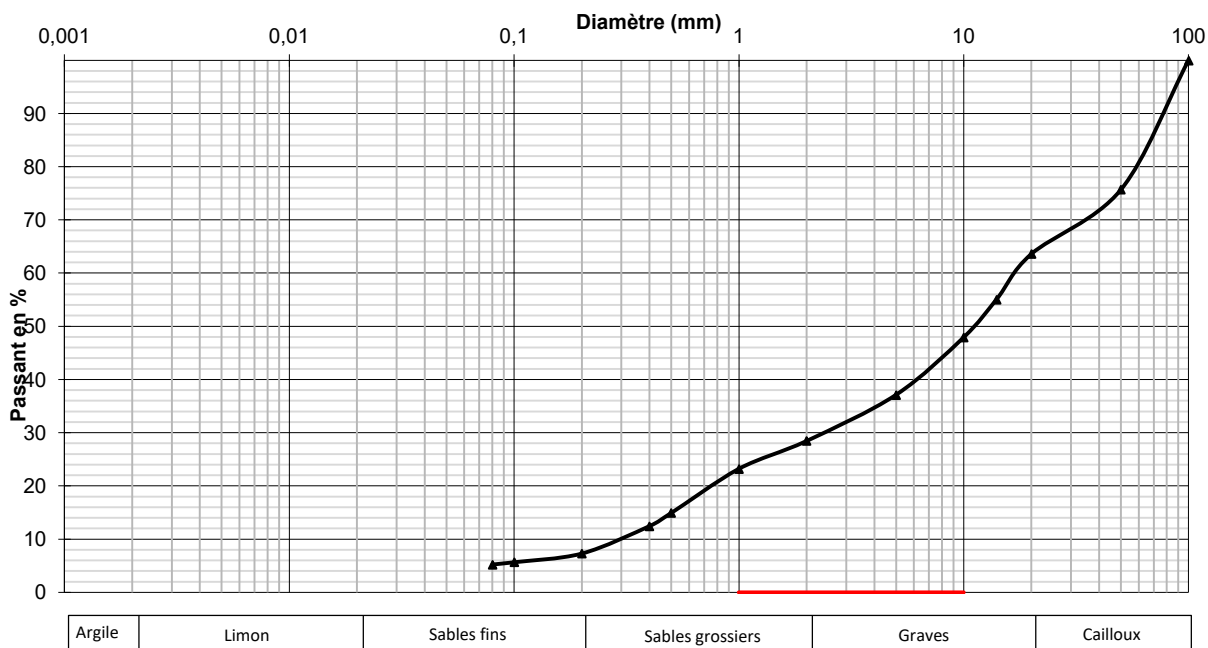
PROCÈS-VERBAL DES ESSAIS DE LABORATOIRE



Chantier	ST JEOIRE PRIEURE
N° d'affaire	73/24/29641 G

Origine	PM1 à 0,4 m
Nature du sol	Graves peu sableuses

Analyse granulométrique													
Tamis	0,08	0,1	0,2	0,4	0,5	1	2	5	10	14	20	50	100
% Tamisât	5,2	5,7	7,3	12,5	14,9	23,2	28,5	37,1	48,0	55,1	63,6	75,7	100,0



D max (mm)	Passant à 80µm	Passant à 2mm	Granulat ≤ 50 mm
89	5,2%	28,5%	75,7%

VBS	0,1
Norme NF P 94-068	

Valeur de C : 49,0%

Teneur en eau W	4,0%
Norme NF P 94-050	

T°C d'étuvage : 105 ° C

Cu	57,4
----	------

Cc	1,2
----	-----

D ₅₀	11,15
-----------------	-------

Classement selon la norme NF P 11-300	D3
---------------------------------------	----

Essais réalisés le 05/02/2025 par RAMBUR Quentin

Responsable PÔLE LABORATOIRE et TECHNIQUE

EGSOL ALPES





Détermination de l'Indice Portant Immédiat (IPI)
NF P 94-078

Chantier	ST JEOIRE PRIEURE
N° d'affaire	73/24/29641 G

Origine	PM1 à 0,4 m
Nature du sol	Graves peu sableuses

Classement GTR	D3
----------------	----

Norme NF P 11-300

Fraction testée (mm)	0/20
----------------------	------

Teneur en eau	4,0%
---------------	------

Norme NF P 94-050

Masse volumique sèche (Mg/m ³)	2,17
---	------

Indice Portant Immédiat (IPI)	35,1
-------------------------------	------

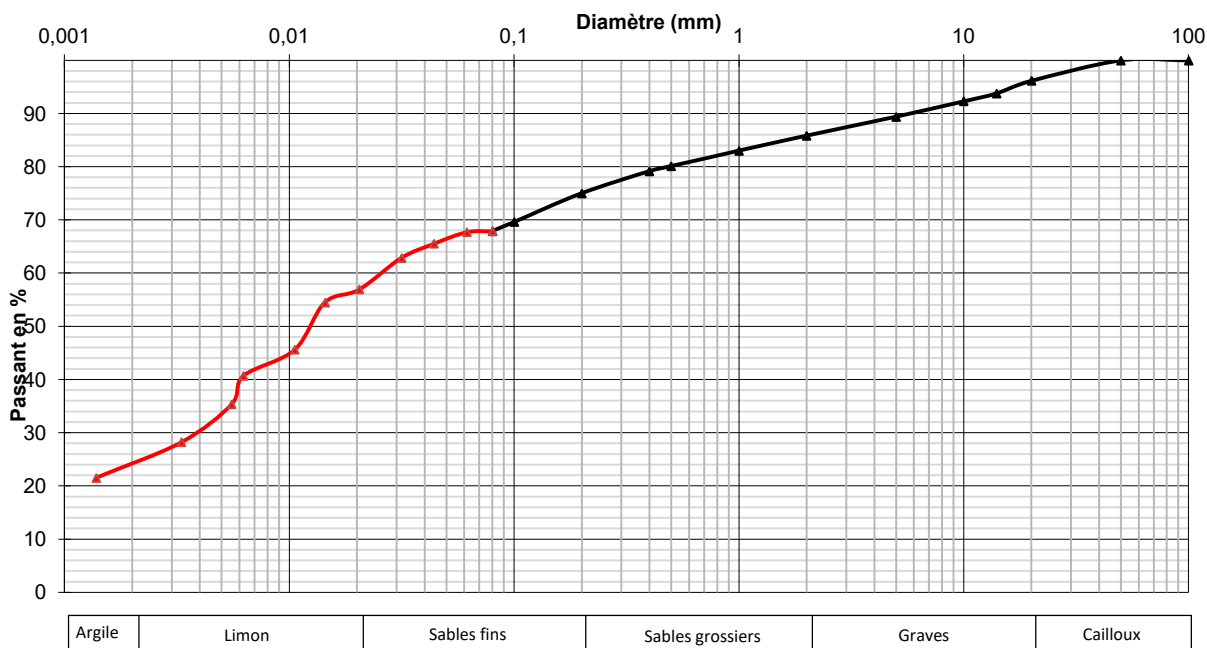
Essais réalisés le 05/02/2025 par RAMBUR Quentin

EGSOL ALPES

Chantier	ST JEOIRE PRIEURE
N° d'affaire	73/24/29641 G

Origine	PM1 à 0,9 m
Nature du sol	Limons argilo sablo graveleux

Analyse granulométrique													
Tamis	0,08	0,1	0,2	0,4	0,5	1	2	5	10	14	20	50	100
% Tamisât	67,9	69,6	75,0	79,2	80,1	83,0	85,9	89,4	92,3	93,8	96,2	100,0	100,0



D max (mm)
35

Passant à 80µm
67,9%

Passant à 2mm
85,9%

Granulat ≤ 50 mm
100,0%

VBS	1,6
Norme NF P 94-068	

Valeur de C : 89,4%

Teneur en eau W	20,0%
Norme NF P 94-050	

T°C d'étuvage : 105 ° C

Cu	-
----	---

Cc	-
----	---

D ₅₀	0,012
-----------------	-------

Classement selon la norme NF P 11-300	A1th
---------------------------------------	------

Essais réalisés le 05/02/2025 par RAMBUR Quentin

Responsable PÔLE LABORATOIRE et TECHNIQUE

EGSOL ALPES



Chantier	ST JEOIRE PRIEURE
N° d'affaire	73/24/29641 G

Origine	PM1 à 0,9 m
Nature du sol	Limons argilo sablo graveleux

MVR eau (kg/m ³)	999
MVR particules solides * (kg/m ³)	2700
Masse de matériaux (g)	80,03
% au tamis de 80 µm	67,9%

H0 (cm)	10,6
H1 (cm)	2,70
h1 (cm)	13,9
Vd (cm)	42,06

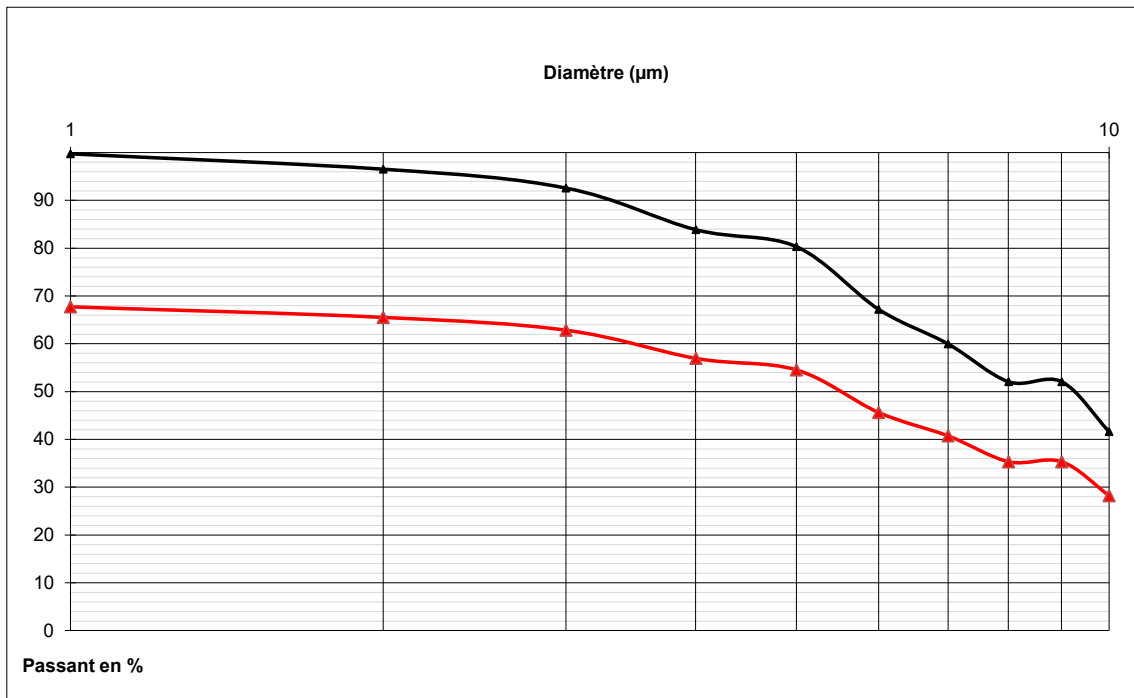
Cm	0,0005
Cd	-0,0002
A	60cm ²

* Valeur conventionnelle

Temps de lecture (s)	R Lecture Densimètre	Température (°C)	Ct	D (µm)	% Tamis 80 µm	% 0/D
30	1,025	21	0,001	61,66	99,71	67,70
60	1,0242	21	0,001	44,04	96,54	65,55
120	1,0232	21	0,001	31,53	92,58	62,86
300	1,021	21	0,001	20,46	83,86	56,94
600	1,0201	21	0,001	14,40	80,29	54,52
1200	1,0168	21	0,001	10,57	67,22	45,64
3600	1,015	20,5	0,001	6,26	59,98	40,73
4800	1,013	20,5	0,001	5,53	52,05	35,34
14400	1,013	20,5	0,001	5,53	52,05	35,34
86400	1,0105	19,5	0,000	3,31	41,61	28,25

A _{CB}	6,55
-----------------	------

A _c	-
----------------	---



Essais réalisés le 05/02/2025 par RAMBUR Quentin

Responsable PÔLE LABORATOIRE et TECHNIQUE

EGSOL ALPES





Détermination de l'Indice Portant Immédiat (IPI)
NF P 94-078

Chantier	ST JEOIRE PRIEURE
N° d'affaire	73/24/29641 G

Origine	PM1 à 0,9 m
Nature du sol	Limons argilo sablo graveleux

Classement GTR	A1th
----------------	------

Norme NF P 11-300

Fraction testée (mm)	0,2
----------------------	-----

Teneur en eau	20,0%
---------------	-------

Norme NF P 94-050

Masse volumique sèche (Mg/m ³)	1,64
---	------

Indice Portant Immédiat (IPI)	2,7
-------------------------------	-----

Essais réalisés le 05/02/2025 par RAMBUR Quentin

EGSOL ALPES

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

EG SOL ALPES
Monsieur Quentin RAMBUR
6 rue des Essarts
38610 GIERES

N° rapport d'essai	ULY25-004674-1
N° commande	ULY-04174-25
Interlocuteur (interne)	F. Auduc
Téléphone	+33 474 999 636
Courrier électronique	Florian.Auduc@wessling.fr
Date	13.02.2025

Rapport d'essai

29641G+E_ST JEOIRE PRIEURE



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

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

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

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

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

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

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

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

Le 13.02.2025

N° d'échantillon 25-017060-01
Désignation d'échantillon Unité PM1 0.9m

Analyse physique

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

Matière sèche	% masse MB	82,3 (A)		
---------------	------------	----------	--	--

Paramètres globaux / Indices

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

Degré d'acidité	ml/kg MS	7 (A)		
-----------------	----------	-------	--	--

Préparation d'échantillon

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

Minéralisé à l'acide chlorhydrique		12/02/2025 (A)		
------------------------------------	--	----------------	--	--

Cations, anions et éléments non métalliques

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

Sulfates (SO4)	mg/kg MS	770 (A)		
----------------	----------	---------	--	--

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

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

MS : Matières sèches

MB : Matières brutes

Informations sur les échantillons

Date de réception :	27.01.2025			
Type d'échantillon :	Sol			
Date de prélèvement :	02.01.2025			
Heure de prélèvement :	08:20			
Récipient :	4*250ml VBrun WES002			
Température à réception (C°) :	10			
Début des analyses :	06.02.2025			
Fin des analyses :	13.02.2025			

Le 13.02.2025

Informations sur vos résultats d'analyses :

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

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

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

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

-Classe d'exposition du béton vis-à-vis du sol

Approuvé par :

Alexandra GUTTIN

Responsable Qualité et Sécurité