



C.C. DE LA VALLEE DE SAINT AMARIN



URBES - Tunnel inachevé rue de la Scierie Création d'une station de traitement d'eau potable

étude géotechnique de conception (G2)

02/12/2022



Agence de Strasbourg • 13 rue de l'Electricité • 67800 HOENHEIM
Tél. 33 (0) 3 88 81 20 50 • Fax 33 (0) 3 88 81 21 50 • cebtp.strasbourg@groupeginger.com

<p><i>C.C. DE LA VALLEE DE SAINT AMARIN</i></p> <p>CREATION D'UNE STATION DE TRAITEMENT D'EAU POTABLE</p> <p>URBES (68) Tunnel inachevé</p> <p>RAPPORT - étude géotechnique de conception (G2) – phase AVP</p>							
Dossier : EST2-M-282			Réf. rapport : ET2-M-282		Contrat : EST2-M-0541		
Indice	Date	Chargé d'affaire	Visa	Vérfié par	Visa	Contenu	Observations
1	02/12/22	M. FAIVRE		E. GARNIER		42 pages + annexes	-
2							

A compter du paiement intégral de la mission, le client devient libre d'utiliser le rapport et de le diffuser à condition de respecter et de faire respecter les limites d'utilisation des résultats qui y figurent et notamment les conditions de validité et d'application du rapport.

Sommaire

1. Plans de situation	6
1.1. Extrait de carte IGN	6
1.2. Image aérienne	6
2. Contexte de l'étude.....	7
2.1. Données générales	7
2.1.1. Généralités	7
2.1.2. Intervenants	7
2.1.3. Documents communiqués	7
2.2. Description du site	7
2.2.1. Topographie	7
2.2.2. Occupation du site et avoisinants	8
2.2.3. Contexte géotechnique	9
2.2.4. Aléa retrait/gonflement	9
2.2.5. Aléa mouvement de terrain	10
2.2.6. Contexte sismique	11
2.3. Caractéristiques de l'avant-projet	11
2.3.1. Description de l'ouvrage	11
2.3.2. Sollicitations appliquées aux fondations et aux niveaux bas	12
2.3.3. Terrassements prévus	13
2.3.4. Voiries	13
2.4. Mission Ginger CEBTP	13
3. Investigations géotechniques.....	16
3.1. Préambule	16
3.2. Implantation et nivellement.....	16
3.3. Sondages, essais et mesures in situ	16
3.3.1. Investigations in situ	16
3.3.2. Piézométrie	18
3.4. Essais en laboratoire	18
4. Capacité portante du dallage de la galerie	19
4.1. Description de la mission	19
4.2. Prélèvements et sondages in-situ	19
4.2.1. Implantation des sondages.....	19

4.2.2.	Sondage ponctuel	19
4.2.3.	Carottages dans le dallage	20
4.3.	Essais en laboratoire	21
4.3.1.	Prélèvements	21
4.3.2.	Résultats d'essais de résistance à la compression	22
4.3.3.	Descriptifs des carottes	23
4.3.4.	Détermination de la classe de résistance du béton	26
4.4.	Calcul de la capacité portante du dallage	27
4.4.1.	Base de l'étude	27
4.4.2.	Hypothèses	27
4.4.3.	Chargement et combinaison de calcul	27
4.4.4.	Calcul de la capacité portante	28
5.	Synthèse des investigations géotechniques	29
5.1.	Modèle géologique général	29
5.1.1.	Lithologie	29
5.1.2.	Caractéristiques physiques des sols	30
5.2.	Reconnaitances de réseaux	31
5.2.1.	Dalot dans l'entrée du tunnel (PM1)	31
5.2.2.	Dalot à proximité d'un regard (PM2)	32
5.2.3.	Fouille PM3	33
5.3.	Contexte hydrogéologique général	33
5.3.1.	Piézométrie, niveaux d'eau	33
5.3.2.	Interprétation en termes de nappes	34
5.3.3.	Inondabilité	34
5.4.	Risques naturels	34
5.4.1.	Risque sismique – données parasismiques réglementaires	34
5.4.2.	Liquéfaction	35
6.	Principes généraux de construction en phase avant-projet	36
6.1.	Analyse du contexte et principes d'adaptation	36
6.2.	Adaptations générales de l'avant-projet	36
6.2.1.	Réalisation des terrassements	36
6.3.	Fondation de la structure (station de traitement)	38
6.3.1.	Fondations superficielles par radier général	38
6.4.	Protection des ouvrages vis-à-vis de l'eau	39
6.5.	Protection des ouvrages vis-à-vis du risque sismique	39
6.6.	Préparation de la plateforme de chaussée	40
6.6.1.	Préambule	40

6.6.2.	Hypothèses de calcul.....	40
6.6.3.	Partie Supérieure des Terrassements (PST) et classe d'arase	41
6.6.4.	Couche de forme	41
6.6.5.	Structure type de chaussée	42
7.	Observations majeures	44
8.	Missions ultérieures	44

ANNEXES

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

ANNEXE 2 – PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES

ANNEXE 3 – SONDAGES DESTRUCTIFS ET PRESSIOMETRIQUES

ANNEXE 4 – ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE

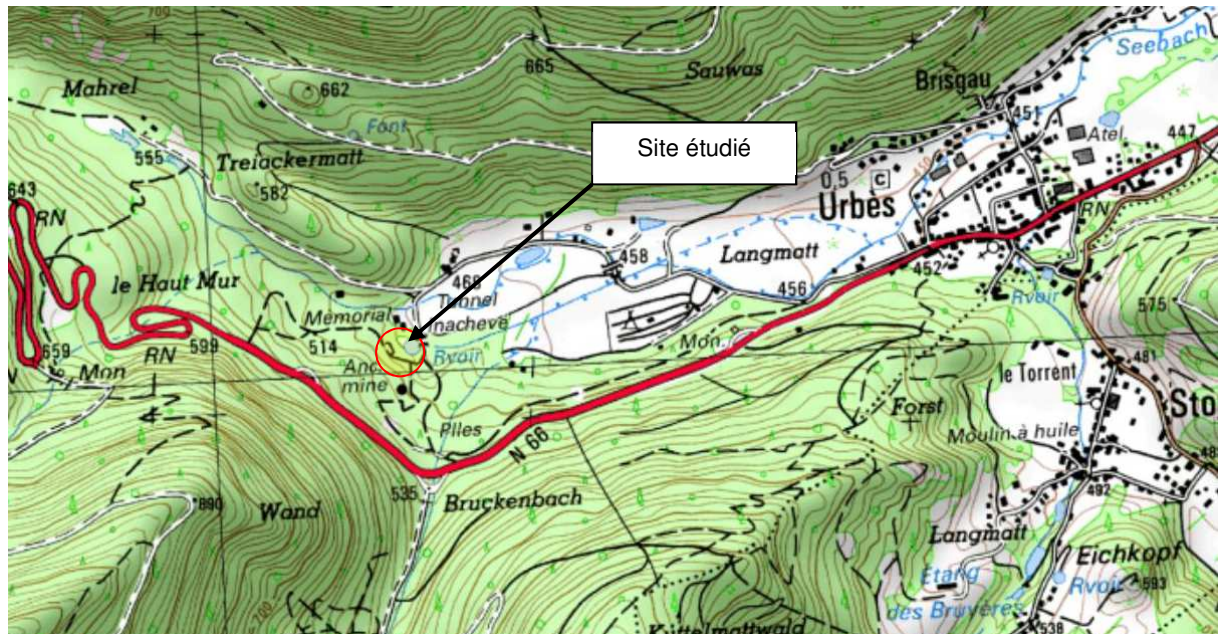
ANNEXE 5 – PROCES VERBAUX DES ESSAIS EN LABORATOIRE

ANNEXE 6 – SONDAGES CAROTTES

ANNEXE 7 - CALCUL DALLE BETON

1. Plans de situation

1.1. Extrait de carte IGN



Source : CartoExplorer 3

1.2. Image aérienne



Source : www.googlemap.fr

2. Contexte de l'étude

2.1. Données générales

2.1.1. Généralités

Nom de l'opération :	Création d'une station de traitement d'eau potable
Localisation / adresse :	Tunnel inachevé, rue de la Scierie
Commune :	URBES (68)
Code postal :	68121
Client :	C.C. DE LA VALLEE DE SAINT AMARIN

2.1.2. Intervenants

Maître d'ouvrage :	C.C. DE LA VALLEE DE SAINT AMARIN
Maître d'ouvrage délégué :	IRH

2.1.3. Documents communiqués

N°	Document	Echelle	Origine / référence	Indice	Date
1	Plan des réseaux et implantation des sondages	1/ 500	IRH - ALSP210138	A	04/2022
2	Plan masse existant	1/ 100	IRH - ALSP210138	B	12-2021
3	Plan masse projet	1/ 100			

2.2. Description du site

2.2.1. Topographie

Le site concerné par les investigations est une plateforme en entrée Est d'un tunnel inachevé. Une station de traitement de l'eau se situe sur cette plateforme.

La cote altimétrique du site est d'environ 480 mètres NGF. Il est délimité à l'Est par un talus descendant.

L'emprise de l'ouvrage est libre de toute mitoyenneté.



Entrée du tunnel



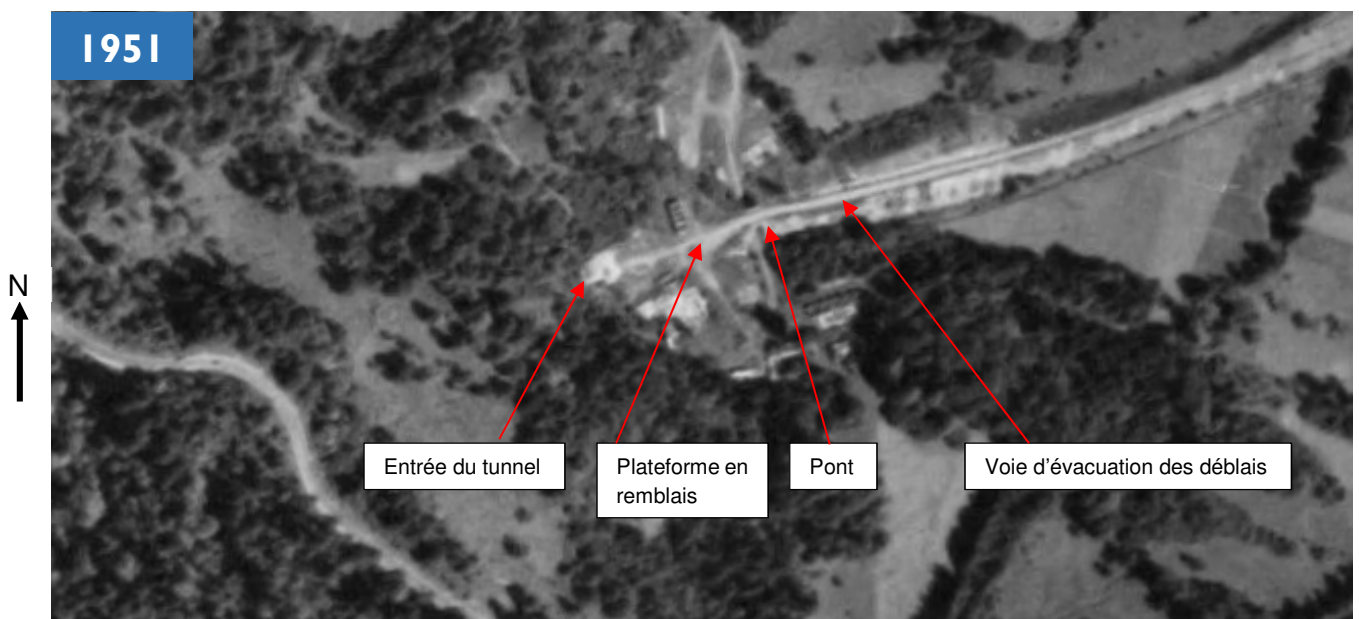
plateforme se terminant par un talus

2.2.2. Occupation du site et avoisinants

Les travaux du tunnel ont été effectués lors de la seconde guerre mondiale par des prisonniers.

Les photographies aériennes du secteur débutent en 1951.

Nous ne disposons pas de l'historique précis du site, toutefois, l'observation d'anciennes photographies aériennes disponibles sur le site de l'IGN (remonterletemps.ign.fr) du secteur permet distinguer que le site comportait une voirie (et future voie ferrée) empruntant un pont, toujours existant, pour le creusement du tunnel et l'évacuation des déblais :



Depuis le site n'a pas évolué.

2.2.3. Contexte géotechnique

D'après notre expérience locale et les cartes géologiques de Munster et de Thann à l'échelle 1/50000^{ème}, le site serait constitué, sous d'éventuels remblais d'aménagement par le substratum composé de grauwackes et des arénites sombres de la « série d'Oderen ». Ces roches présentent une foliation.



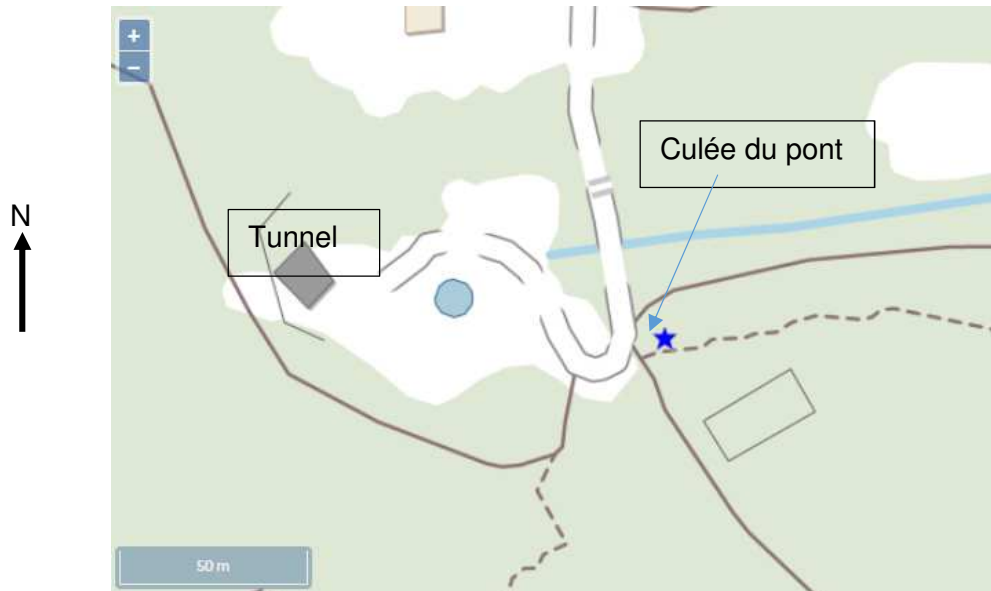
Le massif rocheux peut comporter des circulations d'eau, des sources alimentées par les eaux de versant qui s'infiltrent dans la roche en feuillets.

2.2.4. Aléa retrait/gonflement

Au moment de la rédaction de ce rapport, le projet se trouve dans un secteur d'aléa « faible » vis-à-vis du phénomène de retrait/gonflement des argiles.

2.2.5. Aléa mouvement de terrain

La carte des aléas mouvement de terrain indique un effondrement du remblai du pont.



Depuis les remblais de culée, côté Est, ont été ôtés :



EST

OUEST

2.2.6. Contexte sismique

Pour les bâtiments à « risque normal » dont le permis de construire a été déposé après le 1^{er} mai 2011, zonage sismique de la France (décret n°2010-1255 du 22/10/2010) est applicable.

Le site étudié est classé en zone de sismicité 3 (modérée). L'application des règles parasismiques est obligatoire et il faut se reporter à l'Eurocode 8 (Norme NF EN 1998 – Calcul des structures pour leur résistance au séisme).

2.3. Caractéristiques de l'avant-projet

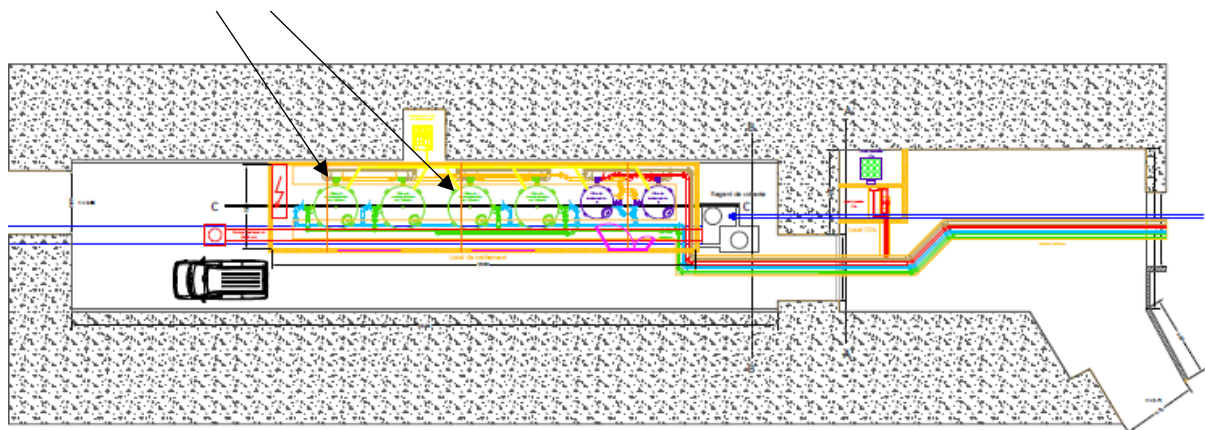
2.3.1. Description de l'ouvrage

D'après les documents cités au paragraphe 2.1, le projet se présente comme suit :

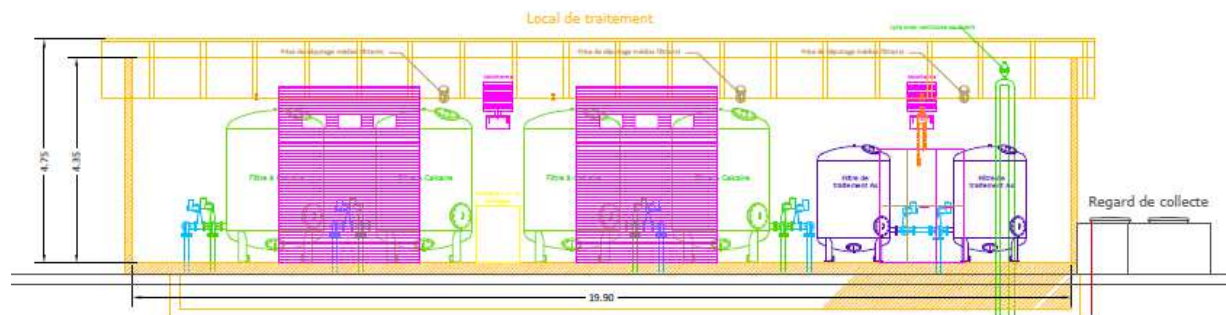
Type d'ouvrage	Station de pompage et bâche de stockage	Voirie d'accès aux ouvrages futurs, adaptée au poids lourds
Emprise	12 m par 10 m	220 ml environ
Encastrement	de 4.5 à 5.5 m/TA	
Volume d'eau stocké	250 m ³	

Il a été retenu suite aux premiers résultats des sondages, de construire la station au niveau du sondage SP3/SC3.

A l'intérieur du tunnel, il est prévu la réalisation d'une dalle béton, pour y fonder 6 filtres en acier de 7.5 tonnes à 18 tonnes, et des équipements de pompage.

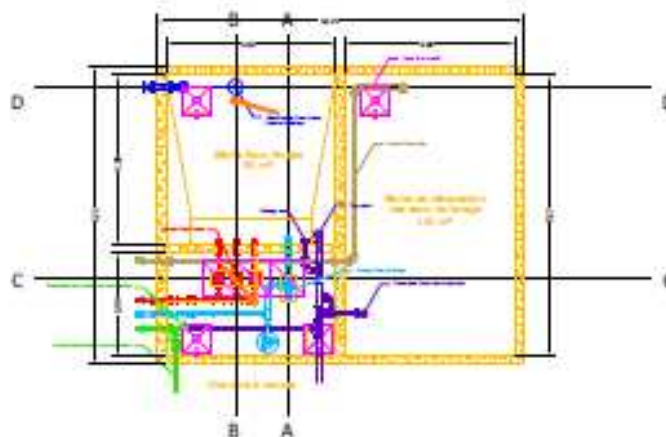


Vue en plan de la galerie



Coupe des ouvrages dans la galerie

Bâches et station de pompage projetées (1:100)



2.3.2. Sollicitations appliquées aux fondations et aux niveaux bas

Les descentes de charges du projet ne nous ont pas été communiquées. Par conséquent, les sollicitations vis-à-vis des ELS sont estimées par Ginger CEBTP, sous toutes réserves, à :

- Charge répartie sur radier béton : 60 kPa.

Dans le cas de charges réelles différentes des estimations ci-dessus, il conviendrait de revoir tout ou partie de nos conclusions.

2.3.3. Terrassements prévus

Le projet prévoit la réalisation d'une fouille en déblai dont l'emprise sera de 200 m² pour une profondeur de 4.5 à 5.5 m / TN actuel.

2.3.4. Voiries

Le projet comprend la réalisation d'une voirie au droit du chemin en tout-venant.

Le trafic envisagé ne nous a pas été communiqué, il sera cependant très faible, de quelques véhicules par jours, quelques poids lourds par mois.

2.4. Mission Ginger CEBTP

La mission de Ginger CEBTP est conforme au contrat n° EST2-M-0541.

Il s'agit d'une étude géotechnique de conception (G2) selon la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013 sur les missions d'ingénierie géotechnique. Plus précisément, compte tenu du niveau d'avancement du projet, notre mission s'intègre dans la phase *Avant-projet* (G2 AVP).

La mission comprend, conformément au contrat et à la Norme NF P 94-500 de Novembre 2013 les prestations suivantes :

La définition du contexte géotechnique :

- Faire une première approche d'un modèle géologique
- Etudier les différents risques naturels identifiés
- Faire une première approche d'un modèle hydrogéologique (niveaux d'eaux et relevés piézométriques dans le temps, ordres de grandeur des perméabilités locales, interprétation en termes de nappes et aquifères).
- Faire une étude de la stabilité générale du site pour un profil type
- la disposition vis à vis des avoisinants et des ouvrages situés dans la Zone d'Influence Géotechnique (ZIG).
- Qualifier le risque de liquéfaction sous séisme
- Faire une première estimation des caractéristiques géotechniques importantes et des 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 des sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et avoisinants), ainsi qu'une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique :

- Fondations superficielles :
 - Déterminer les variations envisageables de la profondeur des formations géologiques mobilisables
 - Donner des exemples de calcul de la justification de la stabilité locale (portance, renversement, glissement) pour quelques fondations types
 - Faire une première approche (objectifs, caractéristiques principales) d'amélioration de sol (si nécessaire)
 - Donner des propositions de prise en compte du risque de retrait / gonflement (méthodes de protection, dispositions constructives)
 - Etudier le risque lié au comportement sous sollicitations sismiques (si nécessaire)
 - Donner les principes généraux de sujétions d'exécution (drainage, blindage, rabatement provisoire, phasage, substitution...)

- Assises de voiries :
 - Faire une première approche :
 - De la classe de la plateforme (PST AR),
 - Des valeurs envisageables du module Es et de l'épaisseur des différentes couches,
 - De la couche de forme
 - Donner le principe général de drainage de la plateforme.

Il convient de rappeler que notre étude géotechnique de conception (G2) phase Avant-projet (G2 AVP) s'inscrit dans le cadre défini par la Norme NF P 94-500 de Novembre 2013 qui précise que la phase Avant-projet :

- contribue à la mise au point de l'AVP ou de l'APD de l'ouvrage pour la part des ouvrages géotechniques,
- elle peut compléter le modèle géologique et le contexte géotechnique,
- elle définit les hypothèses géotechniques à prendre en compte à ce stade et les principes de constructions des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et des voiries,

améliorations des sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisinants),

- elle fournit une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique, une première approche des quantités et conclut sur la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure gestion des risques géotechniques.
- Elle définit, le cas échéant, un programme d'investigations géotechniques spécifiques.

Les résultats de la mission G2 phase AVP, réalisée au stade de l'Avant-Projet, si cette mission n'est pas suivie d'une mission G2 phase PRO, ne peuvent pas être utilisés dans un DCE (Document de Consultation des Entreprises).

3. Investigations géotechniques

3.1. Préambule

Les moyens de reconnaissance et d'essais ont été définis par le client lors de la consultation, dans l'appel d'offre. Ces investigations ont toutes été réalisées.

3.2. Implantation et nivellement

L'implantation des sondages et essais in situ figure sur le plan d'implantation joint en annexe 2. Elle a été modifiée lors de la visite du site avec le client.

L'altitude des têtes de sondages correspond au niveau du terrain naturel au moment des investigations.

Les coordonnées des têtes de sondages ont été relevées en X, Y et Z par Ginger. Les cotes des têtes des sondages et piézomètre sont rattachées aux cotes NGF.

3.3. Sondages, essais et mesures in situ

3.3.1. Investigations in situ

Les investigations suivantes ont été réalisées :

Type de sondage	Quantité	Noms	Prof. / TN	Altitude NGF
Sondage destructif avec enregistrement des paramètres en continu et prélèvement de cuttings	3	SP1	5.0	-
		SP2	10.0	480.33
		SP3	10.0	481.44
Exécution d'essais pressiométriques. Norme NF P94-110-1	21			
Fouille de reconnaissance de réseaux ou de structures enterrées	3	PM1	1.0	-
		PM2	0.9	479.41
		PM3	1.5	480.36
Sondage carotté en diamètre 110 mm	3	SC1	4.0	-
		SC2	9.9	480.33
		SC3	1.1	481.44

000

Type de sondage	Quantité	Noms	Prof. / TN	Altitude NGF
Essai au pénétromètre dynamique type DPSH-B Norme NF EN ISO 22476-2	7	PD2	2.0	478.93
		PD3	1.0	480.05
		PD4	2.0	481.23
		PD5	2.0	477.97
		PD6	3.0	472.81
		PD7	2.0	473.61
		PD8	2.6	472.38

La profondeur des sondages a été adaptée par rapport à celle définie au contrat.

Les coupes des sondages et pénétrogrammes sont présentés en annexes 3, 4, et 6 où l'on trouvera en particulier les renseignements décrits ci-après :

- **Sondages destructifs :**
 - coupe approximative des sols*,
 - formations géologiques correspondantes.
- **Puits de reconnaissance à la pelle :**
 - coupe détaillée des sols,
 - tenue des fouilles,
 - photographies de la fouille et des sols extraits.
- **Sondages carottés :**
 - coupe détaillée des sols,
 - pourcentage de carottage et RQD,
 - prélèvement de carottes intactes de sols mis dans des caisses en bois.
- **Essais au pénétromètre dynamique type DPSH-B :**
 - diagramme donnant la résistance dynamique qd en fonction de la profondeur et calculée selon la formule des Hollandais.
- **Essais pressiométriques :**
 - Module pressiométrique : E_M (MPa),
 - Pression limite nette : p_l^* (MPa),
 - Pression de fluage nette p_f^* (MPa),
 - Rapport E_M/p_l^* .

Ces paramètres sont portés directement sur les coupes de forage.

* l'interprétation des sols à partir des forages de type destructif est faite uniquement d'après l'examen des cuttings, des courbes de pénétration des sols et des diagraphies.

Nota 1: les feuilles de sondages peuvent également contenir des informations complémentaires dont les niveaux d'eau éventuels, les pertes de fluide d'injection, les incidents de forage, etc...

3.3.2. Piézométrie

Les équipements suivants ont été mis en place :

Équipement piézométrique	Sondage de référence	Prof. / TN
Piézomètre définitif de type fermé avec bouche à clé Norme NF P94-157-2	PZ1	8.20

Les relevés des niveaux d'eau effectués ainsi que le détail des équipements mis en place sont indiqués sur les coupes de forage correspondantes.

3.4. Essais en laboratoire

Les essais suivants ont été réalisés :

Identification des sols	Nombre	Norme
Teneur en eau pondérale w	1	NF P94-050
Analyse granulométrique par tamisage	1	NF P94-056
Valeur au bleu du sol (VBS)	1	NF P94-068
Classification des sols (GTR)	1	NF P11-300

Nota : les prélèvements d'échantillons sont la propriété du client. Ils seront conservés pendant un mois à compter de l'envoi du rapport. S'il le souhaite, le client pourra donc soit récupérer ses prélèvements, soit demander à ce qu'ils soient conservés. A défaut de demande expresse, les prélèvements seront mis au rebus.

4. Capacité portante du dallage de la galerie

4.1. Description de la mission

L'objectif de notre mission est de proposer par calculs, une valeur de capacité portante du dallage existant, en évaluant la résistance caractéristique du béton.

Pour mener à bien notre mission, nous avons effectué les investigations suivantes :

- Passages au Ferroscan pour détecter la présence éventuelle d'armatures ;
- Piquetages dans le dallage afin de relevé les diamètres et positions des éventuelles armatures ;
- Prélèvements de 5 carottes béton dans le dallage et essais de résistance à la compression du béton pour détermination de sa classe de résistance ;
- Calcul selon le DTU 13.3 de la capacité portante du dallage.

4.2. Prélèvements et sondages in-situ

4.2.1. Implantation des sondages

L'implantation des sondages est donnée sur le schéma suivant. Les sondages carottés sont identifiés par C1, C2, C3, C4 et C5. Le sondage ponctuel est identifié par S1.

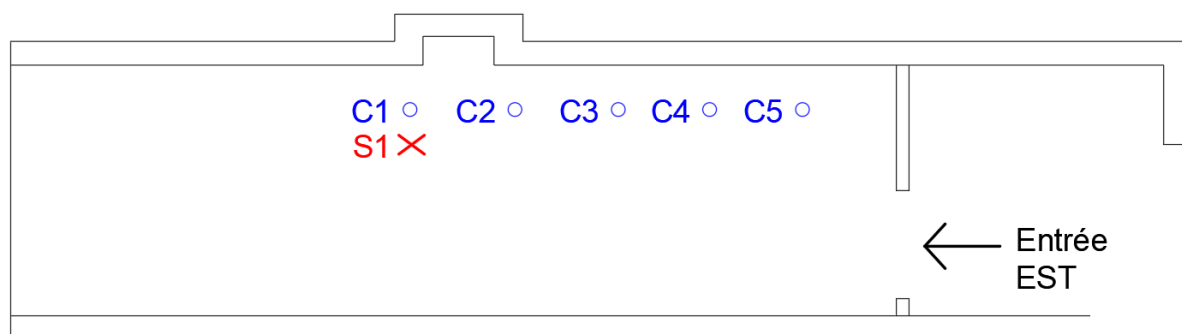


Figure : Implantation des sondages

4.2.2. Sondage ponctuel

Le sondage S1, d'une surface de 20 cm sur 20 cm, n'a pas pu mettre en évidence la présence d'acier dans le dallage, nous concluons sur l'absence d'armatures dans le dallage. De plus, le passage au ferroskan a confirmé cette hypothèse.



Figure : Sondage S1 pour repérage des armatures dans le dallage

Les mesures effectuées permettent d'identifier la composition de la structure :

- Dallage en béton non armé d'épaisseur 18 cm
- Sol support : sable et graviers

Le dallage est en contact direct avec le sol support.

4.2.3. Carottages dans le dallage

Lors de notre intervention, nous avons effectué 5 carottages à l'eau dans l'épaisseur du dallage comme repéré sur le plan d'implantation (Figure 2). Les échantillons prélevés ont un diamètre de 66 mm et ont été utilisés en laboratoire pour caractériser la structure de l'ouvrage (épaisseur, qualité du béton, essais à la compression, etc).



Figure : photo du carottage C4

Les carottages réalisés ont permis d'obtenir les informations suivantes pour le dallage :

- Le type de béton est **béton calcaire avec granulats 0/60 mm**
- Il présente une porosité allant jusqu'à **50 mm**

4.3. Essais en laboratoire

4.3.1. Prélèvements

Les prélèvements de 5 carottes avec un élanement de 1 effectués sur le dallage nous ont permis de mettre en œuvre des essais de résistance à la compression sur le béton.

La norme NF EN 13791 impose de réaliser des essais de compression sur des éprouvettes d'un élanement 1, pour correspondre à la résistance à la compression sur cube 15x15 cm. Pour obtenir l'équivalence avec les éprouvettes normalisées Ø 16H32 cm, il faut appliquer un coefficient multiplicateur de 0.8. La résistance caractéristique à la compression sur site est évaluée en utilisant l'approche B décrite en 7.3.3 de la norme NF EN 13791 (approche correspondant pour un nombre de carottes compris entre 3 et 14).

$$f_{ck}, is = fm(n), is - k \quad \text{ou} \quad f_{ck}, is = fis, \text{ plus faible} + 4$$

<i>n</i>	<i>k</i>
de 10 à 14	5
de 7 à 9	6
de 3 à 6	7

La marge *k* dépend du nombre *n* de résultats d'essai et la valeur appropriée est sélectionnée dans le Tableau.



Figure : Photo de la carotte C5

4.3.2. Résultats d'essais de résistance à la compression

Les essais en laboratoires nous ont permis d'établir le tableau suivant :

Référence de la carotte	Masse (kg)	Dimensions de l'échantillon (mm)		Mva (T/m ³)	Rupture	
		Diamètre	Hauteur		Charge (kN)	Contrainte (MPa)
C1	0.459	66	62	2.301	101	31.4
C2	0.452	66	62	2.266	108	33.6
C3	0.455	66	62	2.281	118	36.7
C4	0.462	66	63	2.280	106	33.0
C5	0.422	66	60	2.186	128	39.8

Mva : masse volumique apparente.

4.3.3. Descriptifs des carottes

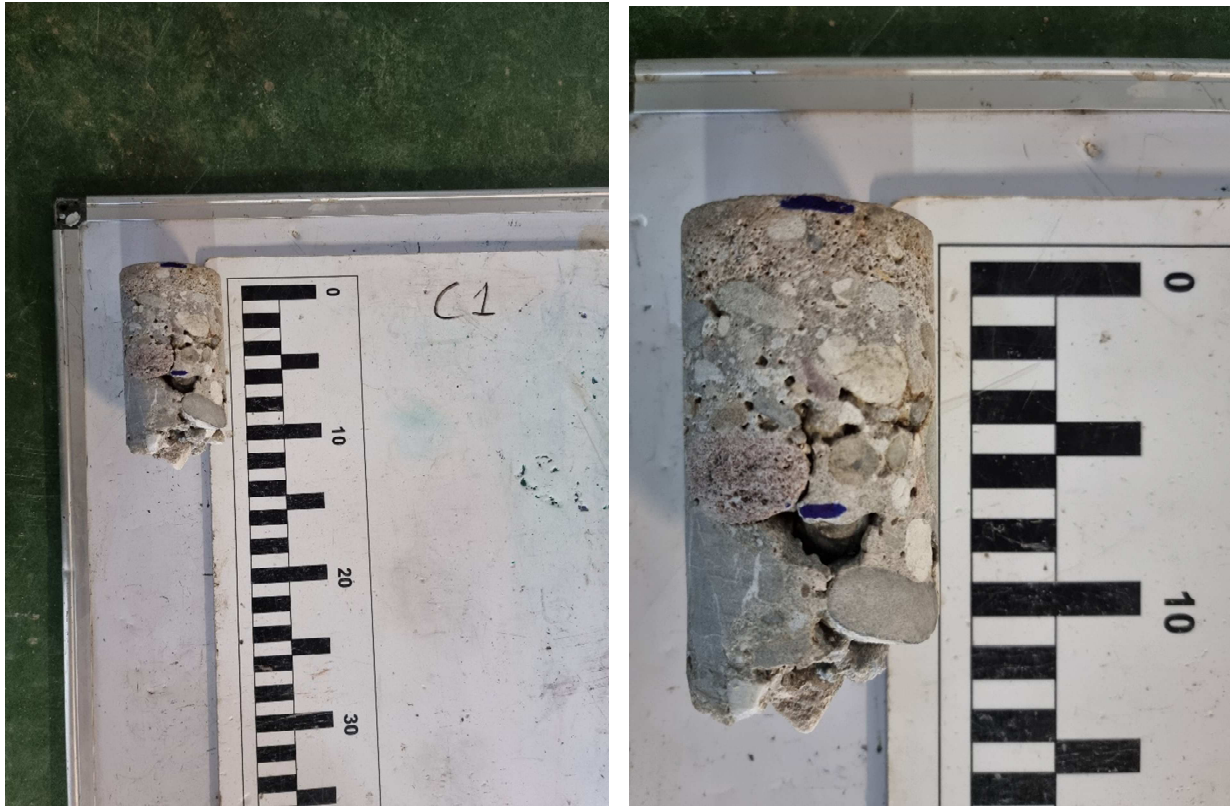


Figure : Carotte C1 de longueur 142 mm



Figure : Carotte C2 de longueur 210 mm



Figure : Carotte C3 de longueur 190 mm



Figure : Carotte C4 de longueur 150 mm



Figure : Carotte C5 de longueur 208 mm

4.3.4. Détermination de la classe de résistance du béton

La norme européenne NF EN 13791 de 2013 « Evaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués » présente les techniques d'estimation de la résistance à la compression sur site des structures en béton et des éléments préfabriqués en béton.

Les valeurs de résistance à la compression mesurées sur des carottes d'éclatement égal à 1 peuvent être directement traitées selon la norme européenne.

Lorsque le nombre de carottes est compris entre 3 et 14, la résistance caractéristique sur site estimée de la zone d'essai est la valeur la plus faible de :

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k \quad [1] \quad \text{ou} \quad f_{ck, is} = f_{is, min} + 4 \quad [2]$$

Avec :

- $f_{ck, is}$: la résistance caractéristique à la compression sur site ;
- $f_{m(n), is}$: la moyenne de la résistance à la compression sur site de n résultats d'essais ;
- $f_{is, min}$: la valeur de résistance minimale ;
- k dépend du nombre de résultats d'essais et k =7 pour n = 3 à 6.

Suite à la définition de la résistance caractéristique sur site, la classe de résistance est déterminée selon la norme NF EN 13791.

Élément	Résistance moyenne (MPa) $f_{m(n), is}$	Résistance minimale (en MPa) $f_{is, min}$	Résistance caractéristique (MPa) $f_{ck, is}$		Résistance caractéristique sur site	Classe de résistance
			Selon formule [1]	Selon formule [2]		
Dallage Galerie	34.9	31.4	27.9	35.4	27.9	C25/30

Le dépouillement de ces mesures est présenté en **annexe 7** du présent rapport.

4.4. Calcul de la capacité portante du dallage

4.4.1. Base de l'étude

Afin de vérifier la capacité portante du dallage existant à reprendre les efforts des éléments constituant la station de traitement, nous avons calculé, sur la base du DTU 13.3, la limite de capacité portante de cet élément.

4.4.2. Hypothèses

4.4.2.1. Normes

Chargements et combinaisons d'actions :

- NF EN 1990-1-1, Eurocodes structuraux – Base de calculs des structures,

Vérifications :

- DTU 13.3, Travaux de Dallage – Conception, calcul et exécution (Partie 1 : Locaux industriels).

4.4.2.2. Matériaux et hypothèses structurelles

Les hypothèses sont les suivantes :

- Dallage non armé
- Module de Westergaard de la couche de forme : $K_w = 120 \text{ MPa/m}$ représentant la couche de béton altérée entre les 2 dalles de la galerie sur des hypothèses pessimistes.
- Coefficient rhéologique du sol : $\alpha = \frac{1}{2}$ (Roche)
- Épaisseur du dallage : 18 cm
- Distance entre joints D : 5 m
- Résistance du béton : 25 MPa

4.4.3. Chargement et combinaison de calcul

L'état actuel de la structure considéré sain est pris en compte pour les calculs. Les charges susceptibles de s'appliquer à la structure sont les suivantes :

- **Charges permanentes (G)**

- Dallage béton : 2300 kg/m^3
 - Soit pour une épaisseur maximum de 18 cm → **414 kg/m²**

Combinaison de calcul : ELS : $P = G$

4.4.4. Calcul de la capacité portante

Les calculs du dallage existant ont été effectués sur la base des informations recueillies à la suite de notre campagne d'investigations.

Calcul de la charge maximale applicable sur le dallage :

Ces calculs sont menés à l'ELS (État Limite de Service) selon les règlements de calcul en vigueur.

Les résultats des calculs de portance du dallage sont présentés dans le tableau ci-après :

Localisation	Propriétés de la structure		Propriétés du sol (Es)	Capacité portante	Tassement résultant de $Q_{max} - G$
	Épaisseur du dallage	Résistance caractéristique du béton		Charge répartie $Q_{max} - G$	
Dallage galerie	18 cm	25 MPa	320 MPa	7,2 T/m ²	0,36 cm

Les notes de calcul sont jointes en ANNEXE 7

La charge admissible de 7,5 Tonnes/m² est à comparer avec la valeur induite de tassement dans le sol. En effet, cette charge implique un tassement de $w = 0.8775 * (Q_{max} - G) * (D / Es) = 0,6$ cm, ce qui est négligeable.

Afin d'obtenir la capacité portante de la dalle en termes de charges permanentes, il est nécessaire de soustraire à la valeur de $Q_{max} - G$ la charge d'exploitation prévue pour le projet.

5. Synthèse des investigations géotechniques

5.1. Modèle géologique général

Cette synthèse devra être confirmée dans la mission d'étude géotechnique de conception G2 PRO.

5.1.1. Lithologie

A noter que la profondeur des formations est donnée par rapport au terrain naturel tel qu'il était au moment de la reconnaissance.

L'analyse et la synthèse des résultats des investigations réalisées ont permis de dresser la coupe géotechnique schématique suivante :

Formation n°0 : dalles de béton à l'intérieur du tunnel

- Il a été rencontré une première dalle de béton de 0.17 m d'épaisseur environ, reposant sur une couche de graviers. Une deuxième dalle béton de 0.40 m à 0.50 m environ.

Formation n°1 : remblais lâches de blocs rocheux

- Epaisseur : 1.5 à 5.0 m
- Caractéristiques géotechniques : faibles
 - Pression limite (p_l) : 0.13 à 0.34 MPa,
 - Module pressiométrique (E_M) : 1.2 à 3.1 MPa,
 - Résistance dynamique de pointe $3 \leq q_d \leq 5$ MPa

Du fait de la faible fraction de fines dans sa granulométrie, ces remblais comportent des vides entre les blocs, d'où de très faibles caractéristiques mécaniques.



Formation n°2 : roche cristalline grise-noire à verdâtre, de faciès schisteux

- Epaisseur : jusqu'à la base des sondages pressiométriques et carottés
- Caractéristiques géotechniques : élevées
 - Pression limite (p_l) : > 4.8 MPa,
 - Module pressiométrique (E_M) : 158.9 à 870 MPa.

Remarques :

- nous rappelons qu'il n'est pas toujours évident de distinguer les variations horizontales et/ou verticales éventuelles, inhérentes aux changements de faciès, compte tenu de la surface investiguée par rapport à celle concernée par le projet. De ce fait, les caractéristiques indiquées précédemment ont un caractère représentatif mais non absolu ;
- les essais de pénétration dynamique des sols étant des sondages dits « aveugles », la géologie des terrains ainsi que les limites de couches sont interprétées ou extrapolées à partir des diagrammes et notamment des valeurs de compacité du sol. La nature des terrains et leur compacité devront, par conséquent, être confirmées lors des travaux.

5.1.2. Caractéristiques physiques des sols

Les procès-verbaux des essais en laboratoire sont insérés en annexe 5. Les résultats de ces essais sont synthétisés ci-après.

Dans le tableau ci-dessous sont reportés les résultats des essais d'identification :

Référence échantillon	Formation / type de sol	Prof. (m) échantillon	w (%)	VBS	Tamisat < 80 μ m (%)	Dmax (mm)	Classe G.T.R.
SC2	0 – Remblais de blocs de roche cristallines gris-noires	0.80	0.8	0.06	4.3	43	D2

Ces remblais avec peu de fines sont insensibles à l'eau.

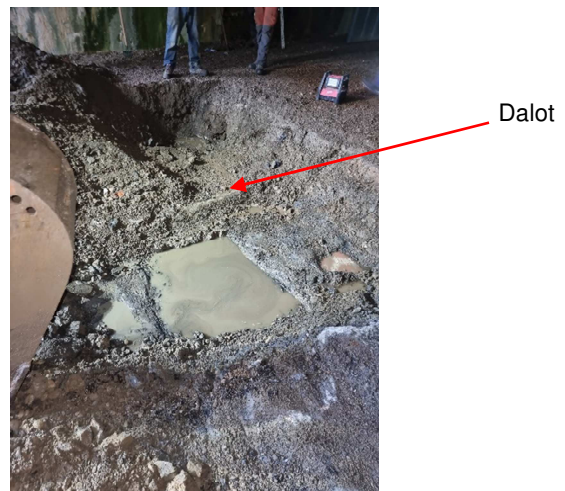
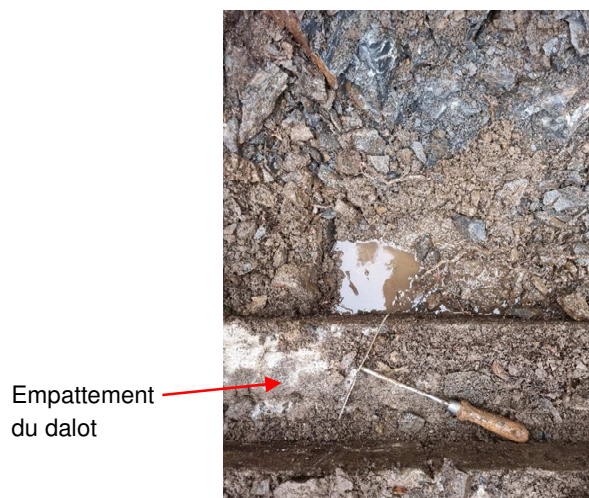
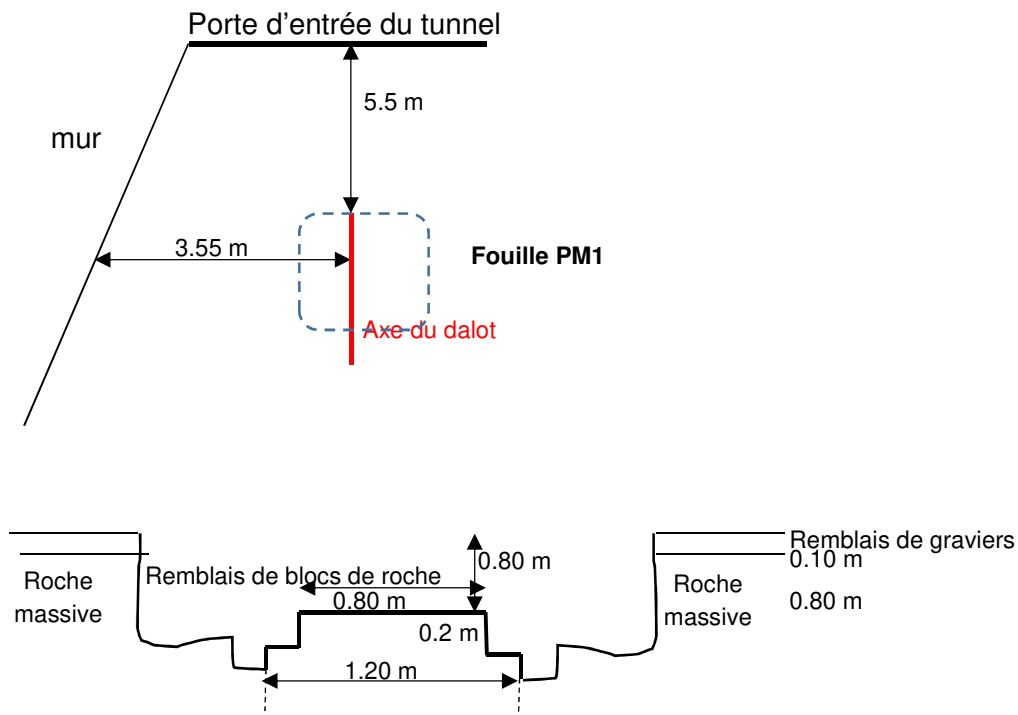
5.2. Reconnaissances de réseaux

Trois fouilles de reconnaissance de positionnement de réseau ont été réalisées.

5.2.1. Dalot dans l'entrée du tunnel (PM1)

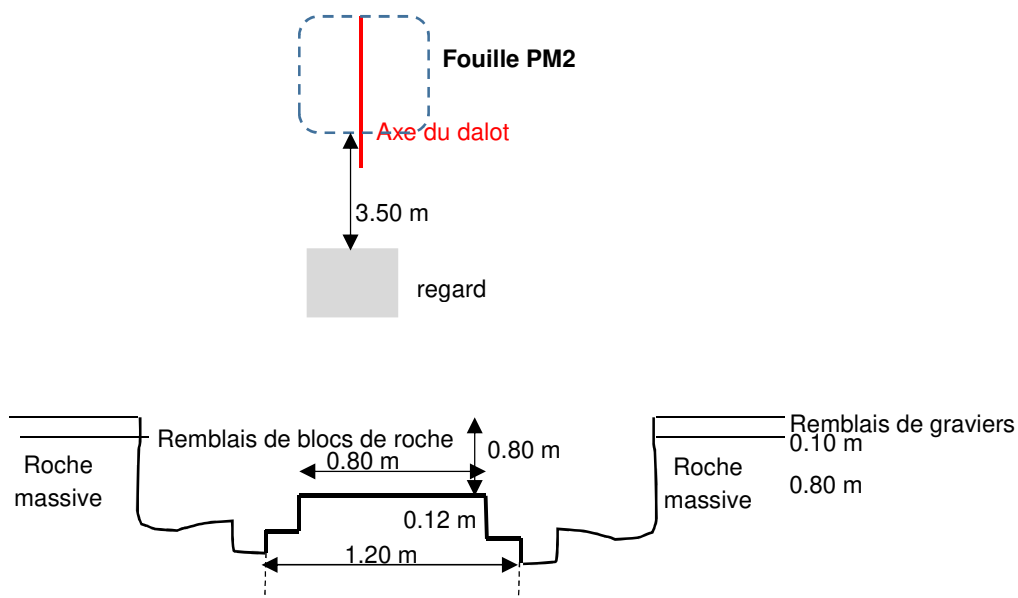
La tranchée PM1 a mis en évidence la dalle supérieure du dalot à 0.80 m de profondeur. Il a une largeur de 0.80 m avec un empattement de 0.20 m (soit une largeur de 1.20 m).

Localisation



5.2.2. Dalot à proximité d'un regard (PM2)

La tranchée PM2 a mis en évidence la dalle supérieure du dalot à 0.80 m de profondeur. Il a une largeur de 0.80 m avec un empattement de 0.20 m (soit une largeur de 1.20 m).



5.2.3. Fouille PM3

La fouille PM3 menée jusqu'à 1.5 m de profondeur a mis en évidence des remblais de blocs de roche avec une faible matrice argileuse.



PM3 : blocs de roche . parois instables

5.3. Contexte hydrogéologique général

5.3.1. Piézométrie, niveaux d'eau

Un seul niveau d'eau a été rencontré à une profondeur de 6.10 m au moment des investigations, en Pz1.

Les niveaux d'eau relevés s'établissent comme suit :

Sondage		PZ1	
Altitude NGF relative au niveau du TN		481.6	
Date	Temps	Prof.	Cote NGF
5/10/22	Beau	6.10	475.5

Il est à noter que les niveaux d'eau dans le sol peuvent varier en fonction de la saison et de la pluviométrie. Les niveaux d'eau mesurés doivent donc être considérés à un instant donné.

Le niveau d'eau relevé correspond à une mesure ponctuelle réalisée au moment des investigations (octobre 2022).

5.3.2. Interprétation en termes de nappes

Il s'agit de circulations aquifères au toit du substratum rocheux. Elles peuvent former des sources.

5.3.3. Inondabilité

Compte tenu de sa position dans un coteau le site n'est pas inondable par débordement de cours d'eau.

Par ailleurs des informations précises sur le risque réel d'inondation peuvent être fournies dans les documents d'urbanisme (P.L.U.) et dépendent des travaux de protection réalisés, donc susceptibles de varier dans le temps. S'agissant de données d'aménagement hydraulique et non de données hydrogéologiques, elles ne font pas partie de notre mission d'étude géotechnique.

5.4. Risques naturels

5.4.1. Risque sismique – données parasismiques réglementaires

Selon le décret n°2010-1255 et la norme NF EN 1998 (EUROCODE 8), les principales données parasismiques déduites des éléments du projet et des reconnaissances effectuées dans le cadre de cette étude et présentées dans les paragraphes précédents, figurent dans le tableau ci-dessous :

Zone de sismicité	3
Type de sol	B
Paramètre de sol S	1.35

5.4.2. Liquéfaction

En absence d'eau et compte-tenu du contexte rocheux du site les terrains ne sont pas liquéfiables.

6. Principes généraux de construction en phase avant-projet

6.1. Analyse du contexte et principes d'adaptation

Compte-tenu de ce qui a été indiqué dans les paragraphes précédents, les points essentiels ci-dessous sont à prendre en compte et conduiront les choix d'adaptation du projet :

Contexte géologique et géotechnique :

Contexte géotechnique au droit de SP3/SC3 : remblais de blocs recouvrant le substratum rocheux.

Environnement du projet :

Projet : création d'un ouvrage enterré (station de traitement) de 4.5 m à 5.5 m/Terrain Actuel

Compte tenu des points précédents :

un mode de fondations superficielles peut être envisagé, par **radier général**.

Ces principes sont détaillés dans les paragraphes suivants.

Nous rappelons que toute modification du projet ou des sols peut entraîner une modification partielle ou complète des adaptations préconisées.

6.2. Adaptations générales de l'avant-projet

Nota : les indications données dans les chapitres suivants, qui sont fournies en estimant des conditions normales d'exécution pendant les travaux, seront forcément adaptées aux conditions réelles rencontrées (intempéries, niveau de nappe, matériels utilisés, provenance et qualité des matériaux, phasages, plannings et précautions particulières).

Nous rappelons que les conditions d'exécution sont absolument prépondérantes pour obtenir le résultat attendu et qu'elles ne peuvent être définies précisément à l'heure actuelle. A défaut, seules des orientations seront retenues.

6.2.1. Réalisation des terrassements

Le projet au droit de SP3/SC3 impliquera des terrassements en déblai principalement, les formations du site seront alors déblayées jusqu'à 5.0 m de profondeur (remblais de blocs rocheux).

Le niveau du fond de fouille se situe dans la formation n°2 de nature rocheuse.

Le poids des terres enlevées étant supérieur au poids de l'ouvrage à construire, et le sol d'assise étant rocheux, les déformations du sol induites par le projet seront négligeables.

6.2.1.1. Traficabilité en phase chantier

Les essais d'identification ont permis de classer selon le GTR, les remblais de blocs (Formation n°0) en classe D2.

Compte tenu de la classification précédente, les sols sont sensibles à l'eau dans un état hydrique sec au moment des investigations.

Bien que les matériaux ne soient pas assez « fermé » (fraction de particules fines, sable, gravillons pas assez importante) ils permettent une circulation des engins satisfaisante.

6.2.1.2. Terrassabilité des matériaux

La réalisation des déblais concernant les remblais (formation n°0) ne devrait pas poser de problème particulier à l'extraction. Toutefois, bien que nous n'en ayons pas trouvé au droit des sondages, il n'est pas exclu de rencontrer des blocs plus volumineux en phase travaux. Cela nécessitera alors l'emploi d'engins adaptés ou d'outils adaptés tels qu'éclateur, BRH, dérocteur, etc...

Si le projet nécessite des terrassements dans la roche (formation n° 1), il faudra donc prévoir l'utilisation d'engins ou de procédés adaptés (éclateur, dérocteur, pelle puissante, BRH,...) voire d'explosifs.

Le choix de l'utilisation d'explosif devra être examiné en fonction de l'environnement du site, en particulier de la proximité de la station actuelle.

6.2.1.3. Drainage en phase chantier

Suite aux observations faites au cours de la campagne d'investigations, le terrain devrait en principe être sec. Cependant, des venues d'eau peuvent apparaître exceptionnellement en

cours de terrassement. Elles seront alors collectées en périphérie et évacuées en dehors de la fouille (captage).

Les dispositions spécifiques prévisibles seront adaptées au cas par cas pour assurer la mise au sec de la plateforme de travail à tout moment.

Toute zone décomprimée fera l'objet d'un traitement spécifique si elle doit recevoir un élément de l'ouvrage à porter (purge, compactage).

6.2.1.4. Talus

Hors mitoyenneté, les talus **provisoires** des fouilles dans les remblais pierreux, pourront être dressés avec une pente de 1.5 de base pour 1 de hauteur, à adapter lors des terrassements si cela s'avère nécessaire.

A noter que des hétérogénéités locales peuvent être rencontrées au fur et à mesure de l'ouverture des fouilles et provoquer des éboulements locaux. L'ensemble des talus devra être protégé des intempéries par des feuilles de polyane par exemple soigneusement fixées.

Pour des hauteurs de talus supérieures à 5 m ou pour des talus plus raides, un confortement est à prévoir. Son dimensionnement fera l'objet d'une étude particulière spécifique.

6.3. Fondation de la structure (station de traitement)

6.3.1. Fondations superficielles par radier général

Compte tenu des éléments précédents, une solution de fondations superficielles par radier général est envisageable. Il sera faiblement ancré dans les **roches cristallines gris-noires** (formation n°2), rencontrées vers 5.0 m de profondeur en SC3/ SP3. Les remblais devront être traversés.

Dans tous les cas, l'encastrement devra assurer les conditions de mise hors gel des fondations, soit une profondeur minimale de 0.9 m par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries (cf. Norme NF P 94-261).

Le radier reposera sur la roche par l'intermédiaire d'une couche de forme et de réglage en GNT compactée ou un béton maigre (béton de propreté).

Compte tenu de la nature des sols et du projet et d'après les recommandations de la Norme NF P 94-261, la contrainte de service **maximale** est de 500 kPa à l'ELS et donc de 800 kPa à l'ELU.

Cette contrainte est surabondante étant donné le projet.

Sous réserve d'une contrainte à l'ELS d'environ 60 KPa, le radier induira des tassements millimétriques (calcul avec le bicouche de Ménard).

6.4. Protection des ouvrages vis-à-vis de l'eau

Il a été dit précédemment que des arrivées d'eau avaient été repérées dans le piézomètre Pz1, vers 6.1 m de profondeur.

Bien que les matériaux de remblais de blocs semblent perméables, suivant la sensibilité de l'ouvrage à l'eau, il devra être protégé par un drainage périphérique réalisé selon les règles de l'Art (DTU 20.1).

Les drainages seront raccordés à une évacuation adaptée (gravitaire ou pompe de relevage), et rejetés dans les réseaux sous réserve de l'autorisation des services compétents concernés.

Dans tous les cas, un entretien régulier des ouvrages de drainage est nécessaire afin d'assurer la pérennité de son fonctionnement.

6.5. Protection des ouvrages vis-à-vis du risque sismique

Disposition générales à respecter :

- système de fondation homogène sous un même corps de bâtiment, à moins de délimiter des parties par joints parasismiques ;
- éviter les fondations isolées ; en cas de sol rocheux continu, non fracturé et non délité, ce dernier peut être considéré comme assurant la liaison entre les fondations isolées ;
- ne pas fonder les constructions à cheval sur deux ou plusieurs types de sol de caractéristiques géotechniques très différentes, ou sur des discontinuités naturelles du sol : fractures, ressauts, brusque, changement de pente, etc... ;
- encastrent fortement les fondations dans les sols meubles ;
- veiller à ce que l'assise des fondations soit horizontale ;

- avoir un seul niveau de fondation et un niveau identique de fondation pour un même corps d'ouvrage ; en cas de niveaux enterrés, les prévoir sur toute l'emprise de la construction ou, à défaut, sur une partie séparée par un joint parasismique. Si la stratification des couches géologiques est inclinée, la totalité des fondations doit descendre dans un niveau de sol identique, éventuellement avec décrochement de niveaux bas, de préférence inférieur à 1.2 m ;
- éviter impérativement toute accumulation d'eau de ruissellement autour des constructions (drainage périphérique efficace avec des regards de visite) ;
- prévoir tous les éléments raidisseurs dans la structure, tels que chaînages, voiles, même courts en longueur, poteaux de même hauteur plutôt longs que courts, notion de couple poteaux forts / poutres faibles à respecter.

6.6. Préparation de la plateforme de chaussée

6.6.1. Préambule

L'étude de dimensionnement des voiries ne fait pas partie de la présente mission et devra faire l'objet d'une mission complémentaire dans le cadre d'une étude en phase projet (G2 PRO). Les indications données ici ne constituent qu'une première approche, un pré-dimensionnement.

Pour l'ébauche dimensionnelle des structures, nous avons utilisé :

- le guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme SETRA & LCPC de septembre 1992 (GTR),
- le guide pour la construction des voies et places en lotissement (CETE Ouest),
- le guide technique : « conception et dimensionnement des structures de chaussées » (décembre 2004),
- le catalogue des structures types de chaussées neuves du réseau routier national (1998).

6.6.2. Hypothèses de calcul

La classe de trafic ne nous a pas été fournie. Nous avons donc considéré une classe de trafic T5 (maximum 2 PL/ jour et par sens de circulation). Les hypothèses complémentaires suivantes ont été prises en compte :

- durée de service : 20 ans,
- taux de croissance annuel : 0 %,
- 13 T maximum par essieu.

6.6.3. Partie Supérieure des Terrassements (PST) et classe d'arase

La partie supérieure des terrassements est constituée par des remblais de blocs de roche et une couche graveleuse (partie haute du site accédant un tunnel (PD2 à PD5)). Les essais au pénétromètre indiquent une couche métrique avec de bonnes caractéristiques mécaniques ($q_d > 5$ MPa). La PST peut être estimée, en fonction des sols en présence, pour le sol support sans drainage ni amélioration, en PST n° 3, AR2. Cette couche de remblais graveleux pourra servir de couche de forme de la future chaussée.

Dans le cas de support sur la voie actuelle en enrobé (PD6 et PD7), la couche de forme existe. Nota : cette partie de chaussée soumise à un très faible trafic, ne comportait pas de désordres lors de notre intervention.

Nota : l'essai PD8 indique des sols très mous jusqu'à plus de 2.2 m de profondeur. Cet essai a été réalisé en dehors de la voirie existante non loin de l'ancien pont, dans une zone enherbée.

Les travaux devront être réalisés en période météorologique favorable afin d'obtenir des matériaux en état hydrique moyen à sec et pour permettre une circulation des engins sur la PST sans difficulté.

Si, toutefois, les travaux sont réalisés en période défavorable, des sujétions seront à prévoir afin d'augmenter la portance avant la réalisation de la couche de forme.

Il conviendra de s'assurer de la bonne collecte des eaux de ruissellement.

6.6.4. Couche de forme

Les caractéristiques de la couche de forme (matériaux utilisés et épaisseurs) sont fournies dans le fascicule II du GTR 92, en fonction des classes de PST et AR.

Deux cas se présentent : la partie basse du site où il existe une chaussée avec une couche de roulement (PD6 et PD7), et la partie haute où la voie est un chemin comportant en surface une grave sableuse.

Pour obtenir une PF2 ($EV2 \geq 50$ MPa) à partir d'une PST n°3, AR 2, il n'est pas nécessaire de préconisations (cf tableau ci-après). **On s'assurera de la bonne portance avec des essais à la plaque.**

Etat hydrique de la PST	Classe PST / AR	Amélioration de la PST	Couche de forme
th	PST 0 / AR 0	Drainage latéral + traitement à la chaux sur 50 cm d'épaisseur	✓ 0.35 m de matériaux A2 traités au liant et éventuellement à la chaux ou
h	PST 1 / AR 1	Traitement à la chaux sur 50 cm d'épaisseur	
m	PST 2 / AR 1	Pas nécessaire	✓ 0.40 m de matériaux de type R21 (0/60 ou 0/100) au dessus d'un géotextile
s	PST 3 / AR 1		
ts			

Cependant, il est recommandé de mettre en œuvre une couche de forme et de réglage sur au moins 10 cm en GNT.

6.6.5. Structure type de chaussée

L'étude de dimensionnement des voiries ne fait pas partie de la présente mission et devra faire l'objet d'une mission complémentaire dans le cadre d'une étude en phase projet (G2 PRO).

Sur la base d'une assise de classe PF2, on peut proposer, à titre de pré-dimensionnement pour les voiries lourdes, les structures de chaussée suivantes :

- 5 cm d'enrobé BBSG,
- 25 cm de GNT.

Légende : BBSG : Béton bitumineux semi grenu, GNT : grave non traitée

Couches	Epaisseur
Surface	5 cm de BBSG (0/10)
Fondation et base	25 cm de GNT
Plateforme	PF2 (EV2 > 50 MPa)

L'entreprise pourra proposer des structures différentes dans la mesure où elles sont équivalentes (à justifier par note technique).

La structure de chaussée devra être vérifiée en fonction de la circulation effective prévue sur les voiries et de la tenue au gel souhaitée.

Lors de la réalisation des travaux, la plus grande attention sera portée sur les points suivants :

- contrôle du niveau de portance de la plateforme,
- respect des épaisseurs préconisées,

- contrôle de la qualité des matériaux mis en œuvre et de leur compacité.

Par ailleurs, les BBSG seront conformes à la norme NF EN 13108 - 1

Les granulométries des matériaux hydrocarbonés seront fonction des épaisseurs mises en œuvre, qui pourront être les suivantes :

- BBSG (0/10 pour des épaisseurs de 5 à 7 cm).

Leurs conditions de mise en œuvre sont définies par la norme NF P98-150. Les liants utilisés pour la couche d'accrochage seront adaptés au matériau hydrocarboné choisi.

GINGER CEBTP se tient à la disposition du Maître d'œuvre ou de l'entreprise pour la réalisation des essais de contrôle à tout stade de l'exécution.

Nota Bene : Ceci n'est donné qu'à titre d'exemple. Les matériaux disponibles sur place peuvent conduire à des dimensionnements de structure très différents. Nous nous tenons à disposition pour en vérifier la définition et les possibilités, dans le cadre d'une étude de projet.

7. Observations majeures

On s'assurera que la stabilité des ouvrages et des sols avoisinants le projet est assurée pendant et après la réalisation de ce dernier.

Les conclusions du présent rapport ne sont valables que sous réserve des conditions générales des missions géotechniques de l'Union Syndicale Géotechnique fournies en annexe 1 (norme NF P94-500 de novembre 2013).

8. Missions ultérieures

Nous rappelons que cette étude a été menée dans le cadre d'une étude de conception G2 phase avant-projet (G2 AVP).

Conformément à la norme NF P94-500 de novembre 2013, il est nécessaire d'enchaîner avec les phases suivantes :

- Etude géotechnique de conception phase projet (G2 PRO)
- Etude géotechnique de conception phase DCE/ACT (G2 DCE / ACT)
- Puis, au stade exécution les études géotechniques de réalisation G3 et G4.

Ginger CEBTP peut prendre en charge la réalisation des missions géotechniques à suivre, de conception et de réalisation.

De plus, Ginger CEBTP peut également assurer la maîtrise d'œuvre des ouvrages géotechniques.

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

- Classification des missions types d'ingénierie géotechnique,
- Schéma d'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique.

ENCHAÎNEMENT DES MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE

Extrait de la norme AFNOR sur les MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE (NF P 94-500 - version de Novembre 2013)

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

CLASSIFICATION DES MISSIONS TYPES D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE**Extrait de la norme AFNOR sur les MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE (NF P 94-500 - version de Novembre 2013)**

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'avoisnants 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 avoisnants), 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 avoisnants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

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

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

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

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

Phase Étude

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

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

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

Phase Suivi

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

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

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

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

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

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

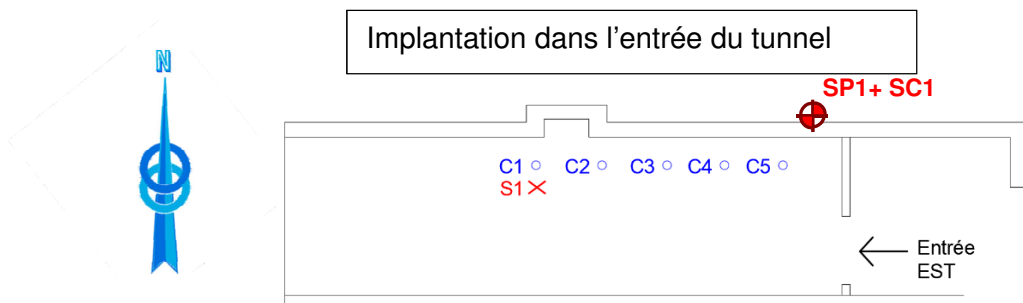
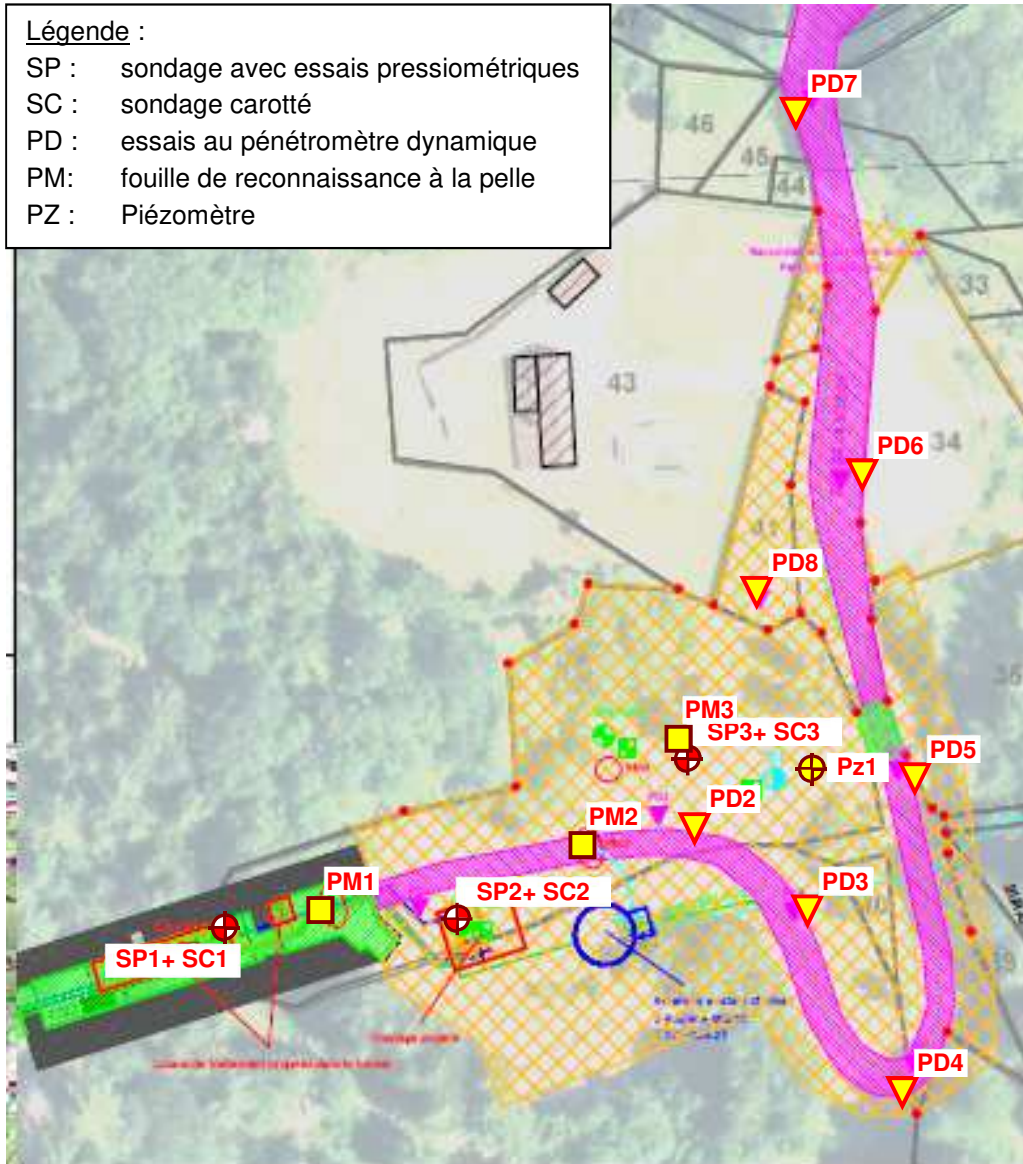
Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou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

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

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

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

ANNEXE 2 – PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES



ANNEXE 3 – SONDAGES DESTRUCTIFS ET PRESSIOMETRIQUES

- Coupes des sondages destructifs,
- Courbes pressiométriques éventuelles (p_r et E_M).

Dossier : **EST2.M.282**

Localité : **URBES (68)**

Chantier : **Station de traitement**

Client : **COM COM DE LA VALLEE DE SAIN**

X :

Date début de forage : **03/10/2022**

Echelle : **1/50**

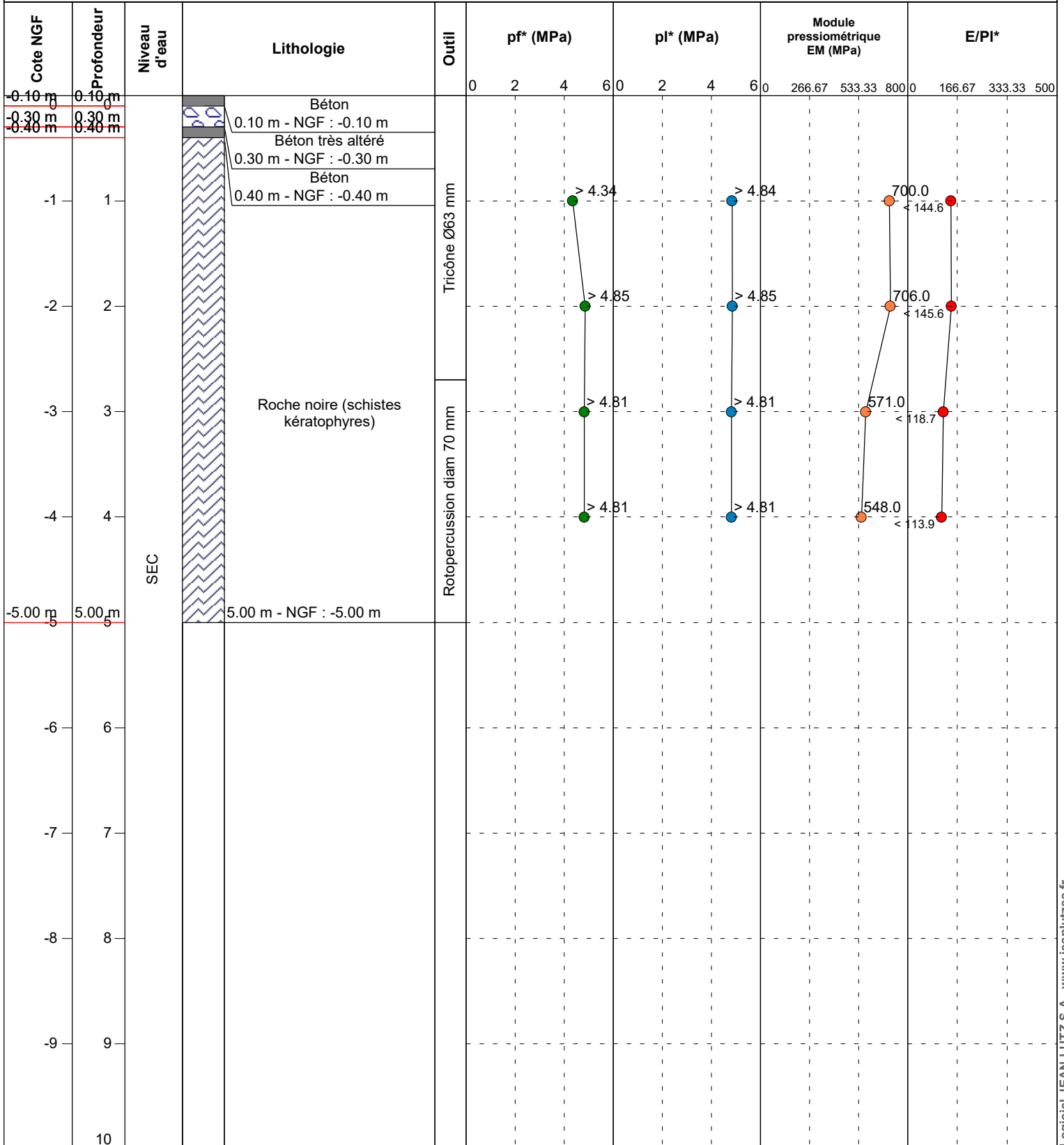
Y :

Date fin de forage : **03/10/2022**

Machine : **M384**

Z :

Profondeur de fin : **5.00m**



Observation :

Dossier : **EST2.M.282**

Localité : **URBES (68)**

Chantier : **Station de traitement**

Cliant : **COM COM DE LA VALLEE DE SAIN**

X : **1994082.9**

Date début de forage : **27/09/2022**

Echelle : **1/50**

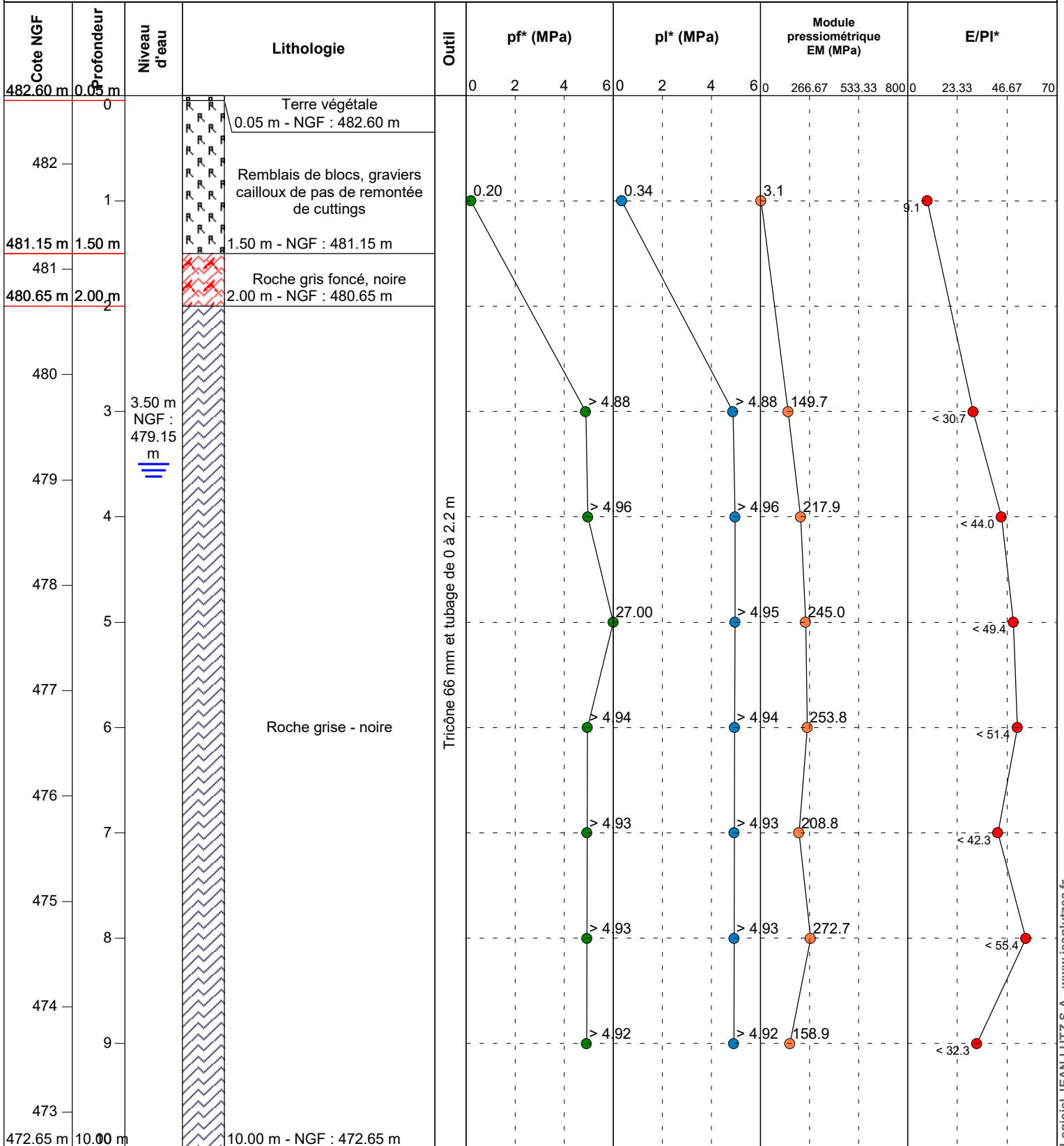
Y : **8080145.4**

Date fin de forage : **28/09/2022**

Machine : **M384**

Z : **482.65**

Profondeur de fin : **10.10m**



Observation :

EXGTE 3.23.3

Dossier : **EST2.M.282**

Localité : **URBES (68)**

Chantier : **Station de traitement**

Cliant : **COM COM DE LA VALLEE DE SAIN**

X : **1994111.2**

Date début de forage : **26/09/2022**

Echelle : **1/50**

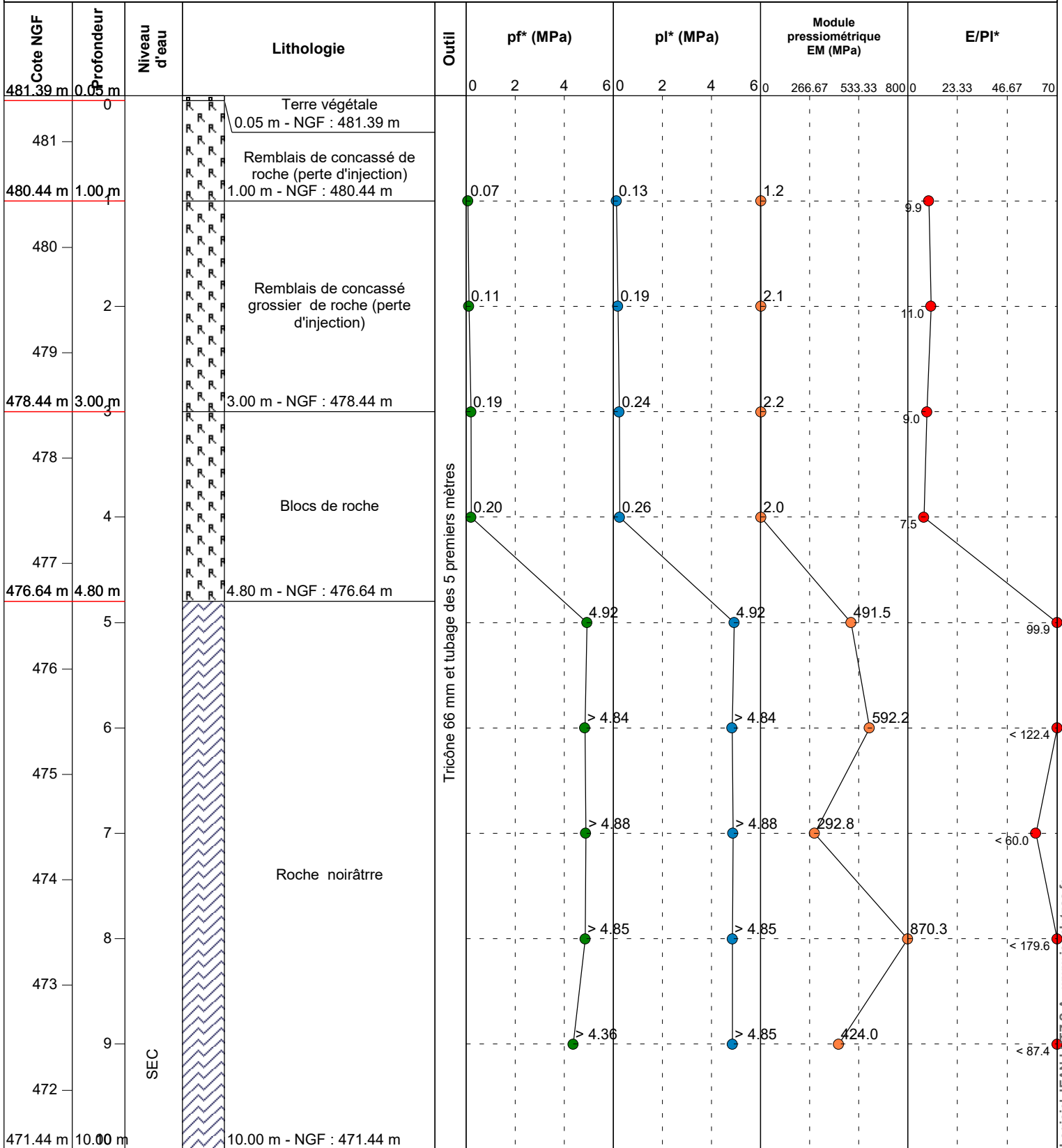
Y : **8080163.6**

Date fin de forage : **27/09/2022**

Machine : **M384**

Z : **481.44**

Profondeur de fin : **10.00m**



Observation :

EXGTE 3.23.3

Dossier : **EST2.M.282**

Localité : **URBES (68)**

Chantier : **Station de traitement**

Client : **COM COM DE LA VALLEE DE SAIN**

X :

Date début de forage : **05/10/2022**

Echelle : **1/50**

Y :

Date fin de forage : **05/10/2022**

Machine : **M384**

Z : **481.6**

Profondeur de fin : **8.20m**

Cote NGF	Profondeur	Niveau d'eau	Lithologie présumée	Outil	Equipement forage
481	0				
480	1				
479	2		Remblais de blocs de roche	Tricône 125 mm	Tube piézométrique plein 52/60 mm
478	3				
477	4				
476.80 m	4.80 m		4.80 m - NGF : 476.80 m		Tube piézométrique 52/60 mm, crépiné, avec gravillons de 3.5 m à 7.1 m de profondeur, bouchon d'argile de 3.5 m à 2.5 m de profondeur, et coulis de ciment sur le premier mètre
476	5				
475	6	6.10 m	Remblais de blocs de roche	Rotopercussion dia 115 mm	Nettoyage à l'eau claire
474	7	05/10/2022			
474.10 m	7.50 m		7.50 m - NGF : 474.10 m		
474	8		Roche noire	Tricône 89 mm	
473.40 m	8.20 m		8.20 m - NGF : 473.40 m		
473	9				
472	10				

Observation :

EXGTE 3.23.3

ANNEXE 4 – ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE

- Pénétrogrammes,
- Coupes approximatives des sols éventuelles.


Chantier : URBES - 68

Client : C.C. DE LA VALLEE DE SAINT AMARIN

Dossier : EST2-M-282

Date essai : 30/09/2022

Localisation essai

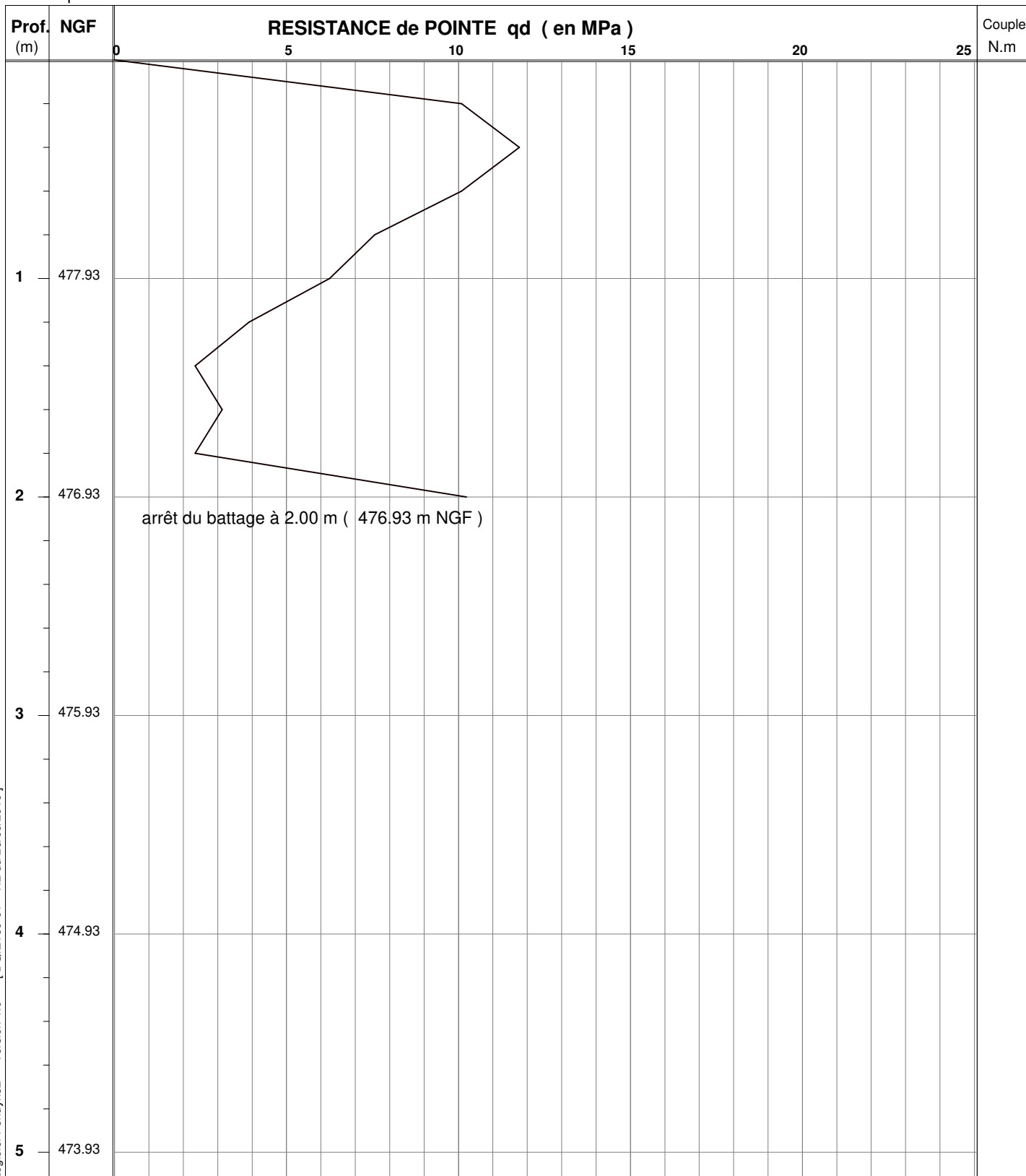
- X :

- Y :

- Z : 478.93 (NGF)

Echelle prof. : 1/25°

Norme NF EN ISO 22476-2



Logiciel Pendyn32 - Version 4.0 -- [DO.EI59-01 - V.2 du 28/09/2016]

MATERIEL UTILISE : SOCO10P

Etalonné le 2020 --- Coef.[Er] utilisé: 0.89

 mouton de 63.5 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 10.3 kg - tiges de 1 m. et de 6 kg - section pointe de 20 cm²
OBSERVATIONS : /

Edité le 02/12/2022


Chantier : URBES - 68

Client : C.C. DE LA VALLEE DE SAINT AMARIN

Dossier : EST2-M-282

Date essai : 30/09/2022

Localisation essai

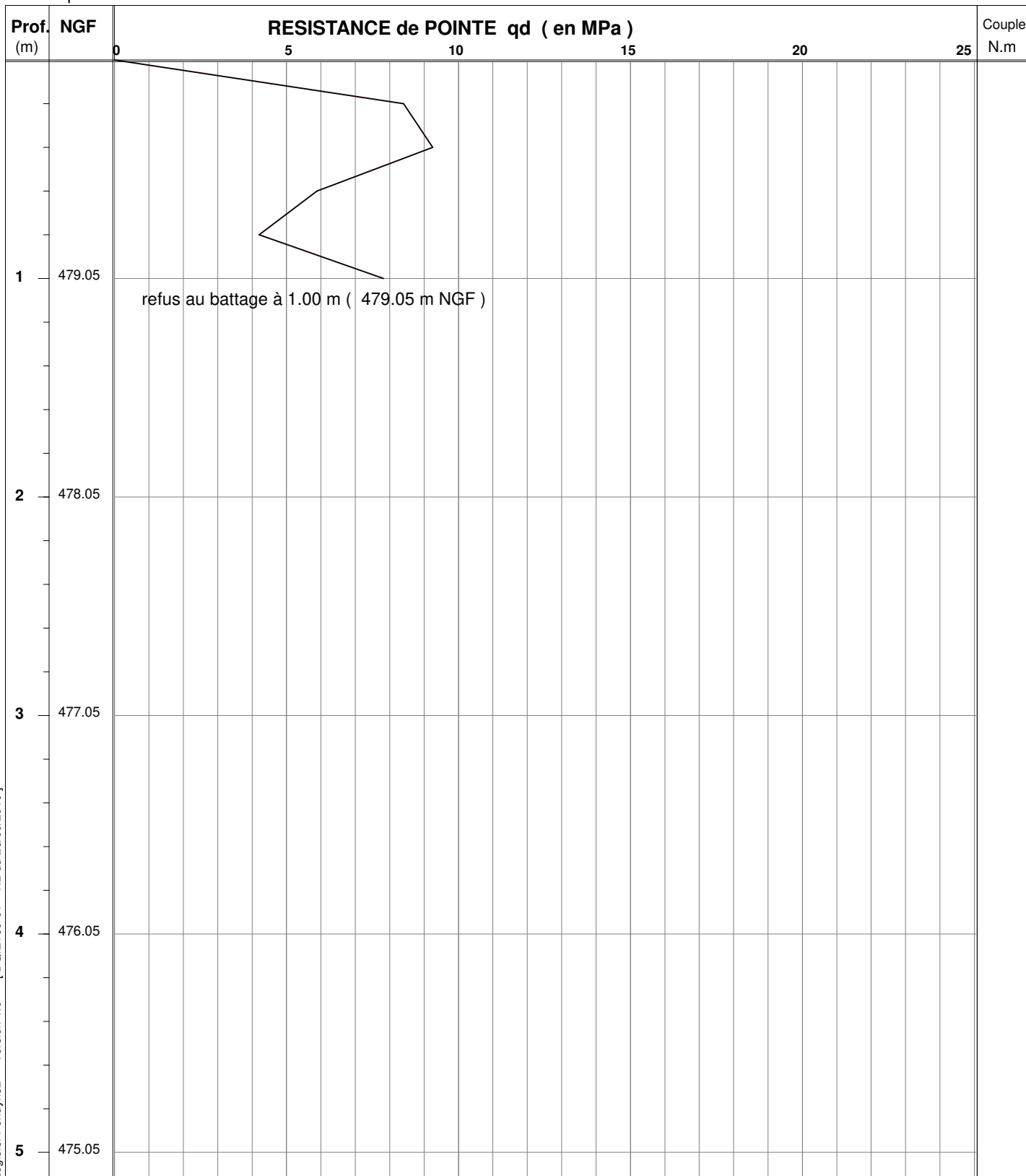
- X :

- Y :

- Z : 480.05 (NGF)

Echelle prof. : 1/25°

Norme NF EN ISO 22476-2



Logiciel Pendyn32 - Version 4.0 -- [DO.EI59-01 - V.2 du 28/09/2016]

MATERIEL UTILISE : SOCO10P

Etalonné le 2020 --- Coef.[Er] utilisé: 0.89

 mouton de 63.5 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 10.3 kg - tiges de 1 m. et de 6 kg - section pointe de 20 cm²
OBSERVATIONS : /

Edité le 02/12/2022


Chantier : URBES - 68

Client : C.C. DE LA VALLEE DE SAINT AMARIN

Dossier : EST2-M-282

Date essai : 30/09/2022

Localisation essai

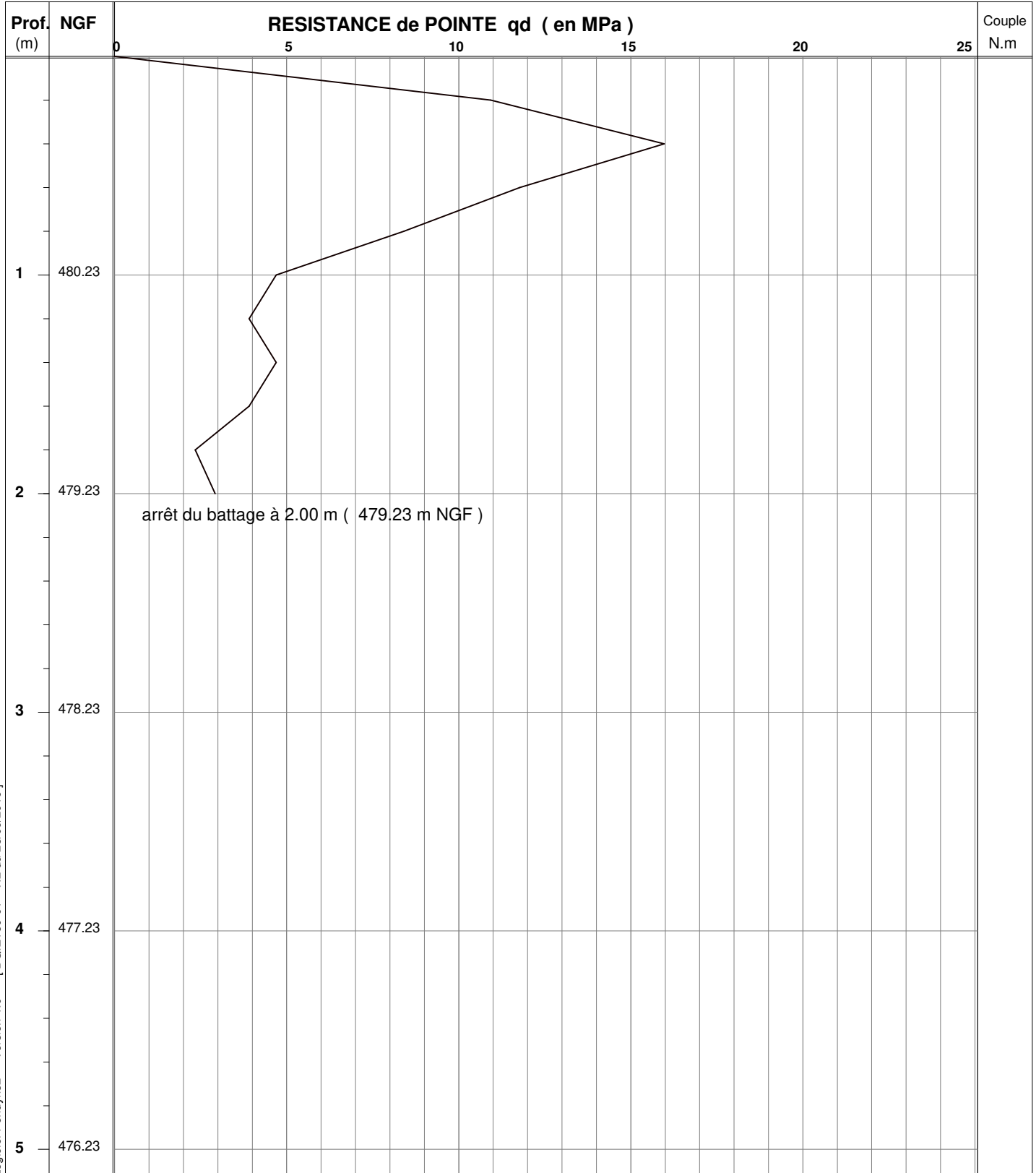
- X :

- Y :

- Z : 481.23 (NGF)

Echelle prof. : 1/25°

Norme NF EN ISO 22476-2



Logiciel Pendyn32 - Version 4.0 -- [DO.E159-01 - V.2 du 28/09/2016]

MATERIEL UTILISE : SOCO10P

Etalonné le 2020 --- Coef.[Er] utilisé: 0.89

 mouton de 63.5 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 10.3 kg - tiges de 1 m. et de 6 kg - section pointe de 20 cm²
OBSERVATIONS : /

Edité le 02/12/2022


Chantier : URBES - 68

Client : C.C. DE LA VALLEE DE SAINT AMARIN

Dossier : EST2-M-282

Date essai : 30/09/2022

Localisation essai

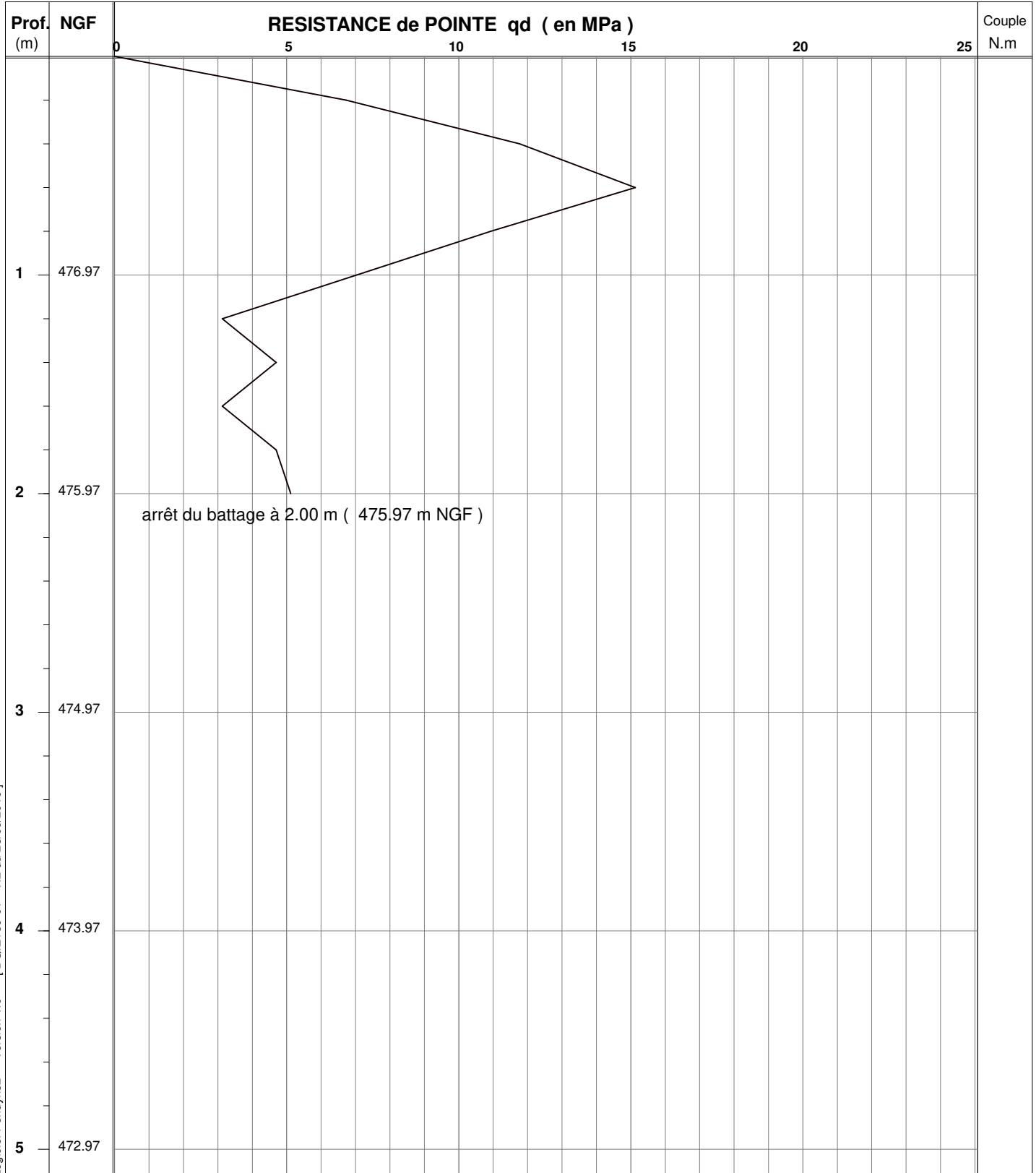
- X :

- Y :

- Z : 477.97 (NGF)

Echelle prof. : 1/25°

Norme NF EN ISO 22476-2



Logiciel Pendyn32 - Version 4.0 -- [DO.E159-01 - V.2 du 28/09/2016]

MATERIEL UTILISE : SOCO10P

Etalonné le 2020 --- Coef.[Er] utilisé: 0.89

 mouton de 63.5 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 10.3 kg - tiges de 1 m. et de 6 kg - section pointe de 20 cm²
OBSERVATIONS : /

Edité le 02/12/2022


Chantier : URBES - 68

Client : C.C. DE LA VALLEE DE SAINT AMARIN

Dossier : EST2-M-282

Date essai : 30/09/2022

Localisation essai

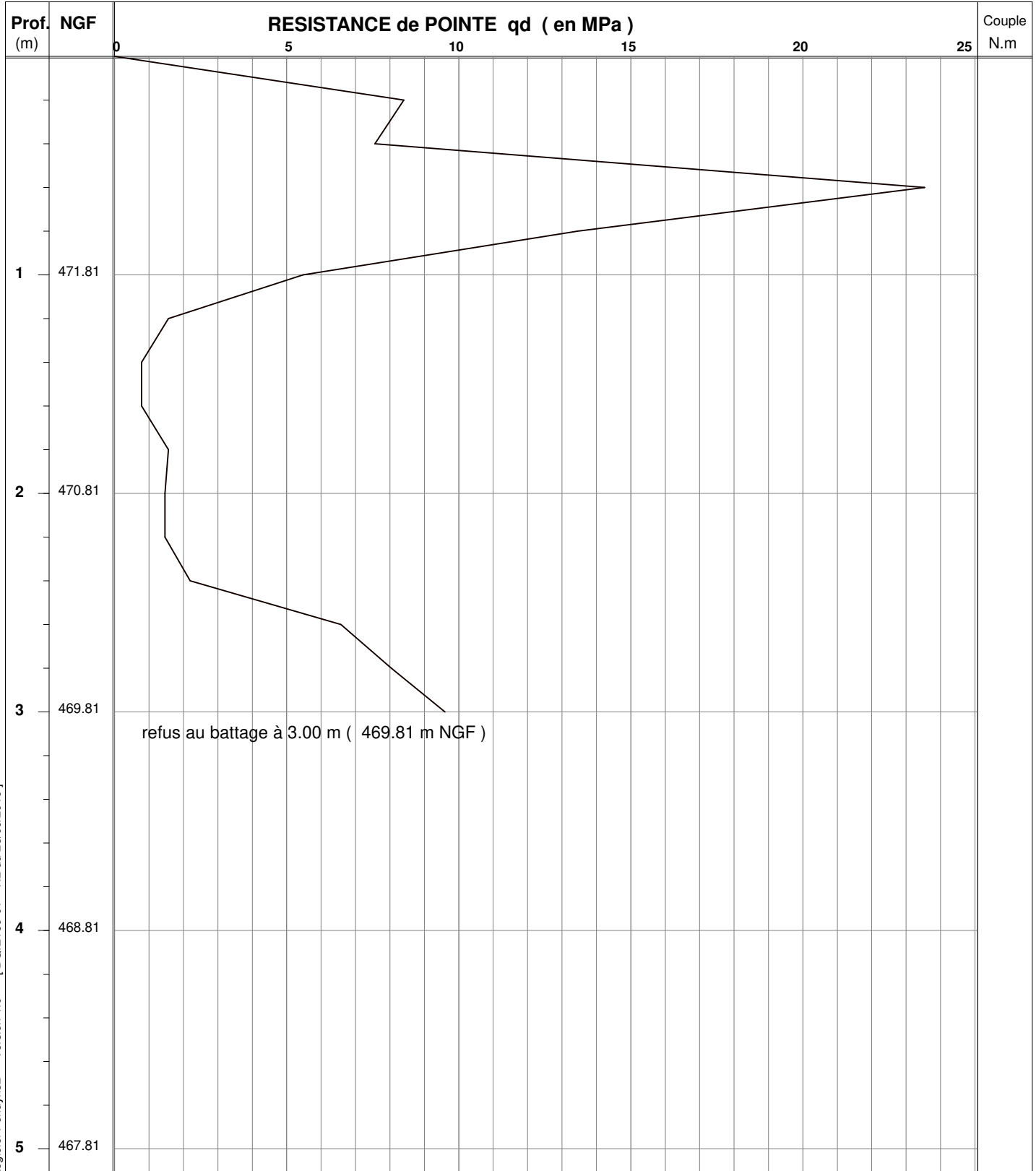
- X :

- Y :

- Z : 472.81 (NGF)

Echelle prof. : 1/25°

Norme NF EN ISO 22476-2


MATERIEL UTILISE : SOCO10P

Etalonné le 2020 --- Coef.[Er] utilisé: 0.89

mouton de 63.5 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 10.3 kg - tiges de 1 m. et de 6 kg - section pointe de 20 cm²

OBSERVATIONS : /

Edité le 02/12/2022

Chantier : URBES - 68

Client : C.C. DE LA VALLEE DE SAINT AMARIN

Dossier : EST2-M-282

Date essai : 30/09/2022

Localisation essai

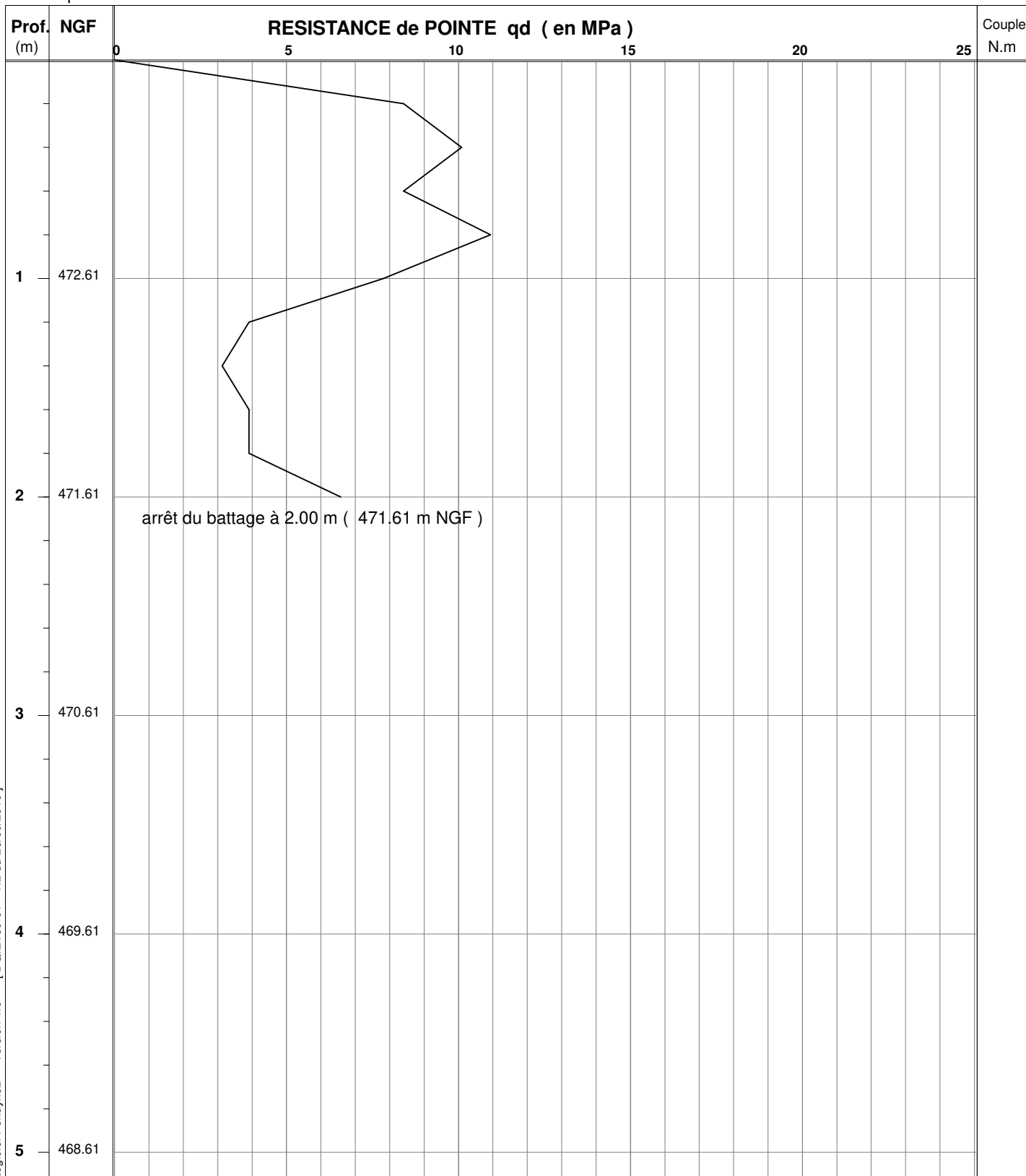
- X :

- Y :

- Z : 473.61 (NGF)

Echelle prof. : 1/25°

Norme NF EN ISO 22476-2


MATERIEL UTILISE : SOCO10P

Etalonné le 2020 --- Coef.[Er] utilisé: 0.89

 mouton de 63.5 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 10.3 kg - tiges de 1 m. et de 6 kg - section pointe de 20 cm²
OBSERVATIONS : /

Edité le 02/12/2022


Chantier : URBES - 68

Client : C.C. DE LA VALLEE DE SAINT AMARIN

Dossier : EST2-M-282

Date essai : 30/09/2022

Localisation essai

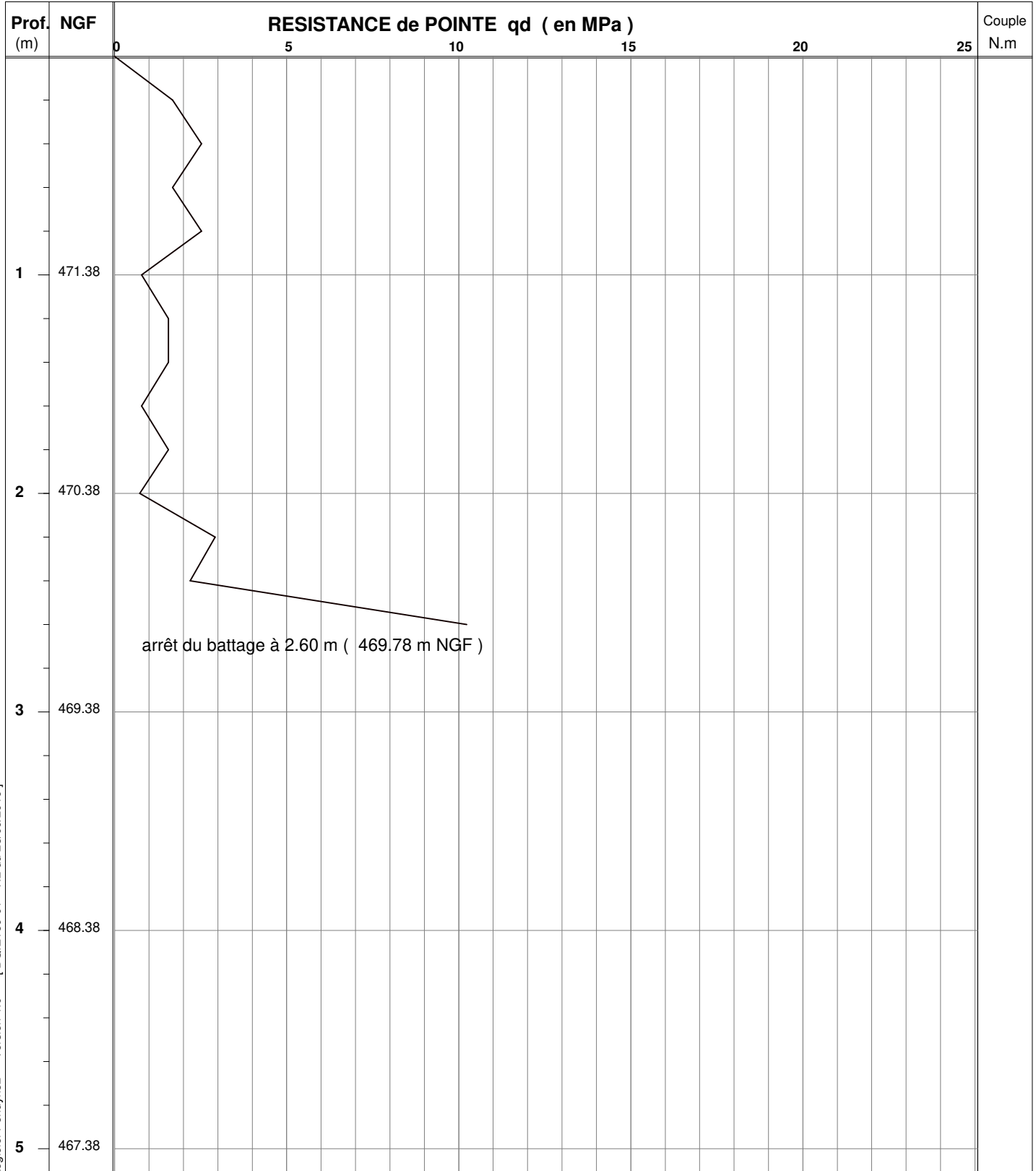
- X :

- Y :

- Z : 472.38 (NGF)

Echelle prof. : 1/25°

Norme NF EN ISO 22476-2



Logiciel Pendyn32 - Version 4.0 -- [DO.EI59-01 - V.2 du 28/09/2016]

MATERIEL UTILISE : SOCO10P

Etalonné le 2020 --- Coef.[Er] utilisé: 0.89

 mouton de 63.5 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 10.3 kg - tiges de 1 m. et de 6 kg - section pointe de 20 cm²
OBSERVATIONS : /

Edité le 02/12/2022

ANNEXE 5 – PROCES VERBAUX DES ESSAIS EN LABORATOIRE

- Identifications des sols.

**CLASSIFICATION DES MATERIAUX UTILISABLES DANS LA CONSTRUCTION DES
REMBLAIS ET DES COUCHES DE FORME D'INFRASTRUCTURES ROUTIERES
NF P 11-300**

 GINGER CEBTP STRASBOURG
13 RUE DE L'ELECTRICITE
67800 HOENHEIM

Informations générales

N° dossier :	EST2.M282.0001	Client / MO :	COMMUNAUTE DE COMMUNES DE LA VALLEE DE SAINT AMARIN
Désignation :	URBES-G2AVP+G2PRO (EST1M053)-STATION DE T68121	Demandeur / MOE :	IRH INGENIEUR CONSEIL
Localité :	URBES		
Chargé d'affaire :	FAIVRE MARTIAL		

Informations sur l'échantillon N° 22EST-0640

Mode de prélèvement :	Sondage carotté	Sondage :	SC2
Prélevé par :	Martial FAIVRE	Profondeur :	0.80 m
Date prélèvement :	03/10/22		
Mode de conservation :	Sac		
Date de livraison :	04/10/22		
Description :			

Paramètres de nature

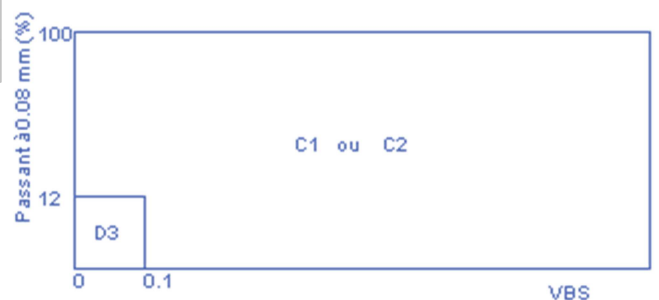
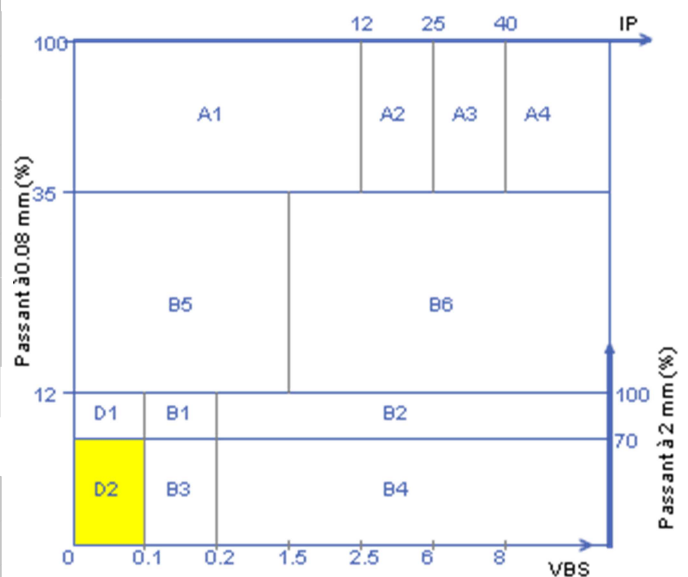
Désignation de l'essai	Norme	Résultats	Unité
Dmax	ME selon NFP94-056	43	mm
Passant à 50 mm	ME selon NFP94-056	100.0	%
Passant à 2 mm (fraction 0/50 mm)	ME selon NFP94-056	13.1	%
Passant à 80 µm (fraction 0/50 mm)	ME selon NFP94-056	4.3	%
Passant à 2 µm	ME selon NFP94-057		%
Limite de liquidité - WL	ME selon NFP94-051		%
Limite de plasticité - WP	ME selon NFP94-051		%
Indice de plasticité - IP	WL - WP		
VBS	NF P94-068	0.06	g de bleu pour 100 g

Paramètres d'état hydrique

Désignation de l'essai	Norme	Résultats	Unité
Teneur en eau naturelle - w	NF EN ISO 17892-1	0.8	%
Indice Portant immédiat - IPI	NF P94-078		
Indice de Consistance - I _c	(WL - W _n) / IP		
W _n / W _{OPN}	NF P94-093		

Pour information:

Teneur en eau Optimale W _{OPN} (%) :	
Masse volumique sèche Optimale ρ _{OPN} (Mg/m ³) :	

CLASSIFICATION NF P 11-300: D2

 Le Responsable du Laboratoire
Julien BELOTTI

Observations:

ANNEXE 6 – SONDAGES CAROTTES

- Coupes détaillées des sols,
- Photographies des caisses à carottes

SC1



SC2 0 à 2 m



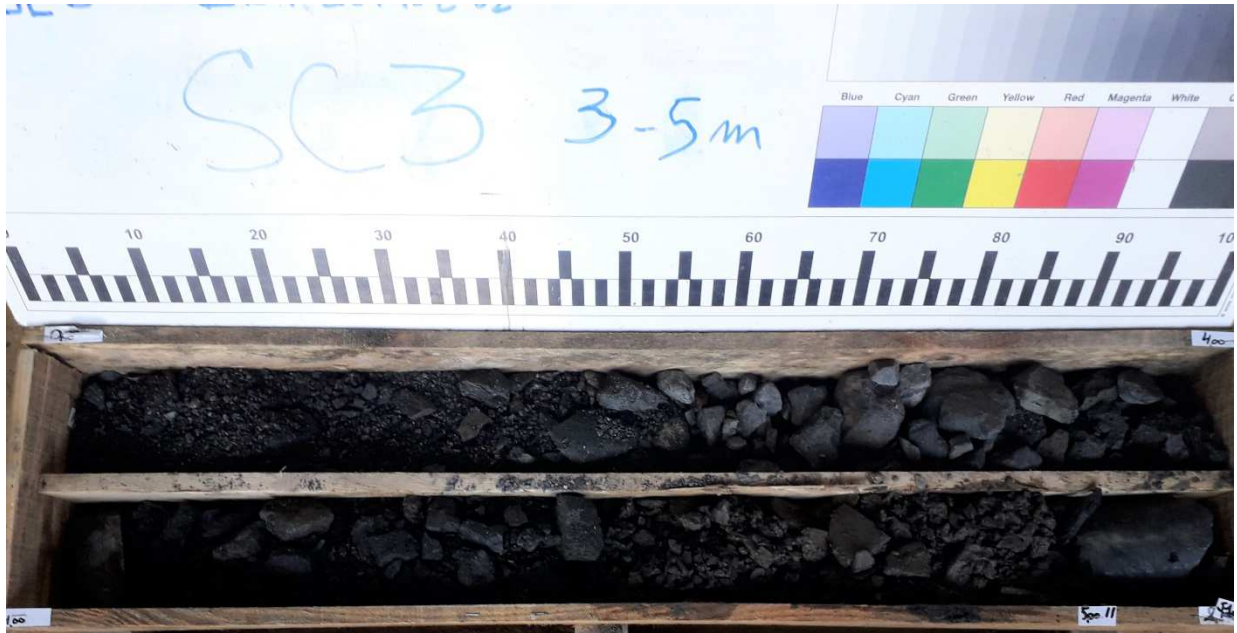
SC2 2 à 4 m



SC3 0 à 3 m



SC3 3 à 5 m



SC3 5 à 7.1 m



SC3 7.1 à 9.1 m



SC3 9.1 à 9.9 m



Dossier : **EST2.M.282**

Localité : **URBES (68)**

Chantier : **Station de traitement**

Client : **C.C. DE LA VALLEE DE SAINT AMA**

X :

Date début de forage : **04/10/2022**

Echelle : **1/50**

Y :

Date fin de forage : **04/10/2022**

Machine : **M384**

Z :

Profondeur de fin : **1.10m**

Cote NGF	Profondeur (m)	Lithologie	Outil	Niveau d'eau	% de récupération	R.Q.D.
-0.2 m	0.2	0	Carottier T6 116 mm	SEC	75 %	75 %
-0.4 m	0.4	Dalle béton				
-0.5 m	0.5	graviers et petits galets				
-0.6 m	0.6	Dalle béton				
		roche vert clair avec veines de quartz			99 %	99 %
-1.1 m	1.1	1				

EXGTE 3.23.3

Observation :

Dossier : **EST2.M.282**

Localité : **URBES (68)**

Chantier : **Station de traitement**

Client : **C.C. DE LA VALLEE DE SAINT AMA**

X : **1994083.0**

Date début de forage : **28/09/2022**

Echelle : **1/50**

Y : **8080145.4**

Date fin de forage : **29/09/2022**

Machine : **M384**

Z : **482.65**

Profondeur de fin : **4.00m**

Cote NGF	Profondeur (m)	Lithologie	Outil	Niveau d'eau	% de récupération	R.Q.D.
482.6 m	0.1					
	0	Sable et graviers de roche	Carottier LS 114 mm	SEC	97 %	97 %
	1	Roche altérée : blocs, gravillons, graviers				
481.2 m	1.5	NGF : 481.15 m	Carottier T6 116 mm		100 %	100 %
480.7 m	2.0	Roche schisteuse noire NGF : 480.65 m			100 %	100 %
	3	Roche schisteuse noire avec des injections de veines de quartz			100 %	100 %
478.7 m	4.0	NGF : 478.65 m				

EXGTE 3.23.3

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

Observation :

Dossier : **EST2.M.282**

Localité : **URBES (68)**

Chantier : **Station de traitement**

Client : **C.C. DE LA VALLEE DE SAINT AMA**

X : **1994111.2**

Date début de forage : **29/09/2022**

Echelle : **1/50**

Y : **8083163.6**

Date fin de forage : **29/09/2022**

Machine : **M384**

Z : **481.44**

Profondeur de fin : **9.90m**

Cote NGF	Profondeur (m)	Lithologie	Outil	Niveau d'eau	% de récupération	R.Q.D.
	0					
480.4 m	1.0	Concassé de roche NGF : 480.44 m	carottier LS 114 mm		50 %	50 %
	2	Concassé de roche plus grossier NGF : 478.44 m				
478.4 m	3.0	sable et gravillons de roche noire NGF : 477.94 m				
477.9 m	3.5	Blocs de roche NGF : 476.94 m				
476.9 m	4.5	Petits blocs de roche NGF : 476.44 m				
476.4 m	5.0		Carottier T6 114 mm		98 %	98 %
475.4 m	6.0	Roche noire schisteuse NGF : 475.44 m				
	7	Roche noire schisteuse NGF : 474.34 m				
474.3 m	7.1	Roche noire schisteuse (fractures à 45°) NGF : 473.34 m				
473.3 m	8.1	Roche noire schisteuse NGF : 472.44 m				
	9					

EXGTE 3.23.3

Observation :



SONDAGE CAROTTE

SC3

Dossier : **EST2.M.282**

Localité : **URBES (68)**

Chantier : **Station de traitement**

Client : **C.C. DE LA VALLEE DE SAINT AMA**

X : **1994111.2**

Date début de forage : **29/09/2022**

Echelle : **1/50**

Y : **8083163.6**

Date fin de forage : **29/09/2022**

Machine **M384**

Z : **481.44**

Profondeur de fin : **9.90m**

Cote NGF	Profondeur (m)	Lithologie	Outil	Niveau d'eau	% de récupération	R.Q.D.
472.3 m	9.1	Roche noire schisteuse NGF : 472.34 m	Carottier T6 114 mm	SEC	94 %	94 %
471.5 m	9.9	Roche noire schisteuse NGF : 471.54 m				

EXGTE 3.23.3

Observation :

ANNEXE 7 – CALCUL DALLE BETON

- Résultats essais de compression,
- Capacité portante

 Agence de Strasbourg	RAPPORT D'ESSAIS DE COMPRESSION SUR EPROUVETTES DE BETON selon les normes NF EN 12504-1, NF EN 12390-3 et NF EN 13791	ENREGI- STREMENT	STRASB-E62
		Version 3 du 08/08/2016	
		Processus AFFAIRES	

Détermination classe de résistance du béton

Norme NF EN 13791 de 2013 « Evaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués »

Formules lorsque le nombre d'échantillon est compris entre 3 et 14 :

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k \quad *1$$

$$f_{ck, is} = f_{is, min} + 4 \quad *2$$

		Unité MPa
$f_{m(n), is}$	Résistance caractéristique moyenne à la compression sur site :	34.9
$f_{is, min}$	Résistance minimale à la compression :	31.4
k	Coefficient de correction dépendant du nombre d'échantillons	7
$f_{ck, is}$	Résistance caractéristique à la compression sur site :	*1 27.9
		*2 35.4
Détermination de la classe de résistance d'après la résistance caractéristique de :		27.9

Classe de résistance : C25/30

Localisation		
Répère : Galerie	Chantier : TUNNEL URBES	
Charge considérée : capacité		
Epaisseur de dallage sur la zone considérée : ep = 14 cm		
Calcul d'un dallage en fonction d'une charge réparties (à l'ELS)		
Nature de la Charge	ld	(i = instantanée Ld = longue durée)
Béton fc28	25.00	Mpa
ft28	2.10	Mpa
Module d'YOUNG	10 818.87	Mpa
Limite élastique des Aciers	235.00	Mpa
alpha	1.00	(1 = joints de dallages non protégés) 2/3 = joints conjugués ou goujonnés)
Coef pond. Yq1	1.20	
Largeur de bande	5.00	m (ou distance entre joints)
K w (bar/cm)	12.00	Module de Westergard
Sigma'bc (Mpa)	15.00	contrainte admissible béton (compression)
Sigma-a (Mpa)	204.35	contraintes admissible acier
Contraintes admissibles	1.80	Mpa
h (cm)	14.00	Epaisseur du dallage
P (T/m2)	7.20	charge répartie non pondérée
C.3.32		
Lcr	2.40	m
Sigma_cr	1.78	Mpa
Sigma si L < Lcr		Mpa
C.3.34		
K module calculé	62.16	Mpa/m
Sigma calculée	1.78	Mpa
Contraintes dues au retrait avec Cf= 0.20	0.01	Mpa sur polyane
Contraintes totales à l'ELS	1.79	Mpa
Dallage dit " non armé "		
Moment calcul		tm
Lambda		
Béta	0.92	
Armatures calculées		cm2
Section minimum	1.06	cm2
Armatures TS retenues	1.06	cm2
Effort repris pour la charge répartie		
	oui/non	oui



www.groupe-cebtp.com

CONTACT

Agence de Strasbourg

13 rue de l'Electricité - 67800 HOENHEIM

Tél. : +33 (0) 3 88 81 20 50

cebtp.strasbourg@groupeginger.com

www.groupe-cebtp.com