



Administration
supérieure des Îles
Wallis et Futuna



PRÉFET
DES ÎLES WALLIS
ET FUTUNA

*Liberté
Égalité
Fraternité*

Construction du nouveau bâtiment de l'Assemblée Territoriale – Wallis (986)

Étude géotechnique de conception – Phase Projet – Mission G2 PRO



Rapport n°134932 - INTP240212/E– 21 Octobre 2025

Projet suivi par Lucie GRANGER – (+687) 75.68.98 – lucie.granger@anteagroup.fr



anteagroup

Complexe « La Belle Vie »

224, rue Jacques Iékawé

PK6 – BP93

98 845 NOUMEA CEDEX

www.anteagroup.fr

Fiche signalétique

Construction du nouveau bâtiment de l'Assemblée Territoriale – Wallis (986)
Étude géotechnique de conception – Phase Projet – Mission G2 PRO

CLIENT

Administration supérieure des Iles Wallis et
Futuna

BP 16 - Havelu
98600 UVEA – Pacifique Sud

AMO : SECAL
Melina FOTOFILI
Cheffe de projets
Tél. : +681 82 35 51
melina.fotofili@secal.nc

SITE

Wallis

RAPPORT D'ANTEA GROUP

Responsable du projet Lucie GRANGER

Interlocuteur commercial Roxanne HAMBLIN

Implantation chargée du suivi du projet Implantation de Nouvelle-Calédonie

Rapport n° 134932 - INTP240212

Version n° E

Votre commande et date 10/12/2024

Projet n° INTP240212

	Nom	Fonction	Date	Signature
Rédaction	L. GRANGER	Ingénieur	21/10/2025	
Vérificateur	E. ANTOINET	Expert géotechnique	21/10/2025	
Approbation	R. HAMBLIN	Responsable d'implantation	21/10/2025	

Suivi des modifications

Indice Version	Date de révision	Nombre de pages	Nombre d'annexes	Objet des modifications
A	24/03/2025	34	3	Première émission
B	30/09/2025	35	4	Ajout des sondages pressiométrique et DDC pour semelles filantes
C	07/10/2025	40	5	Ajout de la solution de fondation de type radier (rappel Ind A)
D	14/10/2025	40	5	<ul style="list-style-type: none"> — Intégration du plan du bâtiment existant vis-à-vis de l'emprise du projet pour le calcul des tassements. — Intégration de la valeur seuil de tassement différentiel requis (solution radier)
E	21/10/2025	43	5	Présentation de deux solutions de fondation à la demande du MOA : semelles superficielles dans remblais technique et fondation profonde

Sommaire

	Contexte général	6
	1.1. Présentation du projet, données d'entrées et hypothèses	6
	1.2. Objectif de la mission G2 PRO	13
	1.3. Documents remis	13
1.	Contexte du site et bibliographie	14
	2.1. Situation et topographie du site.....	14
	2.2. Contexte géologique	15
2.	2.3. Contexte hydrogéologique.....	16
	Résultats des reconnaissances géotechniques et synthèse géologique et hydrogéologique.....	17
	3.1. Programme des campagnes géotechniques	17
3.	3.2. Lithologie et caractéristiques mécaniques des sols	19
	3.3. Sismicité.....	20
	3.3.1. Aléa sismique	20
	3.3.2. Risque de liquéfaction des sols	21
	3.4. Niveau d'eau.....	22
	3.5. Tests d'infiltration – Essai Matsuo	22
4.	Modèle géotechnique G2 PRO	23
5.	Dimensionnement des fondations	24
	5.1. Principe de fondations	24
	5.2. Rappel des données et hypothèses du projet.....	24
	5.3. Fondation du bâtiment – Semelles superficielles ancrées dans un remblai technique.....	25
	5.3.1. Principe de fondation – niveau d'assise.....	25
	5.3.2. Mise en œuvre de la couche de forme et sujétions d'exécution	25
	5.3.3. Contraintes de calcul.....	27
	5.3.4. Dimensionnement des fondations.....	27
	5.3.5. Calcul des tassements par la formule pressiométrique (ELS)	28
	5.3.6. Dispositions constructives.....	31
	5.4. Fondation du bâtiment – Fondation profonde de type pieux ou micropieux	32
	5.4.1. Principe de calcul	32
	5.4.2. Paramètres de dimensionnement	33
	5.4.3. Justification de la résistance structurelle des pieux (STR)	33
	5.4.4. Justification de la portance des pieux (GEO)	34
	5.4.5. Modélisation du comportement axial des pieux	35
	5.4.6. Modélisation du comportement transversal des pieux	35
	5.4.7. Dispositions constructives et sujétions d'exécution	35
	5.4.8. Contrôles.....	35
	5.4.9. Variante - MICROPIEUX.....	36

	Plancher porté	37
	Parking et voirie	37
	7.1.1. Préparation du fond de forme	37
	7.1.2. Couche de forme	37
6.	7.1.3. Sujétions particulières	38
7.	7.1.4. Puits d'infiltration	38
	Terrassements	39
	8.1. Précaution vis-à-vis des existants	39
	8.2. Extraction	39
8.	8.3. Précautions vis-à-vis des sols cohérents	39
	8.4. Stabilité des talus et avoisinants	39
	8.5. Gestion des eaux	40
	Incertitudes et aléas résiduels	41
9.	Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique	42
10.		

Table des figures

Figure 1 : Localisation du projet (Source : Google Earth)	6
Figure 2 : Plan de masse du projet	7
Figure 3 : Superposition Bâtiment projet / Bâtiment existant (rouge)	7
Figure 4 : Plan des fondations / descente de charge – Fondation profonde	8
Figure 5 : Plan des fondations / descente de charge – Fondation superficielle	8
Figure 6 : Zoom sur la vue aérienne de la zone d'étude (Source : Google Earth)	14
Figure 7 : Plan d'état des lieux du site - Phase APD	15
Figure 8 : Extrait de la carte géologique de Wallis (Source : ORSTOM)	15
Figure 9 : Plan d'implantation des investigations réalisées en 2023 (G2 AVP) et en 2024 (G2 PRO)	18
Figure 10 : Plan d'implantation des sondages pressiométriques	18
Figure 11 : Découpage du sol en tranche d'après la méthode pressiométrique	29

Table des tableaux

Tableau 1 : Récapitulatif des investigations réalisées	17
Tableau 2 : Synthèse stratigraphique des sondages	20
Tableau 3 : Catégorie d'importance des bâtiments selon l'Eurocode 8	20
Tableau 4 : Classe de sol selon l'Eurocode 8	21
Tableau 5 : Résultats des essais Matsuo	22
Tableau 6 : Modèle géotechnique G2 PRO	23
Tableau 7 : <i>Exemple de méthodologie de réalisation de la substitution</i>	26
Tableau 8 : dimensionnement des semelles filantes	27
Tableau 9 : dimensionnement des semelles isolées	28
Tableau 10 : Coefficients de sécurité globaux – Pieu tarière creuse compression	32
Tableau 11 : Coefficients de sécurité globaux – Micropieux compression	32
Tableau 12 : paramètres de dimensionnement des pieux tarière creuse	33
Tableau 13 : paramètres de dimensionnement des micropieux	36
Tableau 14 : Résultats des calculs pour micropieux	36

Contexte général

La présente mission a été effectuée par Antea Group, à la demande et pour le compte de l'Administration supérieure de Wallis-et-Futuna, représentée par son assistant à maîtrise d'ouvrage la SECAL.

1. Cette mission concerne l'étude de sol relative au projet de construction du nouveau bâtiment de l'Assemblée Territoriale à Wallis.

Une étude géotechnique de type G2 AVP a été réalisée par GéotechniCal en décembre 2023 pour ce projet (Réf. Rapport n°23-72 du 08/12/2023).

1.1. Présentation du projet, données d'entrées et hypothèses

Le projet consiste en la reconstruction du bâtiment de l'Assemblée Territoriale de Wallis et Futuna en bâtiment R+1, desservi par la RT3 à Mata'Utu sur Wallis (cf. Figure 1).



Figure 1 : Localisation du projet (Source : Google Earth)

Les caractéristiques du projet sont les suivantes :

- Démolition du bâtiment existant de l'Assemblée Territoriale ;
- Construction d'un bâtiment de type R+1 comportant des bureaux, des salles de réunion, des sanitaires, des locaux techniques ;
- Réalisation de parkings et voiries ;
- Niveau fini RDC d'après les plans du BET : +20 m NGWF.

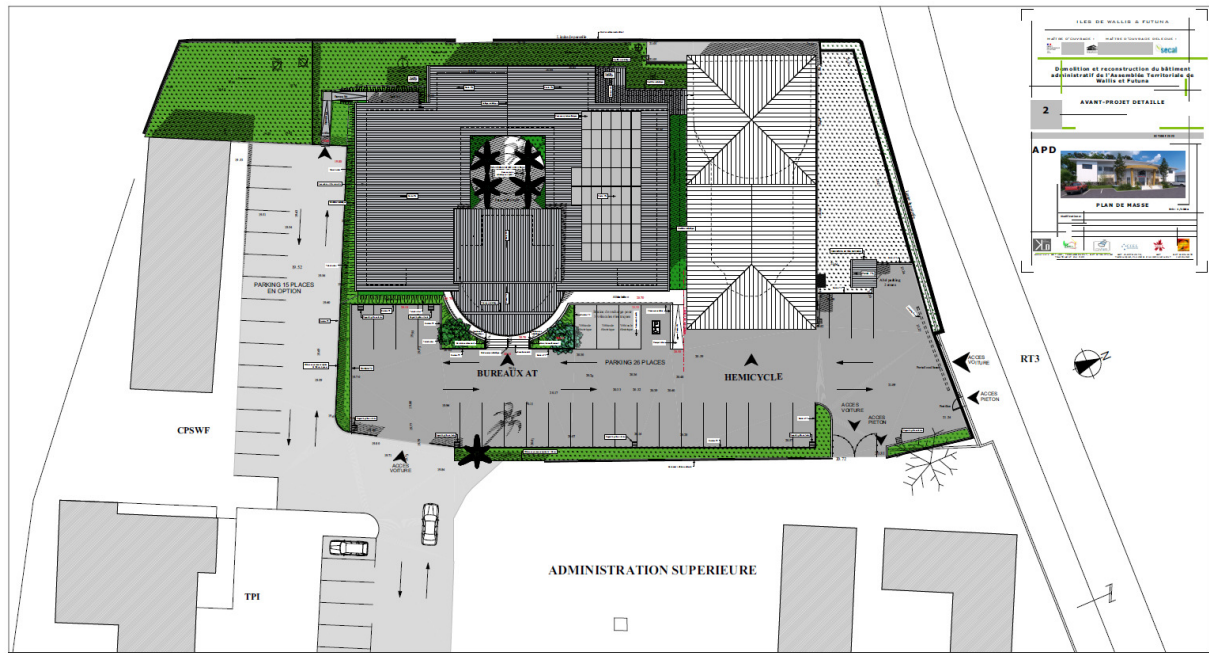


Figure 2 : Plan de masse du projet

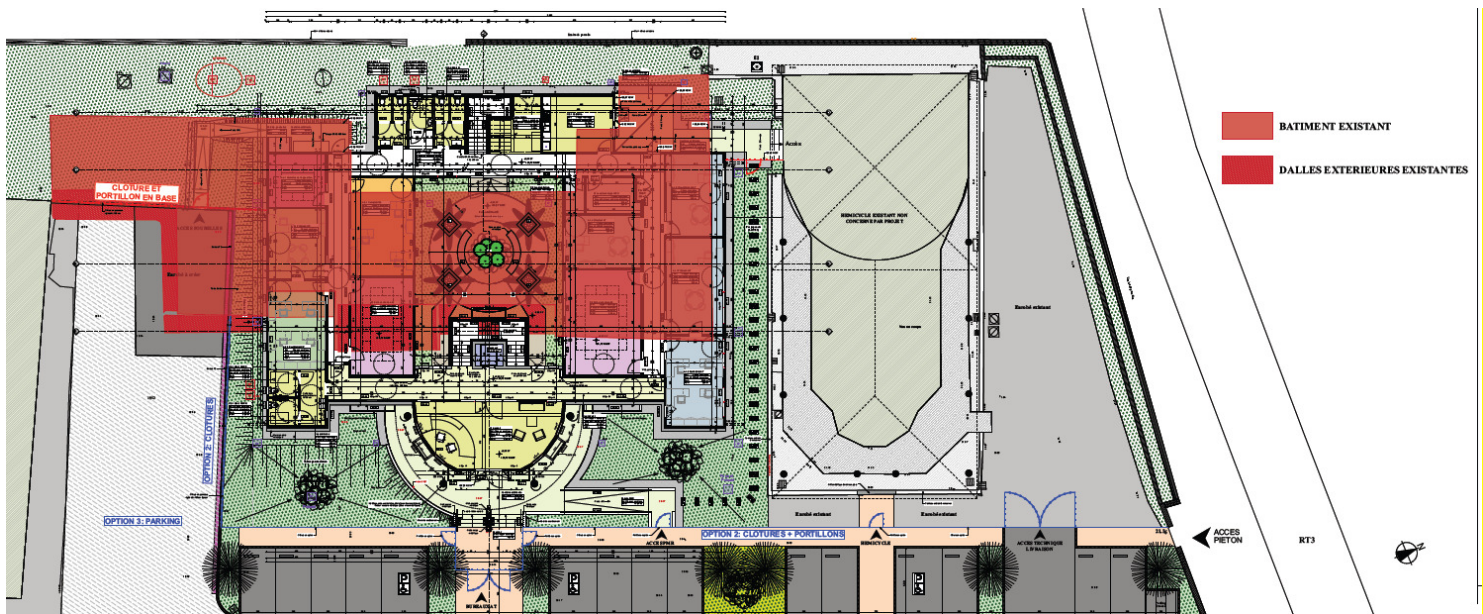


Figure 3 : Superposition Bâtiment projet / Bâtiment existant (rouge)

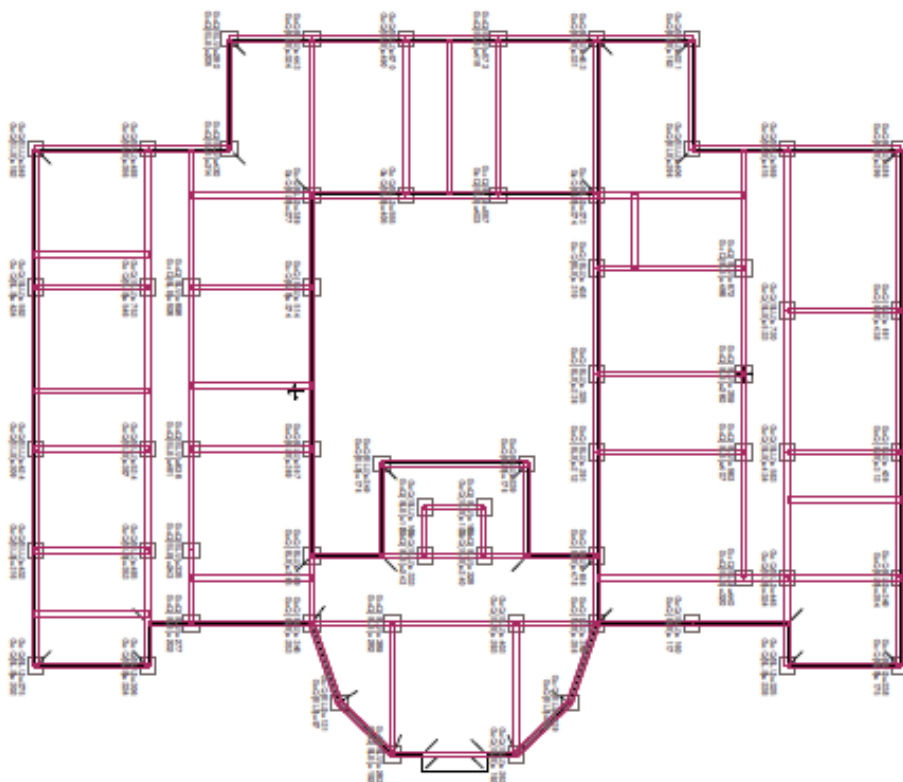


Figure 4 : Plan des fondations / descente de charge – Fondation profonde

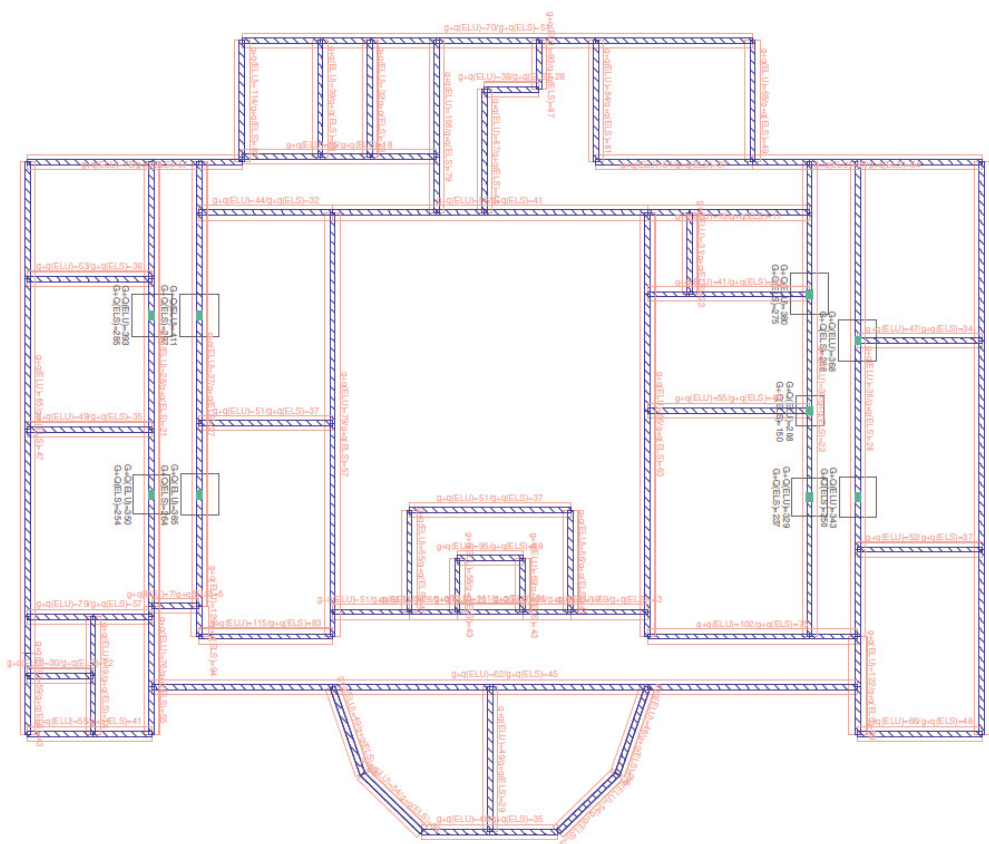


Figure 5 : Plan des fondations / descente de charge – Fondation superficielle

Les descentes de charges appliquées au sol par les fondations ont été transmises par le bureau d'étude OMNIS (mise à jour du 26/09/2025).

Elles sont les suivantes :

Ind A

- Radier : 30 kPa à l'ELS ;
- Appuis ponctuels (solution de fondation profonde):
 - 96 kN/poteau à 546 kN/poteau à l'ELS caractéristique,
 - 130 kN/poteau à 753 kN/poteau à l'ELU fondamental ;
- Appuis filants (solution de fondation superficielle de type semelle filante) :
 - 11 kN/ml à 94 kN/ml à l'ELS,
 - 15 kN/ml à 129 kN/ml à l'ELU ;
- Couplé avec quelques appuis ponctuels superficiels de type semelle isolée, avec :
 - 150 kN/poteau à 298 kN/poteau à l'ELS,
 - 207 kN/poteau à 411 kN/poteau à l'ELU ;

Ind B

Semelle isolée					
n° semelle	G	Q	ELS cara	ELS qp	ELU fond
	kN	kN	kN	kN	kN
SI1	226	42	268	251,2	368,1
SI2	213	36	249	234,6	341,55
SI3	218	57	275	252,2	379,8
SI4	114	36	150	135,6	207,9
SI5	180	57	237	214,2	328,5
SI6	236	62	298	273,2	411,6
SI7	209	55	264	242	364,65
SI8	235	51	286	265,6	393,75
SI9	212	42	254	237,2	349,2

Semelle filante					
n° semelle	G	Q	ELS cara	ELS qp	ELU fond
	kN	kN	kN	kN	kN
SF1	46	7	53	50,2	72,6
SF2	27	8	35	31,8	48,45
SF3	29	9	38	34,4	52,65
SF4	21	5	26	24	35,85
SF5	74	15	89	83	122,4
SF6	44	5	49	47	66,9
SF7	17	4	21	19,4	28,95
SF8	44	5	49	47	66,9
SF9	48	13	61	55,8	84,3
SF10	10	1	11	10,6	15
SF11	18	4	22	20,4	30,3
SF12	23	6	29	26,6	40,05
SF13	31	9	40	36,4	55,35
SF14	64	11	75	70,6	102,9
SF15	54	9	63	59,4	86,4

SF16	47	5	52	50	70,95
SF17	57	10	67	63	91,95
SF18	38	11	49	44,6	67,8
SF19	22	6	28	25,6	38,7
SF20	68	11	79	74,6	108,3
SF21	19	4	23	21,4	31,65
SF22	23	5	28	26	38,55
SF23	73	10	83	79	113,55
SF24	25	7	32	29,2	44,25
SF25	87	4	91	89,4	123,45
SF26	49	8	57	53,8	78,15
SF27	28	8	36	32,8	49,8
SF28	21	6	27	24,6	37,35
SF29	70	13	83	77,8	114
SF30	29	9	38	34,4	52,65
SF31	27	8	35	31,8	48,45
SF32	44	13	57	51,8	78,9
SF33	12	2	14	13,2	19,2
SF34	18	4	22	20,4	30,3
SF35	39	3	42	40,8	57,15
SF36	37	4	41	39,4	55,95
SF37	42	5	47	45	64,2
SF38	70	13	83	77,8	114
SF39	34	4	38	36,4	51,9
SF40	34	3	37	35,8	50,4
SF41	38	3	41	39,8	55,8
SF42	59	10	69	65	94,65
SF43	38	3	41	39,8	55,8
SF44	34	2	36	35,2	48,9
SF45	37	3	40	38,8	54,45
SF46	21	8	29	25,8	40,35
SF47	34	2	36	35,2	48,9
SF48	37	3	40	38,8	54,45
SF49	40	5	45	43	61,5
SF50	78	16	94	87,6	129,3

Fondation profonde					
n° pieu	G	Q	ELS cara	ELS qp	ELU fond
	kN	kN	kN	kN	kN
P1	185	25	210	200	287,25
P2	374	64	438	412,4	600,9
P3	266	47	313	294,2	429,6
P4	217	37	254	239,2	348,45
P5	157	17	174	167,2	237,45
P6	354	60	414	390	567,9
P7	423	100	523	483	721,05
P8	352	72	424	395,2	583,2

P9	275	50	325	305	446,25
P10	214	25	239	229	326,4
P11	388	99	487	447,4	672,3
P12	202	58	260	236,8	359,7
P13	311	95	406	368	562,35
P14	268	53	321	299,8	441,3
P15	144	17	161	154,2	219,9
P16	254	42	296	279,2	405,9
P17	107	11	118	113,6	160,95
P18	282	48	330	310,8	452,7
P19	255	19	274	266,4	372,75
P20	273	46	319	300,6	437,55
P21	196	40	236	220	324,6
P22	173	39	212	196,4	292,05
P23	106	72	178	149,2	251,1
P24	230	26	256	245,6	349,5
P25	358	60	418	394	573,3
P26	313	90	403	367	557,55
P27	429	61	490	465,6	670,65
P28	347	58	405	381,8	555,45
P29	162	13	175	169,8	238,2
P30	162	14	176	170,4	239,7
P31	108	15	123	117	168,3
P32	207	33	240	226,8	328,95
P33	108	15	123	117	168,3
P34	210	34	244	230,4	334,5
P35	94	3	97	95,8	131,4
P36	241	51	292	271,6	401,85
P37	169	23	192	182,8	262,65
P38	232	50	282	262	388,2
P39	169	23	192	182,8	262,65
P40	94	3	97	95,8	131,4
P41	286	38	324	308,8	443,1
P42	235	42	277	260,2	380,25
P43	318	56	374	351,6	513,3
P44	312	57	369	346,2	506,7
P45	314	51	365	344,6	500,4
P46	231	22	253	244,2	344,85
P47	185	20	205	197	279,75
P48	273	41	314	297,6	430,05
P49	401	104	505	463,4	697,35
P50	364	96	460	421,6	635,4
P51	204	40	244	228	335,4
P52	174	28	202	190,8	276,9
P53	306	49	355	335,4	486,6
P54	443	103	546	504,8	752,55
P55	315	73	388	358,8	534,75
P56	297	55	352	330	483,45

P57	203	21	224	215,6	305,55
P58	163	20	183	175	250,05
P59	361	63	424	398,8	581,85
P60	261	48	309	289,8	424,35
P61	274	42	316	299,2	432,9
P62	182	19	201	193,4	274,2

Ind D

Lors de la réunion du 7 Octobre 2025 en présence du MOA et MOE, il a été communiqué à Antea Group, la valeur seuil de 10 mm pour le tassement différentiel (solution fondation superficielle), c'est-à-dire la différence de tassement entre 2 appuis, indépendamment de la distance entre ces deux appuis.

Au stade de l'étude G2 PRO, les ELU sismiques n'ont pas encore été définis et transmis à Antea Group pour permettre la justification des fondations à l'Eurocode 8.

D'après les informations transmises par le BE Structure, il sera prévu d'intégrer au système de fondation, des micropieux inclinés pour permettre de reprendre les efforts horizontaux aux ELU sismiques.

Ind E

Conformément à la demande du MOA pour l'établissement de ce rapport G2 PRO indice E, il a été retenu les solutions de fondation suivante :

- Fondation profonde de type pieux ou micropieux ;
- Fondation superficielle de type semelle filante et semelle isolée ancrée dans un remblai technique.

Le référentiel retenu par le MOA pour la présente étude est l'Eurocode 7.

Une visite de site a été réalisée par Antea Group en présence de l'AMO le 17 décembre 2024.

Lors de la réalisation des missions G2 AVP et G2 PRO, le bâtiment existant à démolir était toujours présent sur l'emprise du projet. Aucune investigation géotechnique n'a pu être réalisée sur une majeure partie du projet.

De plus, aucune information ne nous a été transmise vis-à-vis de la géométrie des fondations du bâtiment existant, qui est supposé fondé sur des semelles superficielles (donnée MOA).

1.2. Objectif de la mission G2 PRO

Par référence à la classification des Missions Géotechniques issue de la norme NF-P94.500 de novembre 2013 (cf. synoptique en Annexe I), la présente mission est une étude géotechnique de conception – phase Projet (G2 PRO) et voit de ce fait l'étendue de sa mission limitée aux prestations correspondantes :

- La synthèse géotechnique de l'ensemble du site intégrant l'analyses des données existantes ;
- La proposition du modèle géotechnique, l'ensemble des hypothèses nécessaires au stade Projet seront définies ;
- La conception des ouvrages géotechniques (méthodes et techniques de construction) sur la base du projet de construction défini par le Maître d'ouvrage. Seront définies :
 - Les contraintes et exigences à respecter par le projet ;
 - Le dimensionnement des fondations à mettre en œuvre ;
 - L'estimation des tassements absolus et/ou différentiels ;
 - Les dispositions constructives vis-à-vis de la présence éventuelle de la nappe ;
 - Les recommandations quant à la gestion des eaux en phase chantier et en phase définitive ;
 - Les principales méthodes constructives et les phasages de travaux.
- L'identification des risques géologiques résiduels et points de vigilance pour les études d'exécution et le suivi de travaux ;
- Dispositions à prendre vis-à-vis de la stabilité des ouvrages existants mitoyens lors des phases provisoires de travaux.

Remarque : La présente mission G2 PRO ne comporte pas l'estimation des quantités, des coûts et délais de réalisation.

1.3. Documents remis

Dans le cadre de cette étude, les documents suivants nous ont été transmis :

- Plan de situation – Phase APD – Octobre 2023 ;
- Plan de masse – Phase APD – 1/100^e – Octobre 2023 ;
- Plan de distribution RDC – Phase APD – 1/100^e – Octobre 2023 ;
- Plans coffrage – Planches 1, 2, 3 et 4 – Phase APD – 1/50^e – Octobre 2023 ;
- Plan d'état des lieux – Phase APD – 1/200^e - Octobre 2023 ;
- Plan des réseaux EP EU – Phase APD – 1/200^e - Octobre 2023 ;
- Plan du réseau AEP – Phase APD – 1/200^e - Octobre 2023 ;
- Plan des réseaux secs – Phase APD – 1/200^e - Octobre 2023 ;
- Plan de coordination des réseaux – Phase APD – 1/200^e - Octobre 2023 ;
- Mémoire APD - Estimation des travaux ;
- Rapport GéotechniCal n°23-72 - G2-AVP - Révision 0 du 08-12-2023 - AT de Wallis ;
- Descente de charge – appuis ponctuels – OMNIS ;
- Descente de charge – appuis filants – OMNIS ;
- Mission d'investigations géotechniques – Sondages pressiométriques – Ginger LBTP NC (Réf. FP048 du 18/09/2025) ;
- Plan de superposition bâtiment existant / bâtiment projeté.

Contexte du site et bibliographie

2.1. Situation et topographie du site

2. L'emprise du projet se situe au sein de l'Administration supérieure dans le district Hahake à Wallis.
Elle est délimitée par :

- Au nord : le bâtiment Hémicycle qui sera conservé (distance de 4 m entre le bâtiment existant et le projet) ;
- Au sud : le bâtiment CPS qui sera conservé (distance de plus de 10 m entre le bâtiment existant et le projet)
- A l'ouest : de la végétation dense ;
- A l'est : une zone parking en terre.

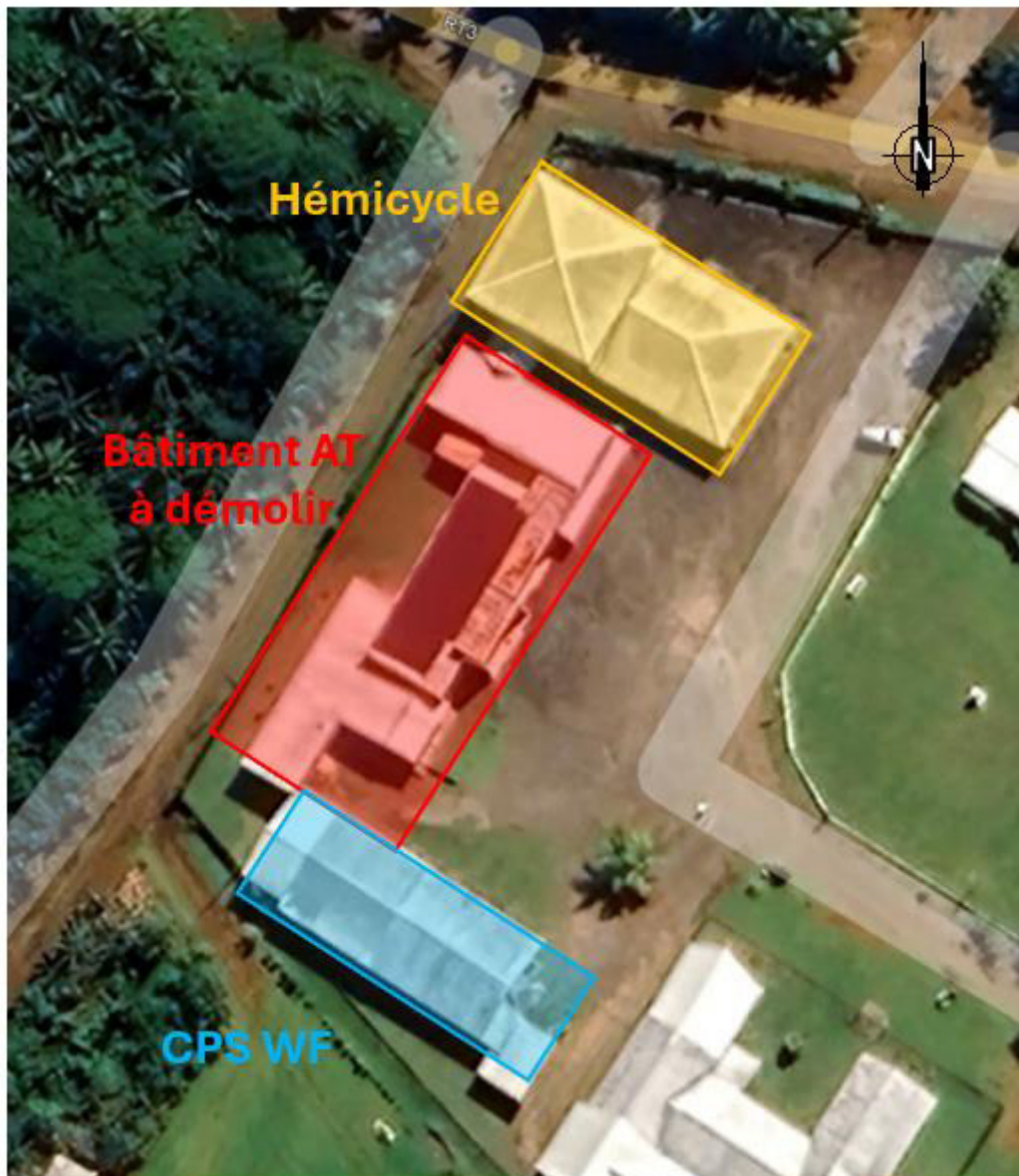


Figure 6 : Zoom sur la vue aérienne de la zone d'étude (Source : Google Earth)



Figure 7 : Plan d'état des lieux du site - Phase APD

La topographie du site est sensiblement plane, et varie entre les cotes +21,4 m NGWF et +19,4 m NGWF, soit un dénivelé de 2 m. La pente du terrain est orientée vers le Sud-Est.

2.2. Contexte géologique

D'après la carte géologique de l'île établie par l'ORSTOM (cf. Figure 8), la lithologie prévisionnelle est constituée de formations issues de l'altération du substratum basaltique.

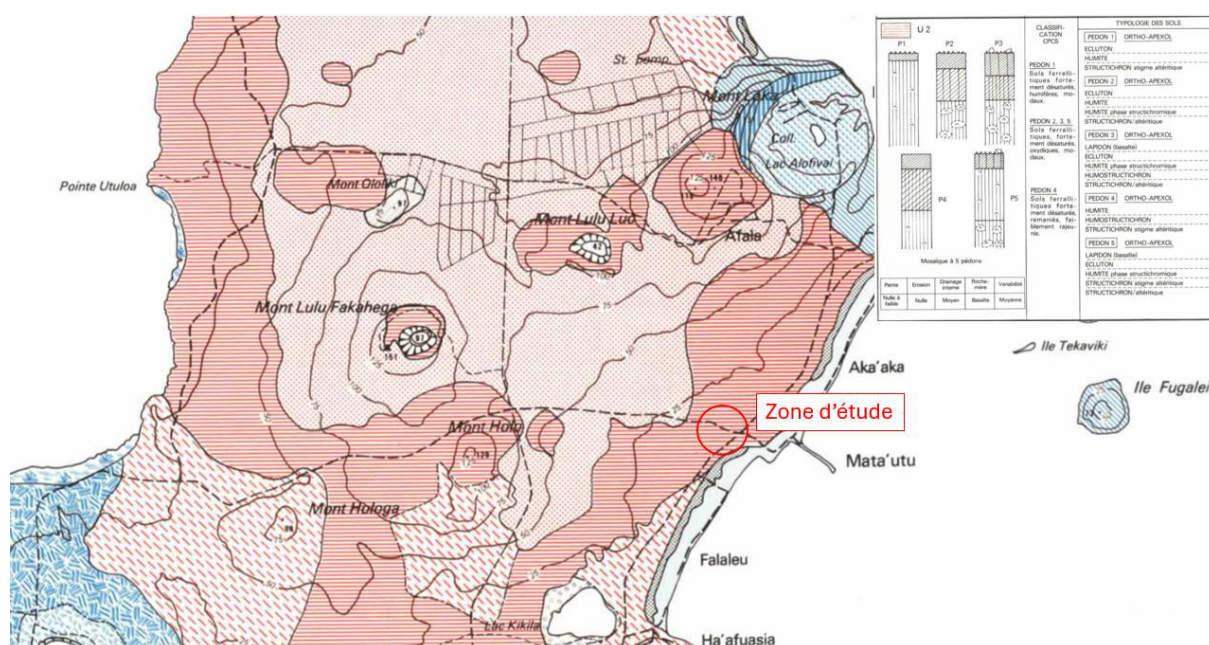


Figure 8 : Extrait de la carte géologique de Wallis (Source : ORSTOM)

2.3. Contexte hydrogéologique

D'après la carte piézométrique de Wallis de septembre 2023, le niveau de la nappe phréatique au droit du site est profond (+1,5m NGWF). Le projet n'est donc pas concerné par les variations piézométriques de la nappe.

Résultats des reconnaissances géotechniques et synthèse géologique et hydrogéologique

3.1. Programme des campagnes géotechniques

3. Les reconnaissances de terrain ont été réalisées par GéotechniCal en 2023 pour la phase G2 AVP et par Antea Group en 2024 et Ginger LBTP NC en 2025 pour la phase G2 PRO. Leur contenu est le suivant :

Tableau 1 : Récapitulatif des investigations réalisées

Campagne	N° de sondage	Type d'essai	Profondeur
2023 Mission G2 AVP	EP1	Essais au pénétromètre dynamique	9,40 m
	EP3	Essais au pénétromètre dynamique	9,30 m
	EP4	Essais au pénétromètre dynamique	9,30 m
	EP5	Essais au pénétromètre dynamique	9,30 m
	EP6	Essais au pénétromètre dynamique	9,30 m
	EP7	Essais au pénétromètre dynamique	9,30 m
	EP8	Essais au pénétromètre dynamique	9,30 m
	PU1	Puits de reconnaissance géologique	1,80 m
	PU2	Puits de reconnaissance géologique	1,60 m
2024 Mission G2 PRO	EM1	Essai MATSUO	0,60 m
	EM2	Essai MATSUO	0,50 m
2025 Mission G2 PRO	SP1	Sondage pressiométrique	20.90 m
	SP2	Sondage pressiométrique	20.95 m

Les plans d'implantation des investigations sont présentés ci-dessous :



Figure 9 : Plan d'implantation des investigations réalisées en 2023 (G2 AVP) et en 2024 (G2 PRO)

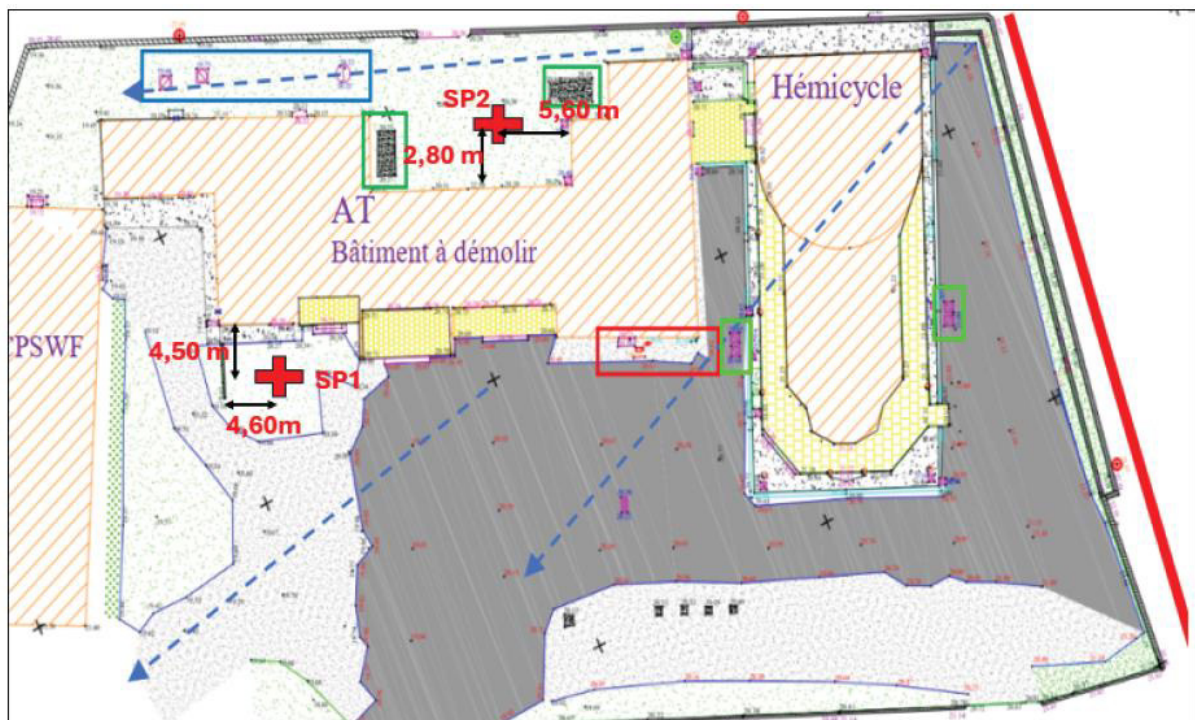


Figure 10 : Plan d'implantation des sondages pressiométriques

Les coupes et les PV des investigations géotechniques et des essais MATSUO sont disponibles en annexe.

3.2. Lithologie et caractéristiques mécaniques des sols

Les campagnes de reconnaissance ont permis d'observer les horizons géologiques suivants, de haut en bas :

- **(R) Horizons de recouvrement**, identifié dans tous les sondages sur une épaisseur comprise entre 0,9 et 2,2 m environ (moyenne de 1,0 m), constitué de remblais, de terre végétale et de limons.

Ses caractéristiques mécaniques sont hétérogènes avec :

$$0,1 \leq q_d \leq 45 \text{ MPa}$$

- **(L1) Limon médiocre**, identifié dans tous les sondages jusqu'à des profondeurs variables comprises entre 3,5 et 5,7 m/TA, et au-delà de 9,4 m en EP6 et EP8 (profondeur d'arrêt des sondages).

Ses caractéristiques mécaniques sont globalement médiocres à très faibles, avec :

$$0,1 \leq q_d \leq 3,0 \text{ MPa}$$

$$0,2 \leq p_l^* \leq 0,7 \text{ MPa (6 essais)}$$

$$1,4 \leq E_M \leq 12,0 \text{ (6 essais)}$$

- **(L2) Limon moyen**, identifié dans tous les sondages, excepté EP6 et EP8, jusqu'à la profondeur d'arrêt des sondages au pénétromètre, soit 9,3 et 9,4 m/TA, et jusqu'à 12,0 et 13,0 m de profondeur/TA au droit des sondages SP1 et SP2.

Ses caractéristiques mécaniques sont globalement faibles à moyennes avec :

$$1,0 \leq q_d \leq 8,0 \text{ MPa}$$

$$0,3 \leq p_l^* \leq 1,6 \text{ MPa (8 essais)}$$

$$3,3 \leq E_M \leq 27,6 \text{ MPa (8 essais)}$$

- **(L3) Latérite argilo-graveleuse marron rouge consistante**, identifiée uniquement au droit des sondages pressiométriques à partir de 12,0 et 13,0 m de profondeur et jusqu'à l'arrêt des sondages à 20,9 m de profondeur/TA.

Ses caractéristiques mécaniques sont globalement bonnes, avec :

$$1,4 \leq p_l^* \leq 2,5 \text{ MPa (10 essais)}$$

$$13,0 \leq E_M \leq 33,7 \text{ MPa (10 essais)}$$

Il a été établi ci-dessous une estimation de la base (m/TA) des horizons géologiques reconnus au droit de chacun des sondages :

Tableau 2 : Synthèse stratigraphique des sondages

Horizon géologique	Profondeur de la base (m/TA)								
	EP1	EP3/PU2	EP4	EP5	EP6	EP7	EP8/PU1	SP1	SP2
(R) Recouvrement limono-argileux	1.4	1.9	2.2	0.9	1.0	1.0	1.5	1.0	1.0
(L1) Limon médiocre	4.0	4.4	3.5	/	>9.4	5.6	>9.4	5.0	5.7
(L2) Limon moyen	> 9.4	> 9.3	> 9.4	> 9.4	/	> 9.4	/	13.0	12.0
(L3) Latérite consistante	/	/	/	/	/	/	/	>20.9	>20.9

3.3. Sismicité

3.3.1. Aléa sismique

L'île de Wallis est concernée par un **aléa sismique moyen (Zone 4)** selon le BRGM (Rapport d'Évaluation probabiliste de l'aléa sismique des îles Wallis et Futuna – mars 2007). Du fait de leur faible superficie, il n'y a pratiquement pas de variation de l'aléa à l'intérieur de l'île.

D'après l'Eurocode 8, le projet est concerné par la catégorie d'importance de bâtiment de type III.

Tableau 3 : Catégorie d'importance des bâtiments selon l'Eurocode 8

Catégorie d'importance	Bâtiments
I	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple, bâtiments agricoles, etc.
II	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories
III	Bâtiments dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles, etc.
IV	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple : hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, etc.

L'accélération horizontale de calcul au niveau d'un sol de type rocheux a_g est définie par la relation :

$$a_g = \gamma_1 * a_{gr}$$

avec :

γ_1 : Coefficient d'importance égal à 1,2 pour un bâtiment de catégorie d'importance III ;

a_{gr} : Accélération maximale de référence au niveau d'un sol de type rocheux égale à 1,6 m/s² pour la zone 4.

Dans le cas présent, on a alors :

$$a_g = 1,92 \text{ m/s}^2$$

Les sols présents sous les fondations sont classés selon les catégories suivantes :

Tableau 4 : Classe de sol selon l'Eurocode 8

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (coups/30 cm)	C_u (kPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	—	—
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360 – 800	> 50	> 250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180	< 15	< 70
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s			
S_1	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($PI > 40$) et une teneur en eau importante.	< 100 (valeur indicative)	—	10 – 20
S_2	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S_1 .			

Aucun essai en laboratoire d'identification de sol n'a été réalisé au droit des sondages à la pelle mécanique. D'après les descriptions des puits géologiques, le sol est composé principalement limons sablo-argileux et caractérisés par des portances faibles à moyennes sur des épaisseurs supérieures à 10m.

En l'absence de possibilité de réaliser des sondages profonds permettant de caractériser les 30 premiers mètres du sol en place, il sera considéré des matériaux de classe D selon l'Eurocode 8 dans le cas présent, soit un paramètre de sol $S = 1,8$.

On obtient une accélération horizontale de surface pour une classe de sol D égale à :

$$S^* a_g = 3,46 \text{ m/s}^2$$

3.3.2. Risque de liquéfaction des sols

Selon l'Eurocode 8, le risque de liquéfaction dans les sols sableux à sablo-argileux est négligé lorsque $\alpha \cdot S < 0.15$ et lorsque, en même temps, une des conditions suivantes au moins est remplie :

- les sables contiennent de l'argile en proportion supérieure à 20 %, avec un indice de plasticité $I_p > 10$;
- les sables contiennent des silts (limons) en proportion supérieure à 35 % et, simultanément le nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie $N1(60) > 20$;
- les sables sont propres, avec la valeur du nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie $N1(60) > 30$.

Dans le cas présent, on a :

$$\alpha.S = S^* a_g/g = 0,35 > 0.15$$

D'après notre expérience des sols en place sur le territoire de Wallis, la granulométrie des sols montre un pourcentage des matériaux < 0,063mm supérieur à 35%, et aucune nappe n'a été identifiée. Par conséquent, **le risque de liquéfaction peut être écarté pour ce projet.**

3.4. Niveau d'eau

Lors de la campagne de 2023, aucun niveau d'eau n'a été rencontré dans les sondages à la pelle. En revanche, les tiges du pénétromètre étaient humides à 6,4 m/TA en EP4, EP6 et EP7 et à 8,4 m/TA en EP8. Ces relevés sont localisés au sud de l'emprise du projet

Au cours des investigations menées en 2024, il n'a pas été observé d'arrivée d'eau dans les sondages.

Remarque : Une circulation erratique des eaux souterraines, des poches d'eau et la présence de nappes temporaires dues aux contrastes de perméabilité des terrains superficiels ne sont pas à exclure au droit du site (niveaux plus ou moins sableux dans les argiles, joints géologiques drainants etc.).

3.5. Tests d'infiltration – Essai Matsuo

Les essais de perméabilité de type Matsuo réalisés au droit des zones indiquées par le client (essais EM1 et EM2) donnent les résultats suivants :

Tableau 5 : Résultats des essais Matsuo

Sondage	EM1	EM2
Profondeur de l'essai	0,2 à 0,6 m	0,57 à 1,05 m
Nature des sols	Limon argileux brun	Limon argileux brun
Perméabilité k (en m/s)	6.10^{-5} (*)	6.10^{-5} (*)

(*) valeur brute ponctuelle à utiliser en première approche avec une précision d'une puissance de 10 minimum.

Nous rappelons que les essais de perméabilité de type Matsuo sont des essais ponctuels ayant pour objet d'évaluer la capacité d'infiltration des sols. Les terrains sont susceptibles d'être hétérogènes et de présenter des perméabilités variables, notamment des perméabilités plus faibles ou plus élevées au sein d'horizons plus argileux / sableux.

Modèle géotechnique G2 PRO

Le modèle géotechnique retenu en phase G2-PRO sur la base des résultats des essais de la campagne géotechnique réalisée en G2 AVP et des sondages pressiométriques réalisés lors de la mission G0 du LBTP (2025) est présenté ci-après :

4.

Tableau 6 : Modèle géotechnique G2 PRO

Horizon géologique	Profondeur de la base (m/TA)	Résistance dynamique retenue q_d (MPa)	Pression limite p_L (MPa)	Module pressiométrique E_M (MPa)	Coefficient rhéologique α	Module de Young E_y (MPa)
(R) Recouvrement	1,0	Hétérogène / Négligé / Purgé				
(L1) Limon argileux médiocre	5,0	0,5	0,4	3,7	1/2	7,4
(L2) Limon argileux moyen	12,5	2,0	0,9	8,6	1/2	17
(L3) Latérite argilo-graveleuse	>21,0	/	1,8	18	1/2	36

p_L^* : pression limite donnée par la moyenne géométrique des essais SP1 et SP2

E_M : module pressiométrique donné par la moyenne harmonique des essais SP1 et SP2

Remarques :

- On rappelle que les **sondages pénétrométriques sont de type « aveugle »** et ne permettent pas une identification visuelle des sols traversés. La nature et la profondeur ne sont donc que des suppositions établies par analyse des diagraphies pénétrométriques et des données géologiques du site.
- La nature et l'épaisseur des remblais existants pourront être variables entre les sondages.

Dimensionnement des fondations

5.1. Principe de fondations

5. Les campagnes de sondages géotechniques ont permis d'identifier le faciès d'altération des sols latéritique, avec des horizons limoneux et argileux de faibles caractéristiques mécaniques jusqu'à 5.0 m de profondeur en moyenne, puis présentant une amélioration de ses caractéristiques mécaniques avec la profondeur jusqu'à 12,5 m de profondeur en moyenne, et surmontant un horizon latéritique graveleux de bonnes caractéristiques mécaniques au-delà.

Le substratum rocheux n'a pas été rencontré lors des investigations, limitées à 20,9 m de profondeur.

L'emprise du futur bâtiment se trouve en partie au droit du bâtiment existant et ne nécessitera pas d'importants terrassements.

Les solutions présentées et dimensionnées sur la base des résultats pressiométrique et des descentes de charges données sont les suivantes :

- **Fondation superficielle de type semelles isolées et semelles filantes ancrées dans un remblai technique ;**
- **Fondation profonde de type pieu ;**

5.2. Rappel des données et hypothèses du projet

Les descentes de charges transmises par le BET Structure sont les suivantes :

- Appuis filants (solution de fondation superficielle de type **semelle filante**) :
 - o 5 kN/ml à 94 kN/ml à l'ELS,
 - o 7 kN/ml à 129 kN/ml à l'ELU ;
- Couplé avec quelques appuis ponctuels superficiels de type **semelle isolée** :
 - o 150 kN/poteau à 297 kN/poteau à l'ELS,
 - o 329 kN/poteau à 411 kN/poteau à l'ELU ;
- Appuis ponctuels (solution de fondation profonde de type **pieu ou micropieu**) :
 - o 96 kN/poteau à 546 kN/poteau à l'ELS,
 - o 130 kN/poteau à 753 kN/poteau à l'ELU ;

Le niveau fini du projet est prévu à la cote **20 m NGWF**, soit sensiblement au même niveau que le terrain actuel (absence de terrassement significatif).

5.3. Fondation du bâtiment – Semelles superficielles ancrées dans un remblai technique

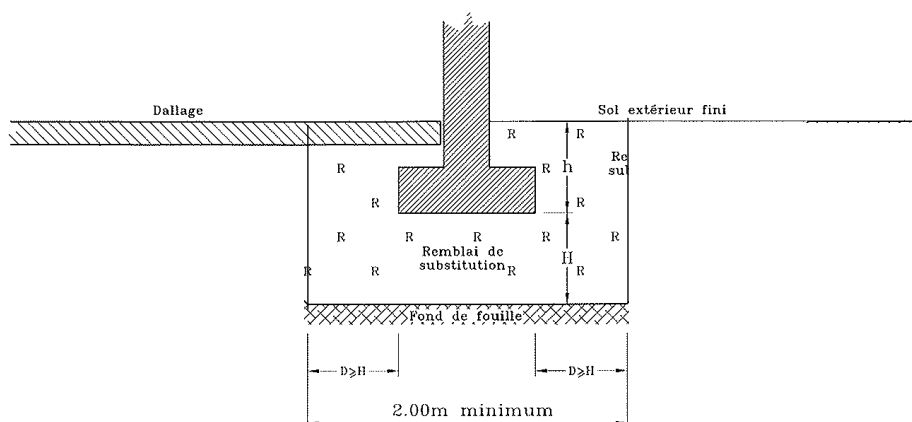
5.3.1. Principe de fondation – niveau d'assise

Compte tenu du contexte géotechnique du site (présence d'un bâtiment existant sous une partie de l'emprise du projet, et la présence de remblais impropres en partie superficielle), le principe de fondation pourra consister à reporter les charges de la structure par l'intermédiaire de **semelles superficielles isolées ou filantes, moyennant un encastrement minimal de 0.5 m dans un remblai technique de substitution.**

L'épaisseur de ce remblai technique compacté sera d'au moins de **1.0 m sous la base des fondations.** Il aura un débord périphérique d'au moins 1.0 m au minimum par rapport aux arrêtes extérieures des semelles. Ce débord extérieur devra être utilement recouvert d'un revêtement limitant les infiltrations.

Dans certains secteurs, notamment au droit de l'emprise du bâtiment existant, des purges complémentaires pourront être nécessaires avant la mise en œuvre du remblai technique (purge des vestiges, matériaux évolutifs et/ou compressibles, ...).

Coupe schématique et vue isométrique de fondations superficielles isolées et dallage sur remblai de substitution partielle



5.3.2. Mise en œuvre de la couche de forme et sujétions d'exécution

Pour la mise en œuvre du remblai technique qui servira de sols d'assise aux fondations, on procédera de la façon suivante :

1. Purge des formations décompressées et peu compactes sur 1.5 m de profondeur/TN. Localement la purge pourra être plus importante en cas de passage d'argile molle ou matériaux évolutifs.
2. Examen du fond de forme ainsi créé par un ingénieur spécialiste pour avis sur la qualité du sol (mission G4) ;
3. Compactage du fond de forme à 95% à l'OPN et validation du fond de forme avec pour critère de réception : $EV2 > 15 \text{ à } 20 \text{ MPa}$;

Dans le cas où le fond de forme présenterait une teneur en eau trop importante (sol sujet au matelassage) pour valider ce critère de réception, il conviendra de prévoir un cloutage par incorporation jusqu'au refus d'éléments roulés ou concassés de type 100/200 mm ou équivalent.

4. Pose d'un géotextile (assurant à la fois une fonction anticontaminante et de renforcement) sur tout le fond de forme (après le cloutage éventuel) ;
5. Le remblai d'apport sera constitué d'un matériau noble insensible à l'eau ($VBS < 0.4$), peu dégradable ($D_g < 5$), avec un pourcentage de fines à 80 μm inférieur à 7% selon les recommandations du LCPC-COPREC.

Par exemple, la substitution pourra être réalisée de la manière suivante, de bas en haut, après mise en œuvre d'un cloutage éventuel et d'un géotextile :

Couche	Profondeur de la couche	Granulométrie	Épaisseur des passes	Objectifs
1	Entre 1,5 m (arase) et 1,0 m	0/200 mm à 0/300 mm	0,5 m	$EV2 > 30 \text{ MPa}$ $EV2/EV1 \leq 2,0$
2	Entre 1,0 m et 0,5 m (assise de la fondation)	0/80 mm à 0/100 mm de type C1B3 ou D3 par exemple	0,15 m à 0,20 m	$EV2 > 50 \text{ MPa}$ $EV2/EV1 \leq 2,0$
3	Entre 0,5 m et 0 m	0/80 mm à 0/100 mm	0,5 m	À définir en phase EXE en fonction de la conception du projet (*)

Tableau 7 : Exemple de méthodologie de réalisation de la substitution

(*) Nous recommandons de maintenir un objectif de compactage de $EV2 > 50 \text{ MPa}$ afin de s'affranchir des risques d'érosion des sols et d'infiltration des eaux au-dessus des fondations.

Les qualités de ce matériau devront être contrôlées au démarrage du chantier (identification GTR, planche d'essai, examen par un ingénieur géotechnicien). Le matériau sera mis en place par couches soigneusement compactées selon le GTR

6. Des essais de contrôle à la plaque devront être prévus pour s'assurer de la qualité du compactage. Ils seront réalisés tous les 0.50 m d'élévation. Les valeurs minimales à obtenir (au niveau de l'assise des fondations) seront :

$$EV2 \geq 50 \text{ MPa}$$

$$EV2/EV1 \leq 2.0$$

Des valeurs supérieures pourront être demandées par les Responsables du projet.

Sans ces essais et contrôles suivis par Antea Group ou son mandataire dans le cadre d'une mission G4 de supervision géotechnique d'exécution, Antea Group ne saurait engager sa responsabilité sur cette solution (ce qui n'exonère pas l'entreprise de son auto contrôle au titre de sa mission G3).

5.3.3. Contraintes de calcul

Selon les prescriptions de la norme NF P 94-261, pour démontrer qu'une fondation superficielle supporte la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de portance du terrain, on doit vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec :

- V_d : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise ;
- R_0 : valeur du poids du sol après travaux au niveau de la base de la fondation en faisant abstraction de celle-ci ;

$$R_{v,d} = A' \cdot \frac{q_{net}}{\Gamma}$$

Avec, pour $R_{v,d}$ dans le cas des méthodes pressiométrique et pénétrométriques, un coefficient de sécurité global Γ de 1,68 (ELU durables et transitoires) et 2,76 (ELS quasi-permanent et ELS caractéristique).

Sous réserve du respect du principe de fondation précité, les contraintes verticales centrées et en l'absence de talus proche ($i_s = 1$ et $i_b = 1$) de calcul à prendre en compte pour la justification vis-à-vis des Etats limite Ultime et de Service seront limitées à :

$$\text{Aux ELU fondamentaux, } \leq \frac{q_{net}}{1,68}$$

$$\text{Aux ELS quasi-permanent, } \leq \frac{q_{net}}{2,76}$$

S'il existe des efforts horizontaux, cette contrainte devra être pondérée d'un facteur i_s conformément à la NF P 94-261.

Les caractéristiques mécaniques du remblai technique seront définies de la façon suivante dans le modèle géotechnique :

Horizon géologique	Profondeur de la base (m/TA)	Pression limite p_L (MPa)	Module pressiométrique E_M (MPa)	Coefficient rhéologique α	Module de Young E_y (MPa)
Remblai technique	1,5	1,0	10	1/4	40

5.3.4. Dimensionnement des fondations

Le tableau suivant présente le dimensionnement des fondations superficielles de type semelles filantes pour une charge verticale centrée et en l'absence d'effort horizontal.

Tableau 8 : dimensionnement des semelles filantes

Semelle filante	Largeur (m)	V_d ELS (kN/ml)	V_d ELU (kN/ml)	R_0 (kN)	k_p	p_{le} (kPa)	q_{net} (kPa)	$R_{v,d;ELS}$ (kN)	$R_{v,d;ELU}$ (kN)	Tassement (cm)
La plus chargée	0.8 m	99	134	8.0	1.24	858	1061	< 307	< 505	≈ 0,5 à 1,0
La moins chargée	0.4 m	13.5	17.5	4.0	1.33	1000	1332	< 193	< 317	≈ 0 à 0,5

La relation $V_d - R_0 \leq R_{v,d}$ est vérifiée.

Le tableau suivant présente le dimensionnement des fondations superficielles de type semelles isolées pour une charge verticale centrée et en l'absence d'effort horizontaux.

Tableau 9 : dimensionnement des semelles isolées

Semelle isolée	Géométrie (m)	V _d ELS (kN)	V _d ELU (kN)	R ₀ (kN)	k _p	p _{le} (kPa)	q _{net} (kPa)	R _{v;d;ELS} (kN)	R _{v;d;ELU} (kN)	Tassement (cm)
La plus chargée	<u>1.6 m x 1.6 m</u>	329	443	25.6	1.22	585	713	< 662	< 1087	≈ 0,5 à 1,0
La moins chargée	<u>1.3 m x 1.3 m</u>	160	218	16.9	1.25	639	797	< 488	< 802	≈ 0 à 0,5

La relation $V_d - R_0 \leq R_{v;d}$ est vérifiée.

5.3.5. Calcul des tassements par la formule pressiométrique (ELS)

Suivant les formules pressiométriques telles que définies par le DTU 13.12, le tassement total, noté w , est la somme :

- Du tassement dit de « consolidation », noté s_c ;
- Du tassement dit « déviatorique », noté s_d ;

$$s_c = \frac{\alpha}{9E_M} (\sigma - \gamma D) \lambda_c B$$

$$s_d = \frac{2}{9E_M} (\sigma - \gamma D) \lambda_c B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

avec $B_0 = 0,6$ m

σ : composante normale de la contrainte du sol sous la fondation aux ELS

E_M : module pressiométrique

α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol

λ_c et λ_d sont des coefficients de forme

Dans le cas d'un sol hétérogène, on découpe le sol en couches successives d'épaisseur $B/2$ et numérotées de 1 à 16.

La valeur d' E_M utilisée pour le calcul de s_c est celle du module pressiométrique de la première couche.

La valeur d' E_M utilisée pour le calcul de s_d est donnée par la formule ci-après :

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

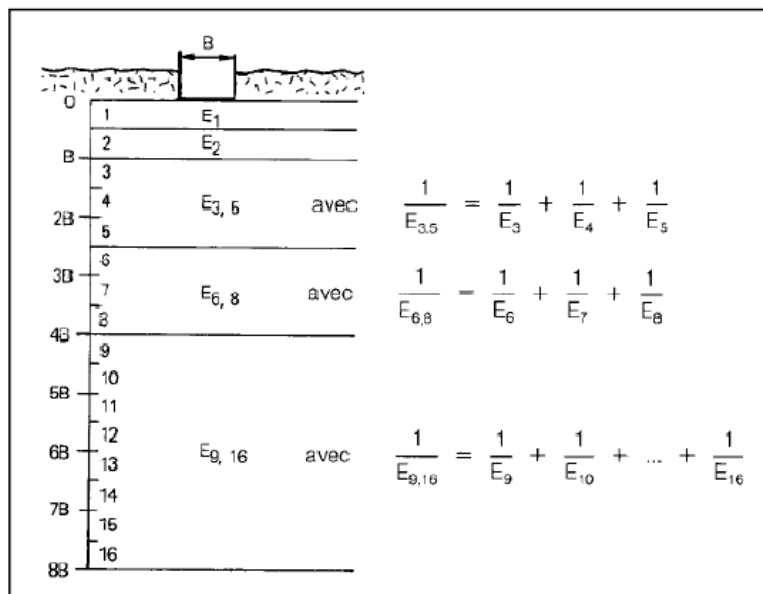


Figure 11 : Découpage du sol en tranche d'après la méthode pressiométrique

Les tassements théoriques absolus, calculés par la méthode pressiométrique au droit des sondages, pour la contrainte aux ELS précitée et les hypothèses de charges énoncées au § 1.1 sont compris entre les valeurs suivantes :

Semelles filantes de largeur 0.4 m : **w ≈ 0 à 0,5 cm**

Semelles filantes de largeur 0.8 m : **w ≈ 0,5 à 1,0 cm**

Semelles isolées de 1,3 m de côté : **w ≈ 0 à 0,5 cm**

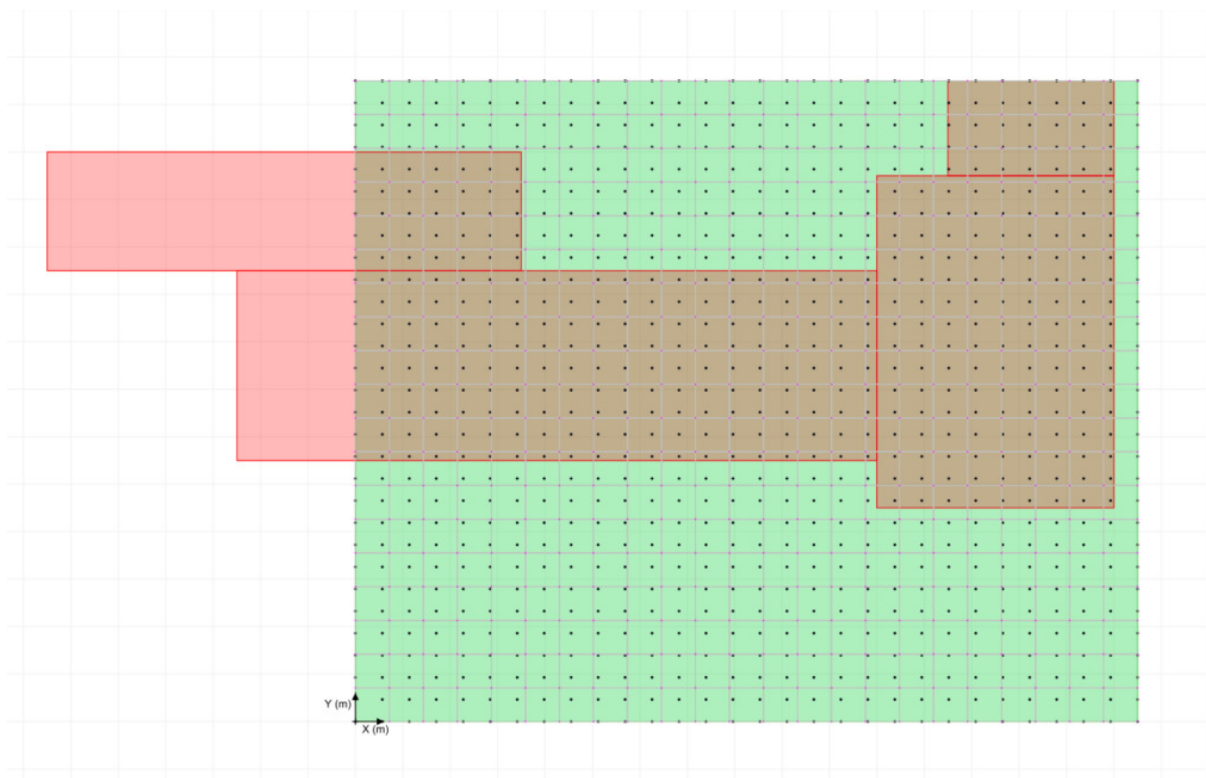
Semelles isolées de 1,6 m de côté : **w ≈ 0,5 à 1,0 cm**

L'attention est attirée sur le fait que ces calculs n'ont de validité qu'au droit des sondages réalisés. Ailleurs, des hétérogénéités naturelles de stratigraphie et de caractéristiques mécaniques des sols peuvent induire des tassements absolus et différentiels supérieurs à ceux ici estimés, notamment au droit du bâtiment existant non démoli. Des investigations complémentaires de type essais au pénétromètre dynamique pourront être préconisés une fois le bâtiment démoli pour s'assurer de l'homogénéité du modèle géotechnique au droit du bâtiment existant.

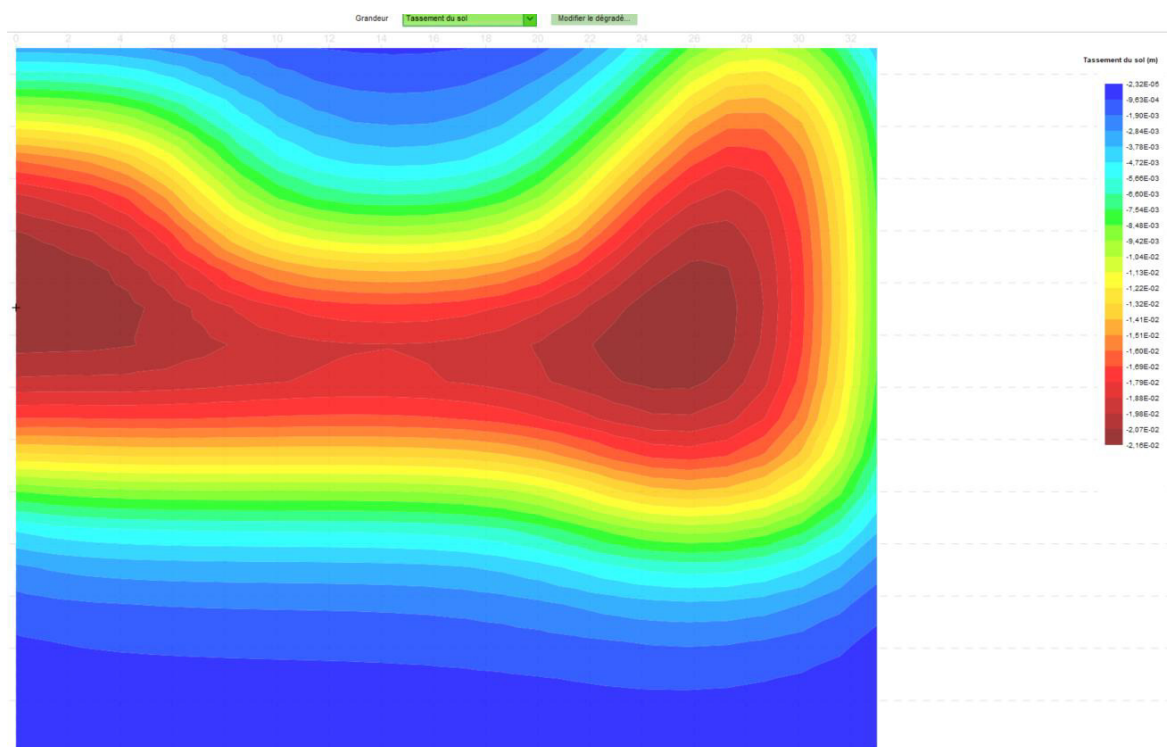
Détermination du tassement différentiel (intégration du bâtiment existant)

Pour permettre d'étudier le tassement différentiel en considérant l'influence du bâtiment existant sur l'emprise du projet, le modèle suivant a été utilisé, avec :

- Emprise du bâtiment existant : charge répartie de 30 kPa (zone rouge)
- Emprise du bâtiment projet : modélisation d'une zone d'influence avec point de calcul (zone verte)



Les résultats sont les suivants :



Au droit de l'emprise du projet, les tassements théoriques qui se seraient déjà produits sous l'influence du bâtiment existant sont compris entre 0,1 cm (zone bleutée) et 2,1 cm (zone rouge).

Conclusion

Sur la base de cette analyse, et selon l'implantation du plan de fondation projet par rapport à l'emprise du bâtiment existant, **les tassements différentiels et absolus maximaux seront limités à 10 mm** sous réserve de la bonne mise en œuvre et exécution de la couche de forme sous l'ensemble des fondations.

5.3.6. Dispositions constructives

En aucun cas, la largeur des semelles même les moins chargées ne sera inférieure à **40 cm pour les semelles filantes** et **80 cm pour les semelles isolées** afin d'assurer un bon contact sol/fondation. Ces fondations devront être ferrillées selon les minimum requis par règles professionnelles.

Des joints de rupture complets devront être prévus entre les parties différemment chargées du bâtiment.

Le plan de fondation sera conçu de manière à éviter les affouillements sous les existants et les tassements par influence suivant le phasage de travaux.

Compte tenu de l'application des règles sismiques, la conception des fondations prendra en compte les dispositions présentées par la réglementation en vigueur de manière à limiter les déplacements différentiels entre appuis et en particulier le liaisonnement par des longrines des semelles isolées.

5.4. Fondation du bâtiment – Fondation profonde de type pieux ou micropieux

5.4.1. Principe de calcul

Nous utiliserons ci-après la procédure « modèle de terrain » qui consiste à déduire d'un modèle géotechnique du site les valeurs caractéristiques de la résistance de pointe et du frottement axial unitaire dans les différentes couches de sol.

Selon la norme NF P 94-262 (Eurocode 7 – Fondations profondes), il convient de vérifier que :

- La valeur de calcul à l'ELS de la charge axiale F_d transmise par un pieu est inférieure ou égale à la valeur de calcul de la charge de fluage de compression R tel que :

$$F_d \leq R_{c;d}$$

- La valeur de calcul à l'ELU de la charge de compression axiale $F_{c;d}$ est inférieure ou égale à la valeur de calcul de la portance $R_{c;d}$ tel que :

$$F_{c;d} \leq R_{c;d}$$

- La valeur de calcul à l'ELU de la charge de traction axiale $F_{t;d}$ est inférieure ou égale à la valeur de calcul de la résistance en traction $R_{t;d}$ tel que :

$$F_{t;d} \leq R_{t;d}$$

Selon les termes de la NF P 94-262, les charges admissibles en compression et en traction sont données par la formule suivante :

$$R = \Gamma_1 \cdot R_s + \Gamma_2 \cdot R_b$$

Avec

$$R = R_{c;d} \text{ à l'ELS et } R = R_{c;d} \text{ ou } R_{t;d} \text{ à l'ELU}$$

- R_b : résistance limite de pointe, avec $R_b = A \cdot k_p \cdot p_{le}$ (négligé pour les micropieux)
- R_s : résistance limite en frottement latéral, avec $R_s = \pi D \sum h_i \cdot q_{si}$
- A est la section du pieu et D son diamètre (pieu à section circulaire),
- k_p le facteur de portance, p_{le} la pression limite nette équivalente,
- q_{si} le frottement latéral limite dans la couche i d'épaisseur h_i .

Les coefficients de sécurité globaux (Γ_1 et Γ_2) retenus en compression sont donnés dans le Tableau 4 pour la méthode pressiométrique. Ces coefficients incluent la prise en compte des coefficients de sécurité partiels γ_{Rd1} et γ_{Rd2} suivants pour tout type de sols.

Pour les pieux tarière creuse : $\gamma_{Rd1} \times \gamma_{Rd2} = 1.265$ en compression dans les 3 horizons L1, L2 et L3.

	ELS QP	ELS CARAC.	ELU Fond
Latéral (Γ_1)	0.636	0.778	0.909
Pointe (Γ_2)	0.455	0.556	0.909

Tableau 10 : Coefficients de sécurité globaux – Pieu tarière creuse compression

Pour une technique de micropieux : $\gamma_{Rd1} \times \gamma_{Rd2} = 2.200$ en compression dans les 3 horizons L1, L2 et L3.

	ELS QP	ELS CARAC.	ELU Fond
Latéral (Γ_1)	0.636	0.778	0.909
Pointe (Γ_2)	0.000	0.000	0.000

Tableau 11 : Coefficients de sécurité globaux – Micropieux compression

5.4.2. Paramètres de dimensionnement

Le dimensionnement sera réalisé :

- Pour l'ensemble des combinaisons de charge,
- Avec la méthode pressiométrique,
- Selon le « modèle de terrain »,
- En considérant de partout une épaisseur minimale de « mort terrain » de 2 m (frottement négligé).

Il sera considéré la réalisation de **pieu tarière creuse (classe 2 catégorie 6)** en diamètre Ø 400 mm.

Les paramètres de dimensionnement des pieux considérés sont les suivants :

Tableau 12 : paramètres de dimensionnement des pieux tarière creuse

Pieux tarière creuse Classe de pieux : 2 Catégorie : 6					Paramètres de dimensionnement				
Faciès		Catégorie de sol	Pressiomètre		Courbe	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	f_{sol} (kPa)	q_s (kPa)	k_{pmax}
			E_M (MPa)	p_i^* (Mpa)					
R	Recouvrement	Neutralisés toute hauteur							
L1	Limon médiocre	Argile, Limons	3.7	0.4	Q1	1.5	30	46	/
L2	Limon moyen	Argile, Limons	8.6	0.9	Q1	1.5	40	61	/
L3	Latérite consistante	Argile, Limons	17.8	1.8	Q1	1.5	45	68	1.30

5.4.3. Justification de la résistance structurelle des pieux (STR)

La charge ultime d'un pieu peut être limitée par la résistance propre du matériau qui le constitue. Pour le béton des pieux, il est prévu un béton de type C30/37 **admissible pour une classe d'agressivité XA1** selon la norme NF EN 206-1 (à confirmer par la maîtrise d'ouvrage et le maître d'œuvre) en l'absence d'analyse des eaux réalisées.

Pour la contrainte dans le béton admissible, cette dernière sera limitée conformément à la norme NF P 94-262.

Les valeurs de contrainte maximale à l'ELS Caractéristique et de calcul à l'ELU Fondamental sont déterminées ci-après selon la norme NFP 94-262 par les formules suivantes :

Valeur caractéristique de la résistance à la compression :

$$f_{ck}^* = \inf (f_{ck}(t); C_{\max}; f_{ck}) \frac{1}{k_1 k_2}$$

Valeur de calcul de résistance à la compression du béton (ELU) :

$$f_{cd} = \text{Min} \left(\alpha_{cc} k_3 \frac{f_{ck}^*}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{C_{\max}}{\gamma_c} \right)$$

Valeurs moyenne et maximale de la résistance à la compression à l'ELS caractéristique :

$$0,3k_3f_{c;k}^* \text{ et } \text{Min}(0,6k_3f_{c;k}^*; 0,6f_{c;k})$$

Pour des **pieux forés à la tarière creuse (FTC)** en tenant compte des coefficients et des paramètres suivants :

- $C_{\max} = 30 \text{ MPa}$,
- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- $k_1 = 1.35$ (pieux foré à la tarière creuse avec enregistrement des paramètres),
- $k_2 = 1.1$ (pieu foré tarière creuse – classe 2 avec $B = 0.4$, soit $k_2 = 1.3 - B/2$)
- $k_3 = 1.0$ (= 1.2 si contrôle renforcé d'intégrité),
- $\alpha_{cc} = 0.8$ pour un pieu non ferrailé,
- $\gamma_c = 1.5$ (ELU fondamentaux),

Les résultats de la justification du béton à la compression des pieux sans contrôle renforcé sont synthétisés dans le tableau ci-après :

f_{ck}^*	$\sigma_{c \max} \text{ ELS}$	$\sigma_{c \text{ moy}} \text{ ELS}$	$f_{cd} \text{ ELU Fond.}$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
20.2	12.1	6.1	10.8

Pour la vérification de la résistance structurale du pieu à la compression, les dispositions de la NF EN 1992-1-1 s'appliquent. Conformément aux spécifications apportées par la NF P94-262 la contrainte admissible dans le béton doit être calculée afin de s'assurer que la contrainte effectivement appliquée dans chaque section ne dépasse pas ces valeurs seuils.

5.4.4. Justification de la portance des pieux (GEO)

La justification sous charges verticales utilise la méthode pressiométrique de la norme d'application nationale de l'Eurocode 7, NF P 94-262 fondations profondes. Elle utilise l'approche de calcul 2, dans le cadre de la procédure dite « modèle de terrain ».

Les vérifications ont été réalisées selon l'Eurocode 7 pour des pieux tarière creuse sur la base des descentes de charges fournies.

N°	Ø pieux (mm)	Épaisseur mort terrain (m)	Épaisseur L1+L2 (m)	Épaisseur L3 (m)	Longueur totale pieux (m)	ELS cara $F_d \leq R_{c;cr;d}$			ELS qp $F_d \leq R_{c;cr;d}$			ELU Fond $F_d \leq R_{c;d}$			$\sigma_{\text{béton}} \text{ ELS (MPa)}$
						F_d (kN)	$R_{c;cr;d}$ (kN)	Vérif.	F_d (kN)	$R_{c;cr;d}$ (kN)	Vérif.	F_d (kN)	$R_{c;d}$ (kN)	Vérif.	
Le plus chargé	400	2.0	10.0	1.2 (3Ø)	13.7	546	<652	ok	505	<533	ok	753	<822	ok	4.3
Le moins chargé	400	2.0	10.0	1.2 (3Ø)	13.7	97		ok	96		ok	131		ok	0.8

Même pour les charges les plus faibles, les pieux seront ancrés de partout dans l'horizon L3 en respectant un ancrage minimal de 1.2 m et une longueur totale minimale de 4 m ($D/B > 5$ + ajout des 2 m de « mort terrain ») pour des pieux de diamètre 400 mm conformément à la norme NF P94-262.

La contrainte dans le béton est vérifiée avec $\sigma_{\text{béton}} \text{ ELS} \leq 6.1 \text{ MPa}$.

5.4.5. Modélisation du comportement axial des pieux

Sous réserve d'une exécution soignée des pieux et du respect des hypothèses précitées, les tassements des pieux les plus chargés à l'ELS Caractéristiques resteront inférieurs au centimètre pour l'ensemble des pieux (vérification module TASPIE – Foxta).

5.4.6. Modélisation du comportement transversal des pieux

En l'absence d'efforts horizontaux (à confirmer par la BET structure), aucun phénomène de plastification en tête de pieu ne sera observé.

5.4.7. Dispositions constructives et sujétions d'exécution

L'entrepreneur s'assurera que le type de pieux et la puissance du matériel qu'il propose permettront de réaliser les ancrages nécessaires pour assurer les capacités portantes retenues et la stabilité des pieux.

Suivant les moyens mis en œuvre par l'entreprise, d'autres techniques de pieux pourront être envisagées, sous réserve de prendre en compte l'ensemble des contraintes géotechniques et hydrogéologiques exposées dans ce rapport.

Dans tous les cas, on s'assurera que le sol d'assise des fondations est homogène sous l'ensemble des appuis.

La rencontre d'anomalies géologiques (blocs, ennoiment du substratum, poches altérées ...) sous l'emprise du projet nécessitera la mise en œuvre de dispositions constructives spécifiques à traiter au cas par cas (trépanage, ancrage plus profond, ...).

Des surconsommations de béton sont à prévoir dans les formations L1. En cas de surconsommation trop importante, il pourra s'avérer nécessaire de changer de technique de pieu.

Le béton utilisé devra tenir compte :

- De l'agressivité des sols présents,
- Une classe d'exposition XA1 → A confirmer par le MOA/MOE,
- Des exigences relatives à la NF EN 206

Tous les travaux devront être réalisés selon les règles de l'Art.

5.4.8. Contrôles

Le type de contrôle à réaliser dépend de la classe de conséquence de l'ouvrage et de sa catégorie géotechnique.

Pour des pieux à la tarière creuse, il pourra s'agir soit :

- d'essais de contrôle,
- d'essais de conformité et/ou d'essais de contrôle.
- Contrôle de qualité du béton

On prévoira un minimum de 10% des pieux réalisés testés par impédance.

Les essais de contrôle seront conformes à la norme NF P 94-160-1.

5.4.9. Variante - MICROPIEUX

Dans ce prédimensionnement, il sera considéré des micropieux de type II (classe 1, catégorie 18, d'après l'annexe A de la NF P 94-262).

NOTA : Il serait conseillé de réaliser des micropieux de type III pour des fondations supérieures à 15 m de longueur au sein de matériaux peu consistants. Cependant, cette technique de micropieux n'est pas réalisée sur le territoire de la Nouvelle Calédonie et donc de Wallis et Futuna.

Les caractéristiques des micropieux considérées sont les suivantes (données issues du BE Structure) :

- diamètre de forage : 200 mm
- tube pétrolier Ø 88.9 mm épaisseur 6,5 mm

Les paramètres de dimensionnement des micropieux considérés sont les suivants :

Tableau 13 : paramètres de dimensionnement des micropieux

Micropieux de type II Classe de pieux : 1 bis Catégorie : 18					Paramètres de dimensionnement				
Faciès		Catégorie de sol	Pressiomètre		Courbe	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	f_{sol} (kPa)	q_s (kPa)	k_{pmax}
			E_M (MPa)	p_i^* (MPa)					
R	Recouvrement	Neutralisés toute hauteur							
L1	Limon médiocre	Argile, Limons	3.7	0.4	Q1	1.1	31	34	/
L2	Limon moyen	Argile, Limons	8.6	0.9	Q1	1.1	41	45	/
L3	Latérite consistante	Argile, Limons	17.8	1.8	Q1	1.1	45	50	/

Nota : Pour les micropieux, la résistance de pointe n'est pas prise en compte.

L'ensemble des calculs a été réalisé à l'aide du logiciel FOXTA (module FONDPROF), édité par TERRASOL.

Les résultats sont présentés ci-dessous :

Tableau 14 : Résultats des calculs pour micropieux

Diamètre de forage (mm)	Longueur du micropieu (m)	Valeur de la charge limite (kN)	
		ELS $R_{c;cr;d}$	ELU $R_{c;d}$
200	15	125	146
	20	181	211
	25	236	276

Un micropieu de 25 m de longueur ne permettrait pas de reprendre les efforts à la compression de la majorité des appuis ponctuels selon le plan de descente de charge transmis par le BE Structure (avec une descente de charge maximale de 753 kN aux ELU).

Il sera nécessaire de prévoir plusieurs micropieux par appuis en respectant la condition d'effet de groupe (distance de 0.6 m entre chaque entraxe de micropieux foré en 200 mm) pour permettre de reprendre les descentes de charge ponctuelles de l'ouvrage.

Plancher porté

D'après les plans communiqués, le niveau fini du bâtiment est prévu sensiblement au même niveau que le terrain actuel.

- Compte tenu de l'hétérogénéité de la couverture limoneuse de faibles caractéristiques mécaniques et de la présence de vestige de fondation au droit du bâtiment à démolir, nous préconisons la réalisation d'un **plancher porté par les fondations**.

Dans le cas de la présence d'une nappe, ou de la sensibilité des matériaux limono-argileux vis-à-vis du retrait-gonflement, il conviendra de prévoir un vide sanitaire obtenu à l'aide d'un coffrage de type biodégradable.

Parking et voirie

- En l'absence de données, nous supposerons le parking pour VL majoritairement prévu en profil rasant.

7.1.1. Préparation du fond de forme

Après décapage de la terre végétale et des remblais, le fond de forme sera constitué de l'horizon limoneux L1 caractérisé par des sols de type A1 selon la classification GTR.

Il s'agit de sols sensibles à la situation météorologique.

Une évaluation de la classe de PST/AR sera établie au moment des travaux en fonctions de la portance des sols et de leur état hydrique.

Les limons et argiles de classe A en période climatique favorable et dans un état hydrique moyen (m) constituent une partie supérieure des terrassements de type PST2/AR1.

Si les travaux ont lieu en période défavorable ou si le fond de forme présentait une teneur en eau trop importante, un cloutage du fond de forme et la pose d'un géotextile pourront s'avérer nécessaires. Un traitement du fond de forme pourra également être envisagé.

Pour la préparation du fond de forme, on procèdera de la façon suivante :

- Contrôle du fond de forme afin de définir d'éventuelles purges,
- Compactage du fond de forme.

7.1.2. Couche de forme

Sur la PST2/AR1 que constituent les terrains en place en période favorable, on visera l'obtention d'une plate-forme support des chaussées de niveau minimum PF2 selon le catalogue des voiries non structurantes.

Dans ce but, il conviendra de mettre en œuvre une couche de forme en matériaux granulaires insensibles à l'eau (de type D31 de la NF P 11-300 ou matériaux de recyclage ayant des caractéristiques équivalentes). Cette couche de forme aura 0,5 m d'épaisseur (ou 0,4 m avec géotextile à l'interface PST-couche de forme).

7.1.3. Sujétions particulières

On veillera à limiter les infiltrations d'eau au niveau de ces sols supports de chaussée (fossés, drainage, ...).

Les couches de chaussée seront mises en œuvre, compactées et contrôlées suivant les spécifications en vigueur.

Les tranchées de pose de réseaux sous chaussée seront remblayées selon les règles techniques en vigueur.

7.1.4. Puits d'infiltration

En l'absence d'information sur les caractéristiques des puits d'infiltration, les résultats des essais de perméabilité de type Matsuo mettent en évidence un horizon subsurface perméable (perméabilité k estimée à 6.10^{-5} m/s) apte à infiltrer les eaux pluviales au droit du parking existant.

Terrassements

8.1. Précaution vis-à-vis des existants

8. Compte tenu de la proximité avec le bâtiment de l'Hémicycle, on prendra garde à ne pas les déstabiliser lors de la réalisation des travaux :

- les terrassements qui seront menés à proximité du bâtiment devront être exécutés avec toutes les précautions nécessaires et suffisantes afin de ne pas risquer de les déstabiliser. On évitera par exemple les vibrations importantes ;
- le plan de fondation sera conçu de manière à éviter les affouillements sous le bâtiment existant et les tassements par influence ;
- les fondations du projet seront suffisamment en retrait pour ne pas être perturbées par le débord du bâtiment existant,
- une pente maximale de 3 horizontal pour 2 vertical entre l'assise des fondations du bâtiment existant et les nouvelles fondations devra être respectée.

Toutes les précautions devront être prises pour ne pas déstabiliser le bâtiment existant, ni engendrer de désordres.

8.2. Extraction

Dans les sols meubles les travaux de terrassement ne poseront pas de problèmes particuliers d'extraction. Les déblais pourront être réalisés par des engins de terrassement classiques à lame ou à godet.

En cas d'obstacles au sein des remblais (blocs, vestiges réseaux, etc...) les travaux de terrassement pourront nécessiter l'emploi d'engins de forte puissance.

Dans tous les cas, pour que les terrassements soient exécutés dans de bonnes conditions, il sera impératif de capter et canaliser en dehors de la zone de terrassement, toutes les eaux de ruissellement et les éventuelles arrivées d'eau souterraines.

8.3. Précautions vis-à-vis des sols cohérents

Les reconnaissances géotechniques ont permis de reconnaître des horizons argilo-limoneux. Ce type de formation peut être sensible aux changements de teneur en eau et au remaniement. Elle perd rapidement sa portance lorsque leur teneur en eau augmente.

De ce fait, les travaux de terrassement devront être réalisés de préférence en période sèche.

On prévoira des sujétions et on prendra des dispositions pour éviter toute humidification ou toute dessiccation des terrains d'assise des ouvrages. En particulier, on limitera autant que faire se peut leur exposition aux intempéries.

8.4. Stabilité des talus et avoisinants

Le mode d'exécution des terrassements dépend étroitement du niveau d'assise des avoisinants : ouvrages mitoyens, voiries, réseaux, ...

Compte tenu des lithologies rencontrées et de leurs caractéristiques mécaniques, des talus en déblai provisoire à définitifs, secs et non surchargés en tête, d'une hauteur maximale de 3,0 m, devront être terrassés selon une pente de 3H/2V dans l'horizon L1.

Si l'environnement du site ne permet pas ce talutage au large, ou si des ouvrages se situent dans la zone d'influence du talus, on prévoira un ouvrage de soutènement.

Le suivi géotechnique d'exécution (mission G4) permettra de vérifier précisément la nature des terrains constituant les talus et d'ajuster les pentes et les géométries nécessaires à leur stabilité.

8.5. Gestion des eaux

Lors des campagnes de reconnaissances, aucun niveau d'eau n'a été rencontré. Cependant, en fonction de la date de réalisation des terrassements, des nouvelles arrivées d'eau sont toujours possibles.

Les travaux seront donc réalisés de préférence en période météorologique favorable.

Toute infiltration d'eau au niveau des fondations sera proscrite. Pour ce faire, les eaux de ruissellement et de toiture seront soigneusement collectées (gouttières, contre-pente, ...) et évacuées vers un exutoire dimensionné de manière suffisante et implanté de manière non dangereuse pour les existants et avoisinants.

Compte tenu de la nature argilo-limoneuse des sols en place mise en évidence par les fouilles à la pelle, il conviendra d'apporter le plus grand soin à la gestion des eaux superficielles pendant toute la durée de vie des bâtiments.

Incertitudes et aléas résiduels

La présente mission G2-PRO a permis d'établir les hypothèses géotechniques à prendre en compte en fonction des données disponibles et des résultats des investigations.

Elle présente les ébauches dimensionnelles des ouvrages géotechniques.

9. Les principales incertitudes qui subsistent concernent le contexte géotechnique du site et le projet, c'est-à-dire notamment :

- La solution de fondation retenue ;
- La profondeur du toit du substratum ;
- Les surépaisseurs des remblais ;
- Les dimensions des fondations du bâtiment Hémicycle ;
- La nature du sol sous l'emprise du bâtiment existant ;
- Les arrivées d'eau.

On notera également que lors des périodes pluvieuses, des circulations d'eau sont possibles dans les horizons superficiels.

Des dispositifs d'exhaure devront donc être prévus par l'entreprise réalisant les travaux, si ceux-ci doivent être réalisés au cours de périodes pluvieuses.

Enfin, à ce stade, aucune mesure d'agressivité des eaux et des sols sur les bétons n'a été réalisée. Il conviendra donc de réaliser ces mesures pendant la période de démarrage du chantier afin de choisir une classe de béton adaptée à l'agressivité des sols et des eaux.

Ces incertitudes peuvent avoir une incidence importante sur le coût final des ouvrages géotechniques. Il conviendra d'en tenir compte lors de la mise au point du projet. À cet effet, la réalisation d'une mission de conception phase projet (mission G2 ACT/DCE) devra suivre la présente mission G2 PRO, en particulier si des solutions variantes géotechniques sont proposées par l'entreprise en charge des travaux de fondation.

Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

10. Le présent rapport constitue le compte rendu et fixe la fin de la mission d'étude géotechnique de conception phase Projet (G2 PRO) confiée à Antea Group.

Nous rappelons que la présente étude correspond à une étude géotechnique de conception phase Projet (G2 PRO), au sens de la norme NF P 94 500 de novembre 2013 définissant les missions d'ingénierie géotechniques.

Conformément à l'esprit de cette norme, qui est de réduire étape par étape les risques liés au sol, elle devra être suivie par :

- La mission G2 DCE/ACT qui permettra en particulier de valider les éventuelles solutions variantes géotechniques proposées par les entreprises,
- La mission de supervision géotechnique (mission G4) qui comportera, d'une part, la validation des documents géotechniques produits par l'entreprise et d'autre part le suivi du chantier, permettant de s'assurer que les terrains rencontrés présentent des caractéristiques géotechniques cohérentes avec les hypothèses retenues dans le cadre des études, et le cas échéant définir en concertation avec l'entreprise, les adaptations nécessaires.

De son côté, l'entreprise en charge des travaux géotechniques devra réaliser une mission d'étude géotechnique d'exécution (mission G3).

Antea Group se tient à la disposition du maître d'ouvrage pour la réalisation de la mission G2 DCE/ACT puis la mission G4, dans le prolongement de cette mission G2-PRO.

Observations sur l'utilisation du rapport

Ce rapport, ainsi que les cartes ou documents, et toutes autres pièces annexées constituent un ensemble indissociable. Les incertitudes ou les réserves qui seraient mentionnées dans la prise en compte des résultats et dans les conclusions font partie intégrante du rapport.

En conséquence, l'utilisation qui pourrait être faite d'une communication ou d'une reproduction partielle de ce rapport et de ses annexes ainsi que toute interprétation au-delà des énonciations d'Antea Group ne sauraient engager la responsabilité de celui-ci. Il en est de même pour une éventuelle utilisation à d'autres fins que celles définies pour la présente prestation.

Les résultats des prestations et des investigations s'appuient sur un échantillonnage ; ce dispositif ne permet pas de lever la totalité des aléas liés à l'hétérogénéité des milieux naturels ou artificiels étudiés. Par ailleurs, la prestation a été réalisée à partir d'informations extérieures non garanties par Antea Group ; sa responsabilité ne saurait être engagée en la matière.

Antea Group s'est engagé à apporter tout le soin et la diligence nécessaire à l'exécution des prestations et s'est conformé aux usages de la profession. Antea Group conseille son Client avec pour objectif de l'éclairer au mieux. Cependant, le choix de la décision relève de la seule compétence de son Client.

Le Client autorise Antea Group à le nommer pour une référence scientifique ou commerciale. A défaut, Antea Group s'entendra avec le Client pour définir les modalités de l'usage commercial ou scientifique de la référence.

Ce rapport devient la propriété du Client après paiement intégral de la mission, son utilisation étant interdite jusqu'à ce paiement. A partir de ce moment, le Client devient libre d'utiliser le rapport et de le diffuser, sous réserve de respecter les limites d'utilisation décrites ci-dessus.

Pour rappel, les conditions générales de vente ainsi que les informations de présentation d'Antea Group sont consultables sur : <https://www.anteagroup.fr/fr/annexes>



ANNEXES

Classification des missions d'ingénierie géotechnique (Norme NF P 94-500 –

Novembre 2013)

Annexe I :

Résultats des essais MATSUO

Annexe II :

Rappel des PV des sondages (étude G2 AVP)

Annexe III :

PV des sondages pressiométriques

Annexe IV :

Annexe V :

Résultats FOXTA

Classification des missions d'ingénierie géotechnique (Norme NF P 94-500 – Novembre 2013)

Schéma d'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 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 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 d'ingénierie géotechnique (page 1/2)

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.

ETAPE 1 : ETUDE GEOTECHNIQUE PREALABLE (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).

ETAPE 2 : ETUDE GEOTECHNIQUE 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.

Classification des missions d'ingénierie géotechnique (page 2/2)

ETAPE 3 : ETUDES GEOTECHNIQUES DE REALISATION (G3 et G4, distinctes et simultanées)

ETUDE ET SUIVI GEOTECHNIQUES 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 GEOTECHNIQUE 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 GEOTECHNIQUE (G5)

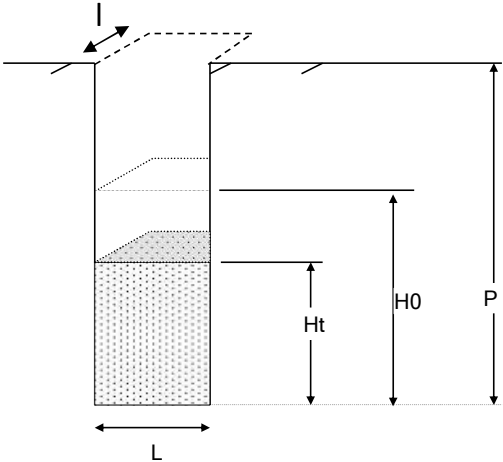
Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou 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 II :

Résultats des essais MATSUO

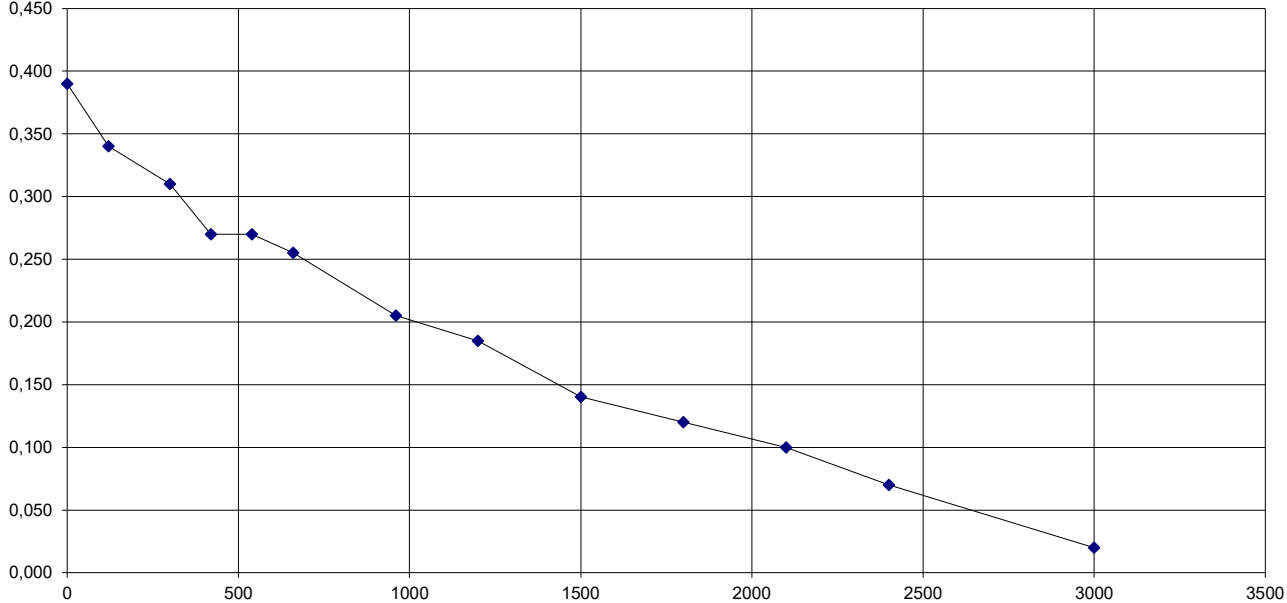
<div>PROCES-VERBAL</div> <div>ESSAI D'EAU PORCHET</div> <div>TYPE MATSUO</div>									Sondage : EM1					
									Lieu : Assemblée Territoriale WF					
									Date : 18/12/2024					



Niveau piézométrique =		100,00		m	
Charge initiale : H0 =		0,39		m	
ESSAI				FOUILLE	
Profondeur par rapport au TN	De	0,21	m	L =	1,50 m
				I =	0,50 m
	à	0,60	m	P =	0,60 m
IMPLANTATION DU SONDAGE				X = Y = Z(NGF) = m	

t(min)	0,00	2,00	5,00	7,00	9,00	11,00	16,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	50,00	
Ht (m)	0,39	0,34	0,31	0,27	0,27	0,26	0,21	0,19	0,14	0,12	0,10	0,07	0,02	
t(min)														
Ht (m)														

charge Ht (m)

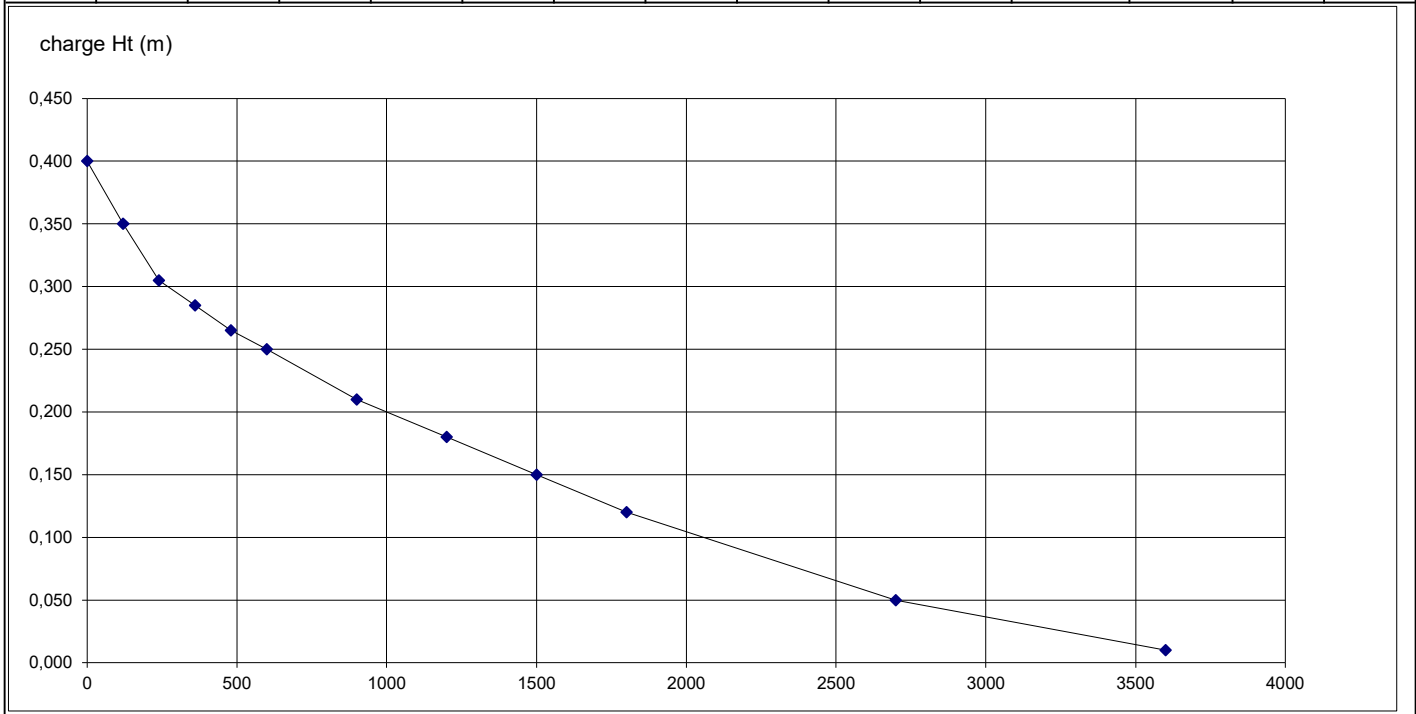


	K= 6,4E-05 m/s
--	----------------

<div>PROCES-VERBAL</div> <div>ESSAI D'EAU PORCHET</div> <div>TYPE MATSUO</div>	Sondage : EM2
	Lieu : Assemblée Territoriale WF
	Date : 18/12/2024

Niveau piézométrique =		100,00	m
Charge initiale : H0 =		0,40	m
ESSAI		FOUILLE	
Profondeur par rapport au TN	De	0,10	m
	à	0,50	m
L =		1,50	m
I =		0,50	m
P =		0,50	m
IMPLANTATION DU SONDAGE		X = Y = Z(NGF) = m	

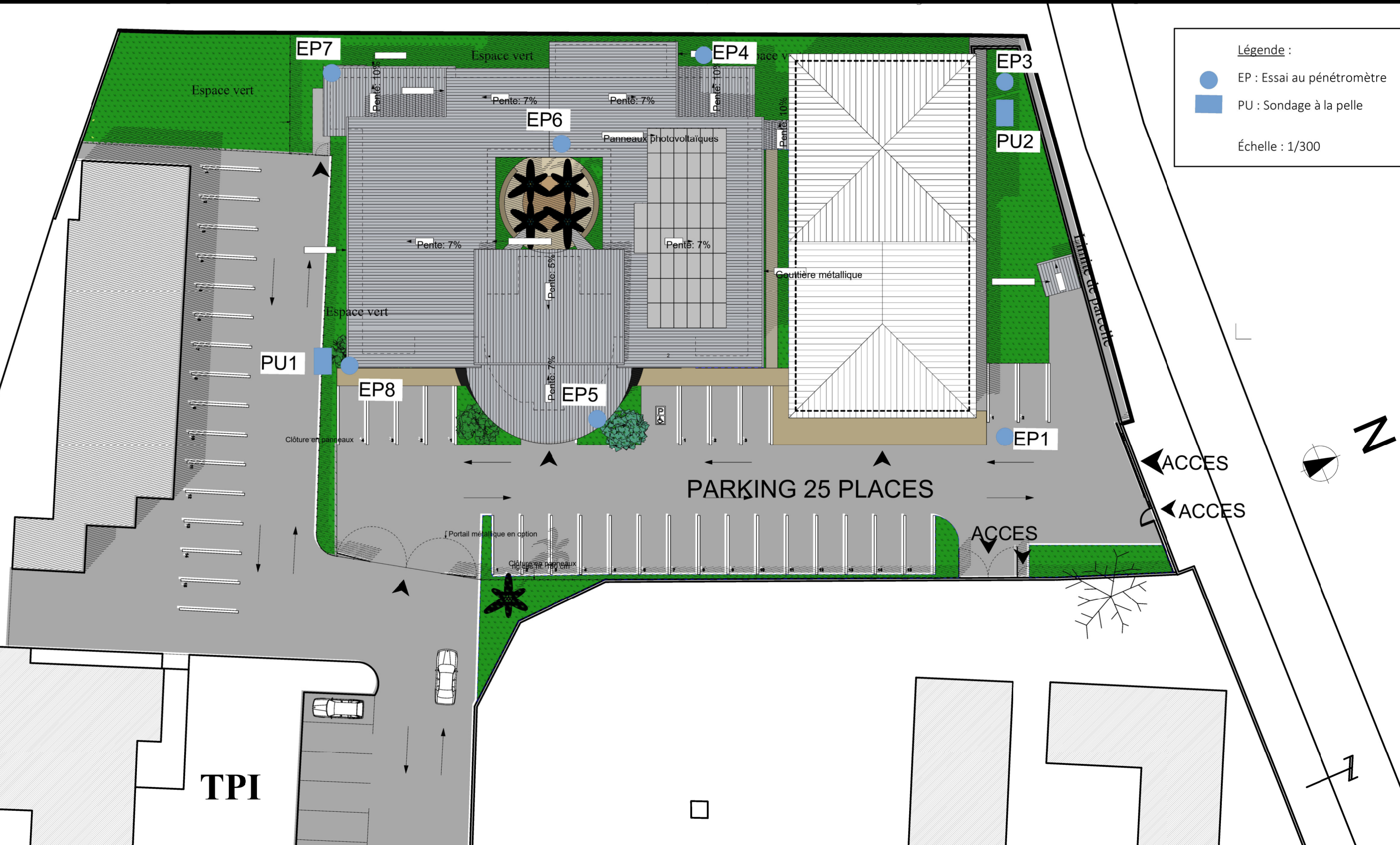
t(min)	0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	45,00	60,00		
Ht (m)	0,40	0,35	0,31	0,29	0,27	0,25	0,21	0,18	0,15	0,12	0,05	0,01		
t(min)														
Ht (m)														



	K= 5,7E-05 m/s
--	-----------------------

Rappel des PV des sondages (étude G2 AVP)

Annexe III :





Affaire GéotechniCal Ingénierie n°23-72
Démolition et reconstruction de l'Assemblée Territoriale
des îles de Wallis et Futuna - RT3 - Mata'Utu - WALLIS



Sondage géologique à la pelle à pneu

PU1

Cote estimée	Profondeur (m)	Figuré	Description	Observation
	0,0		Terre végétale brune noire	Sondage décalé car présence de filet rouge en surface vers EP8 - sec
	0,2		Remblai avec mélange de blocs, parpaings, béton et limon sableux beige à brun	sec
	0,7		Limon brun avec micro-radicelles	sec
	1,5		Limon argileux brun à marron	sec
	1,8			



Photographie de la fouille PU1

Date de réalisation des sondages : 21/11/2023
Machine : Pelle à pneu
Opérateur description géologique : Mathilde LE HOUEROU



Affaire GéotechniCal Ingénierie n°23-72
Démolition et reconstruction de l'Assemblée Territoriale
des îles de Wallis et Futuna - RT3 - Mata'Utu - WALLIS



Sondage géologique à la pelle à pneu
PU2

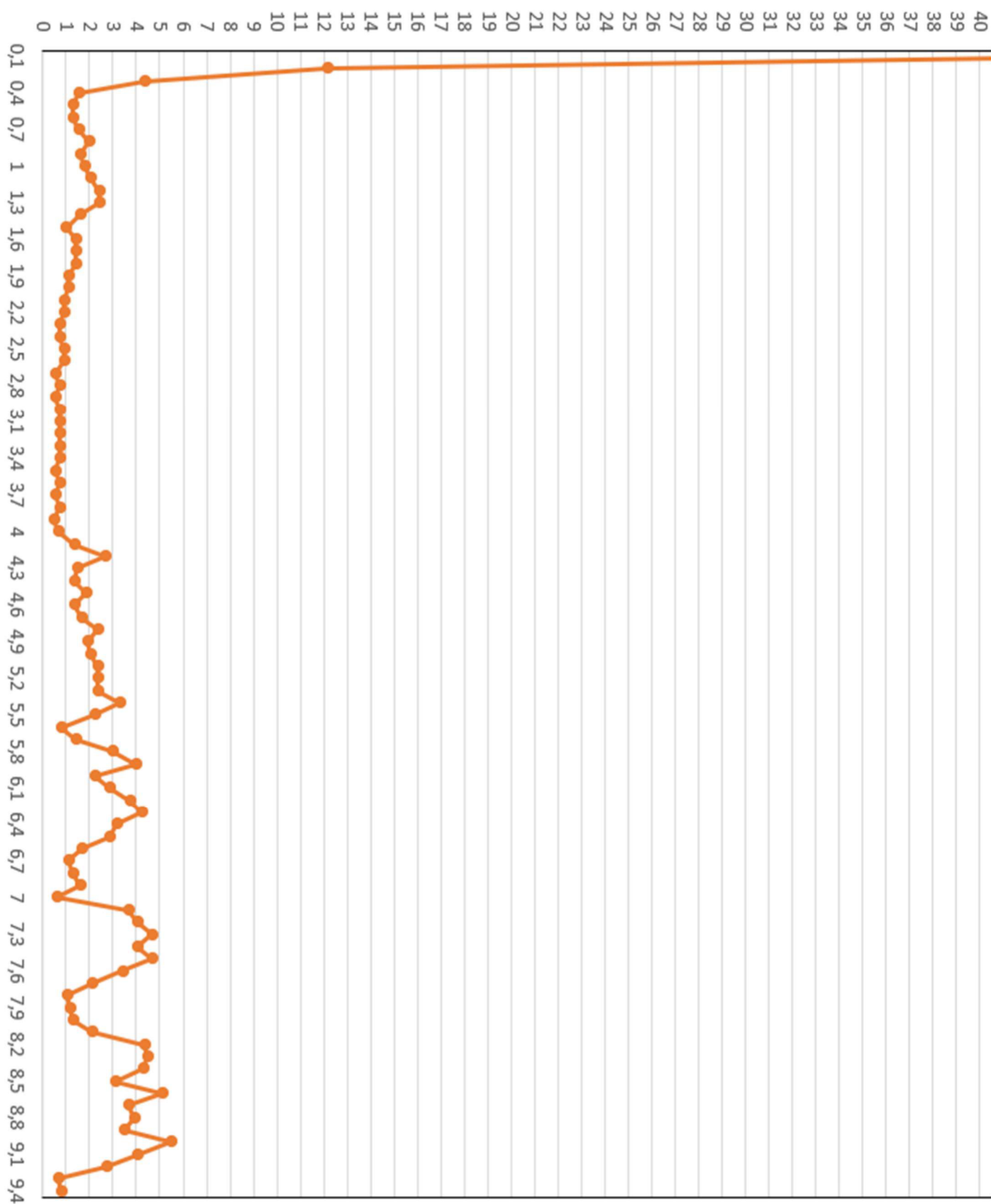
Cote estimée	Profondeur (m)	Figuré	Description	Observation
	0,0		Enrobé et grave de type 0/31,5 sableuse marron gris	sec
	0,25			
	0,25		Limon marron argileux	sec
	1,2			
	1,2		Limon légèrement argileux bariolé marron roux	sec
	1,6			



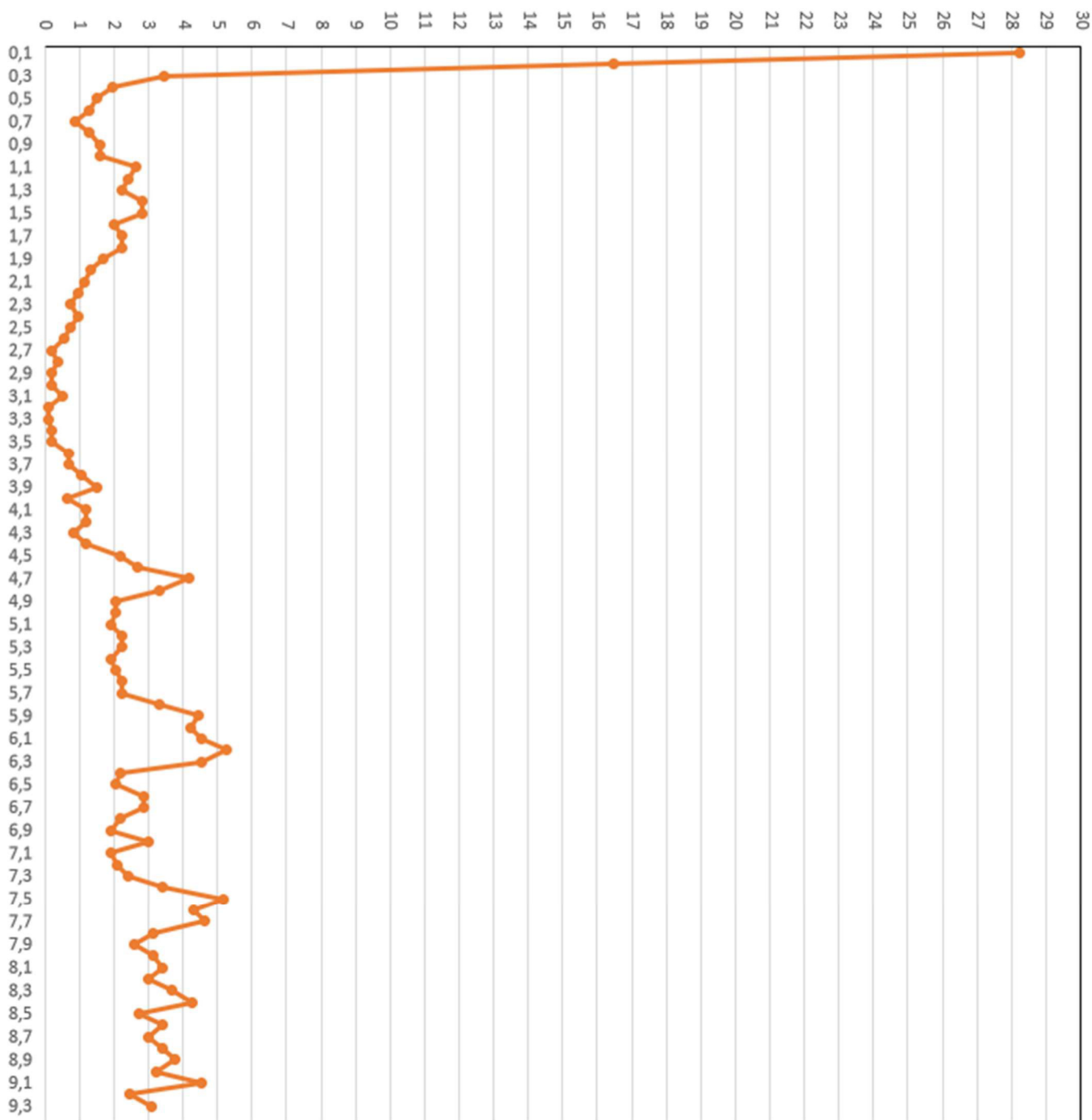
Photographie de la fouille PU2

Date de réalisation des sondages : 21/11/2023
Machine : Pelle à pneu
Opérateur description géologique : Mathilde LE HOUEROU

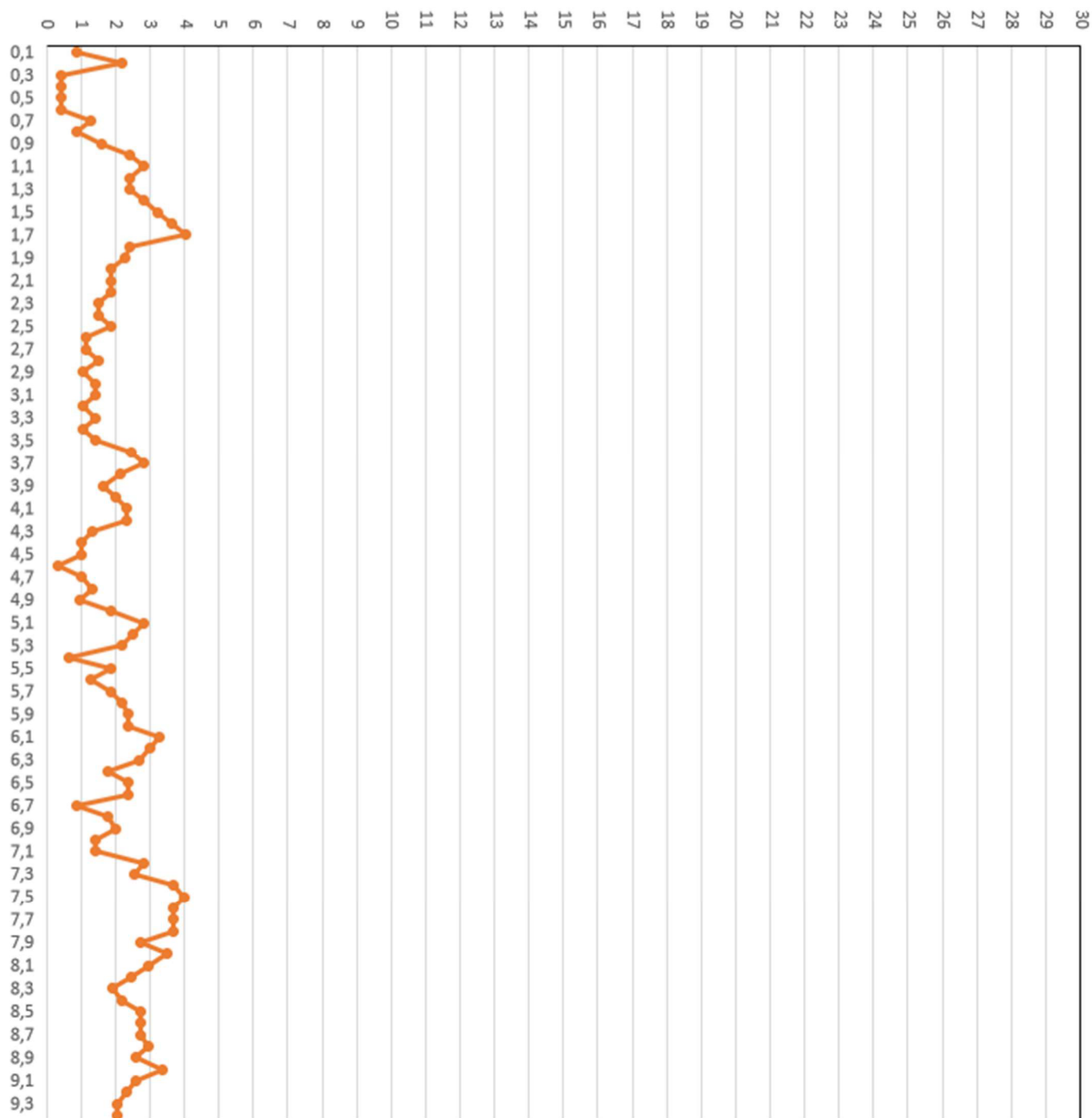
EP1



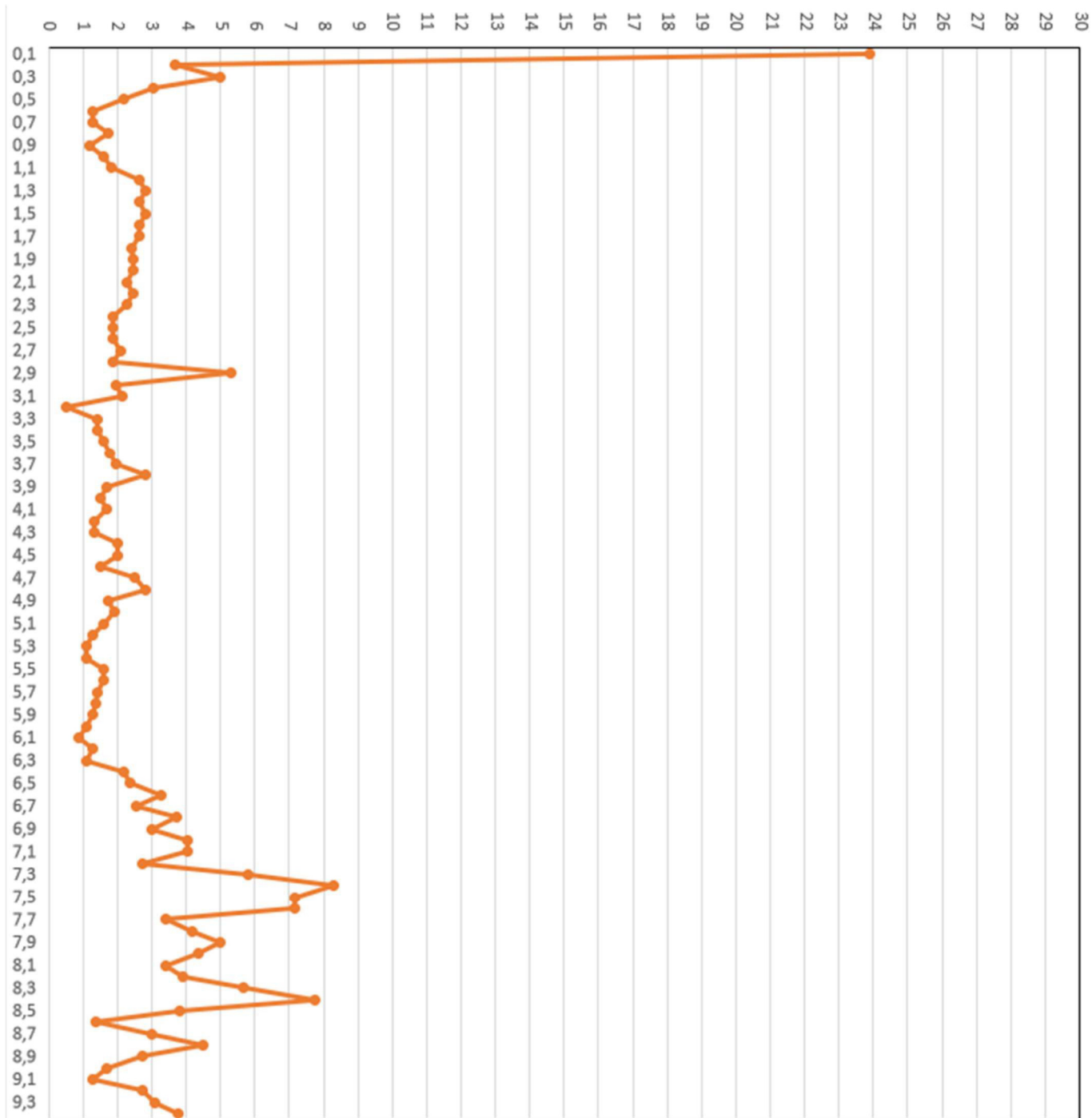
EP3



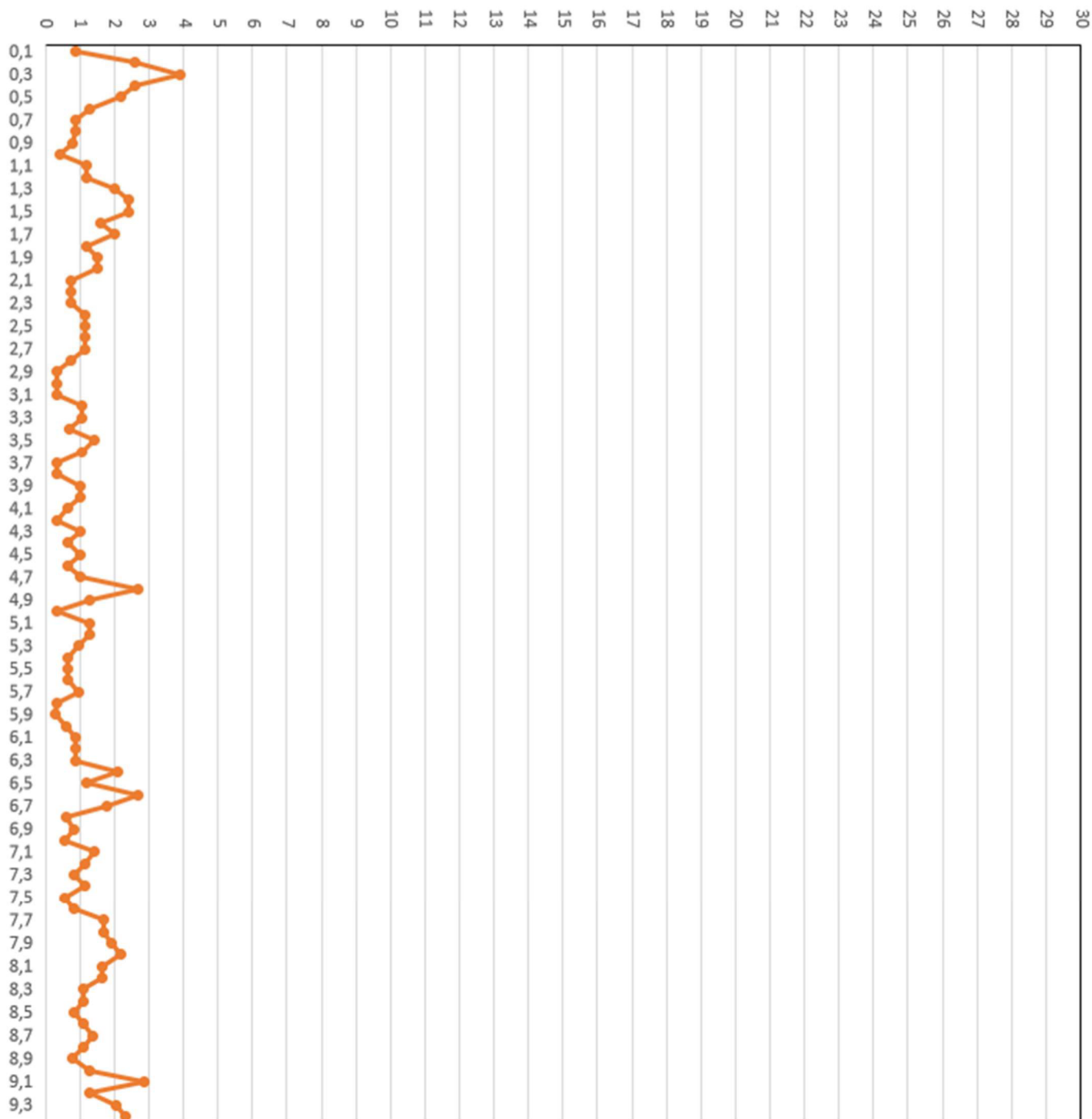
EP4



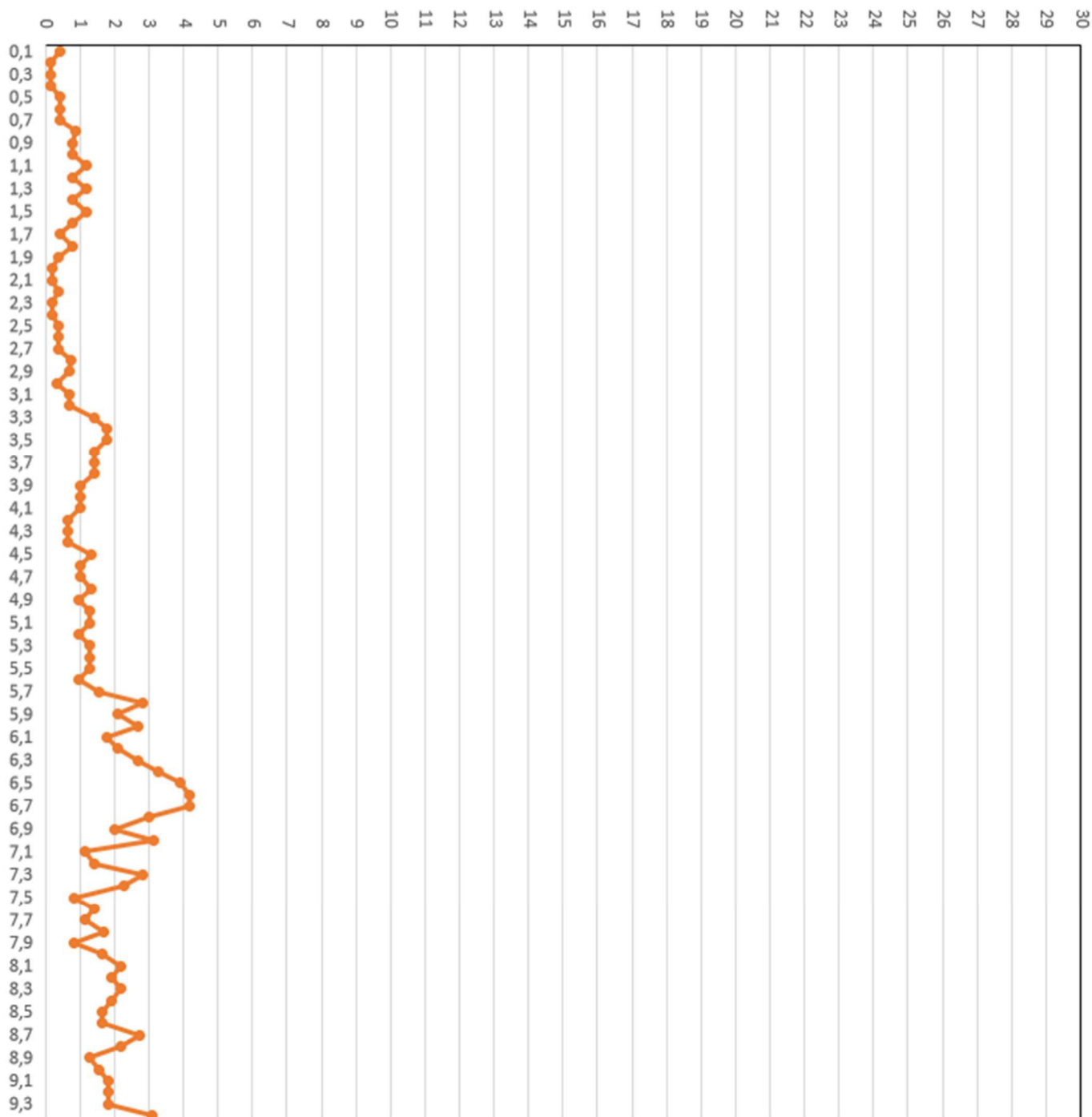
EP5



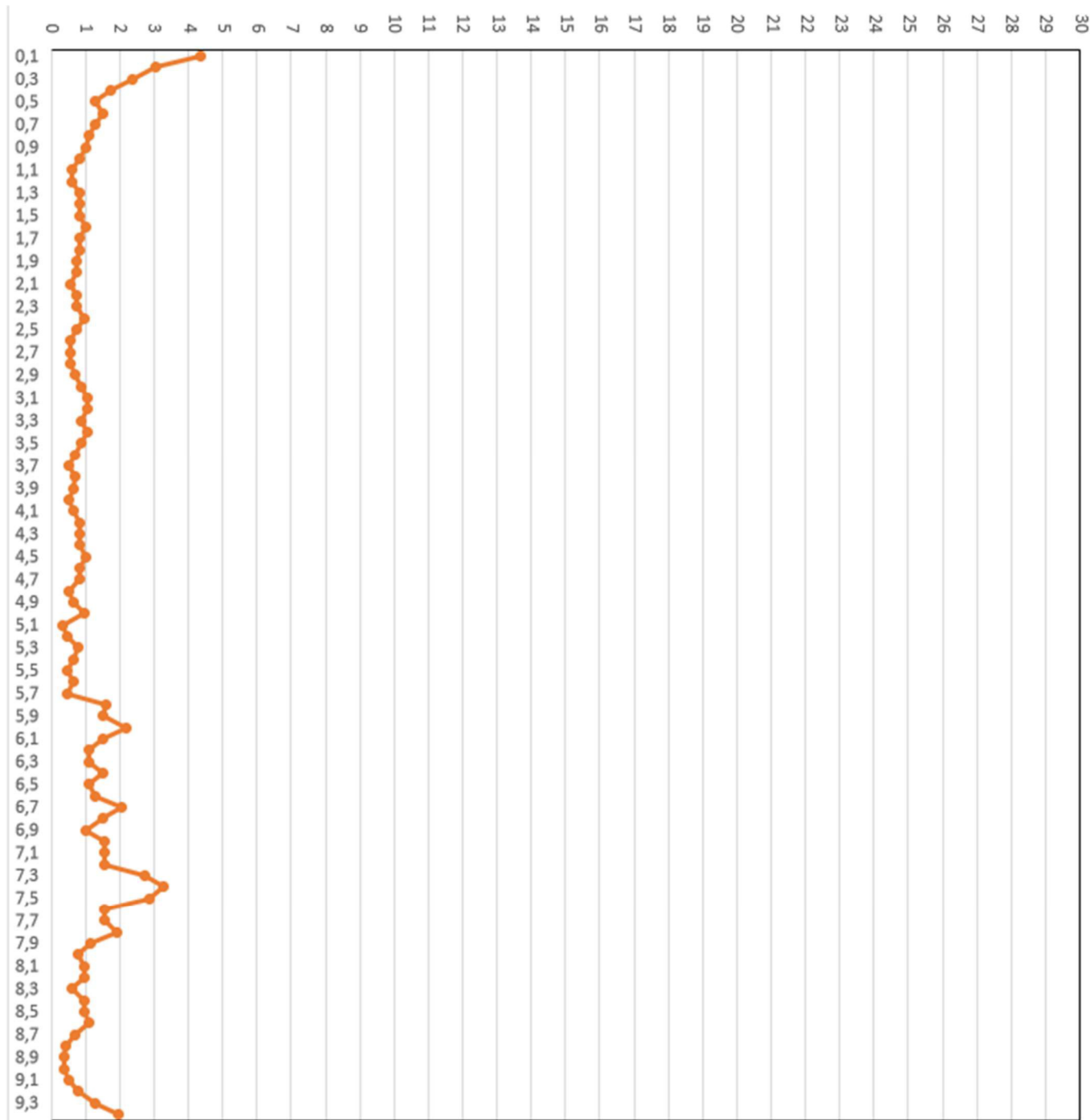
EP6



EP7



EP8

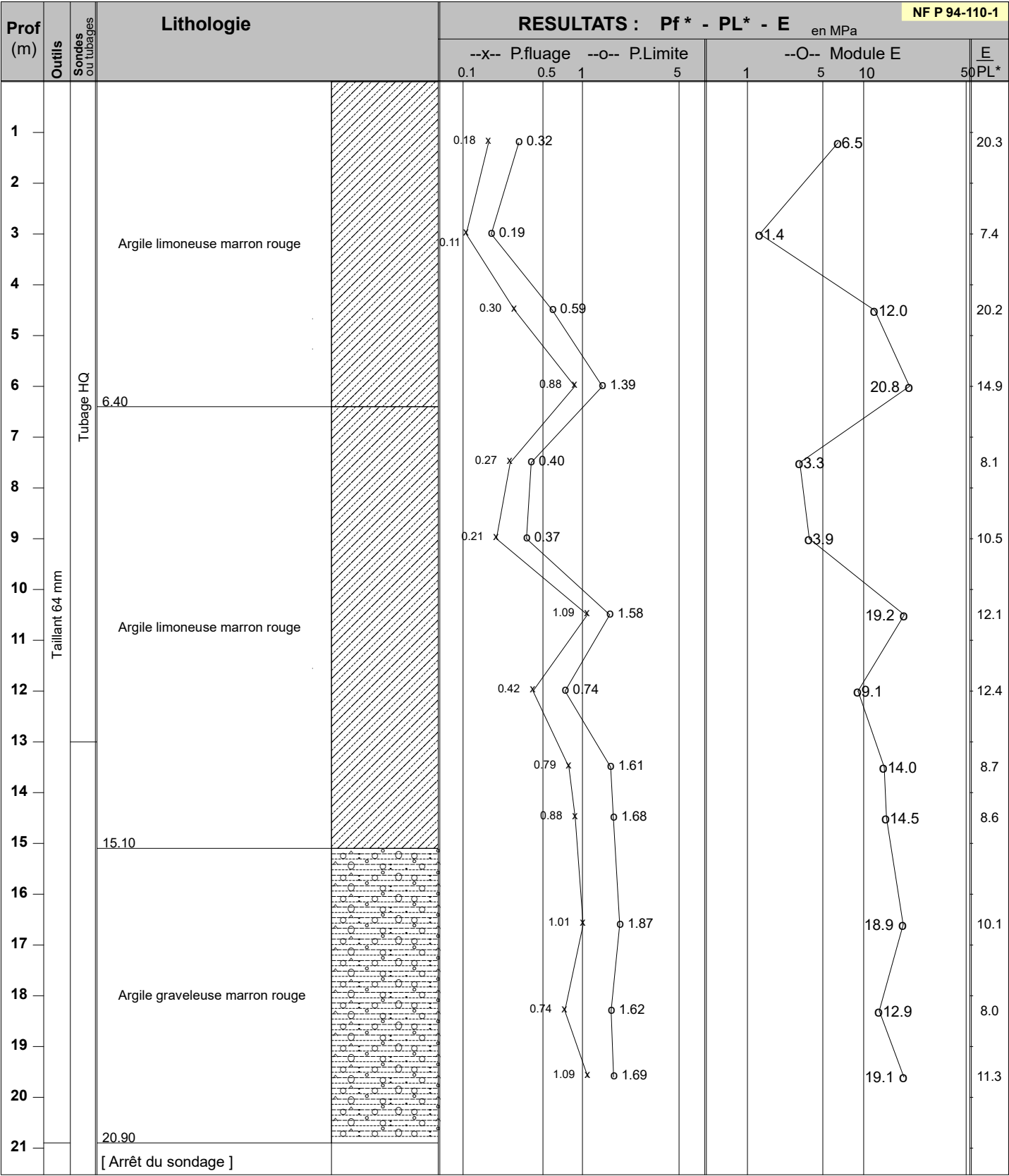


PV des sondages pressiométriques

Annexe IV :

Client : Service des Travaux Publics de Wallis et Futuna
Dossier : FP048

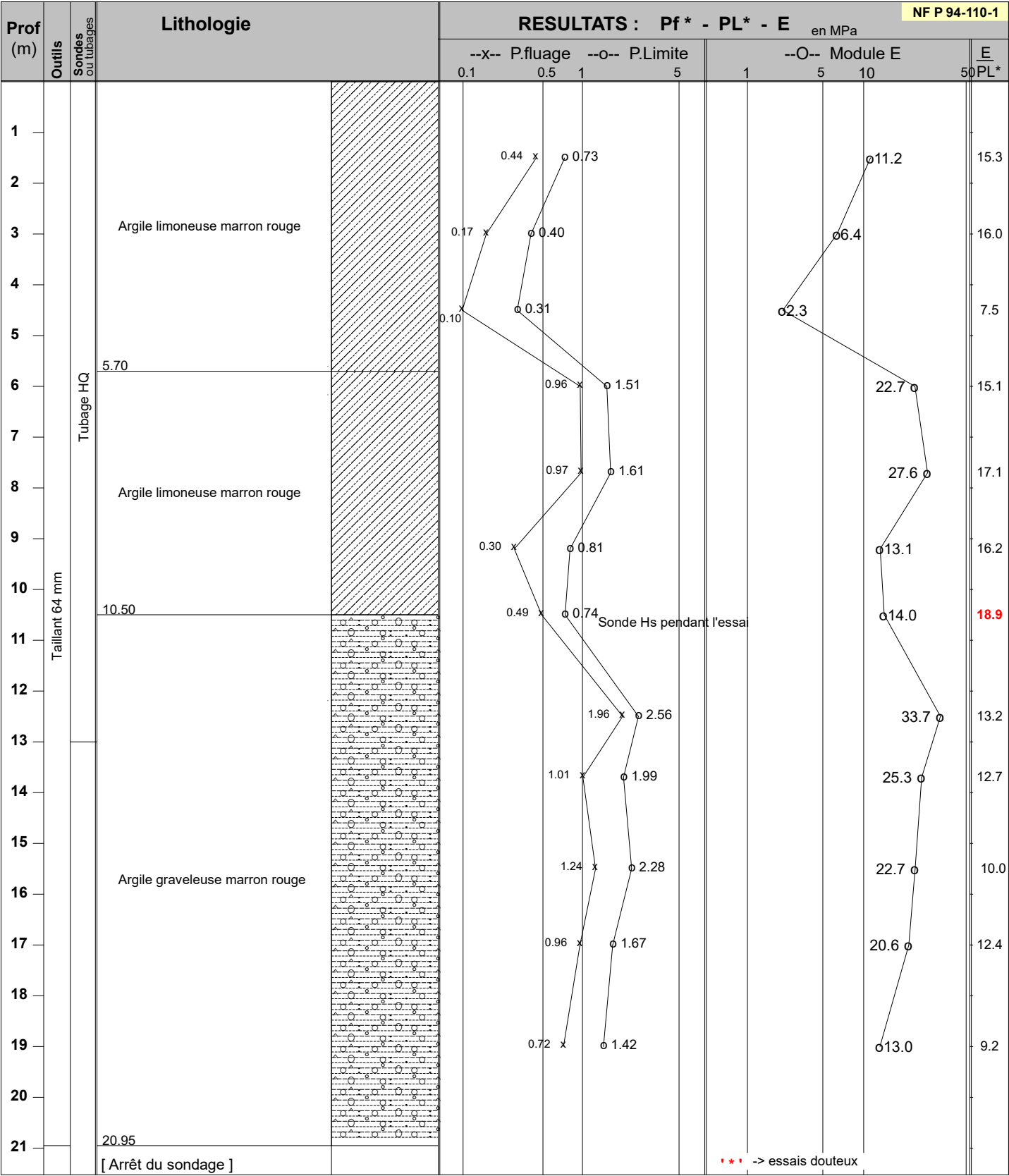
Ech.Prof: / Sondeuse: Optima date de fin de sondage: 11/09/2025



Observations : / Nappe: /
Edité le 18/09/2025 (à la date d'exécution du forage)

Client : Service des Travaux Publics de Wallis et Futuna
Dossier : FP048

Ech.Prof: / Sondeuse: Optima date de fin de sondage: 15/09/2025



Observations : /
Edité le 17/09/2025

Nappe: /
(à la date d'exécution du forage)

Logiciel DEPRESS - Version 4.02 - Dépouillement d'essais pressiométriques selon norme NF P 94-110-1 -- [DQ.E158 - V.1 du 28/09/2016]

Résultats FOXTA

Annexe V :

Données

Titre du projet : Construction AT - G2 PRO

Numéro d'affaire : INTP240212

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Semelle isolée + (CDF) (Cas 3)

Cadre réglementaire : EC 7 - Norme NF P94-261

Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques

Traitement des données : Traitement par couches

Pas de calcul (m) : 0,20

Forme de la base : Fondation carrée

Côté B (m) : 1,60

Cote du TN initial Zini (m) : 0,00

Cote du TN final Zfin (m) : 0,00

Cote de base fondation Zd (m) : -0,50

Proximité d'un talus : Non

Catégorie de sol : Sables et graves

Type de comportement : Comportement frottant

Type d'interface : Interface frottante

Angle de contact à l'interface (°) : 30,0

Poids volumique moyen du sol au-dessus de la base de la fondation (kN/m3) : 20,0

Terrain et profil pressiométrique

N°	Nom	Couleur	Zbase	pl*	EM	α
1	CDF		-1,50	1000,00	10000,00	0,25
2	L1		-5,00	400,00	3700,00	0,50
3	L2		-12,50	900,00	8600,00	0,50
4	L3		-30,00	1800,00	17800,00	0,50

Poids propre de la semelle (P0) : 32,00

Cote d'application de la charge Z0 (m) : -0,50

Cas de charge

N°	Vd	HB,d	HL,d	MB,d	ML,d	Pondération sur P0	Combinaison
1	411,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	ELU-Fondamentales
2	297,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	ELS-Quasi-permanentes
3	297,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	ELS-Caractéristiques

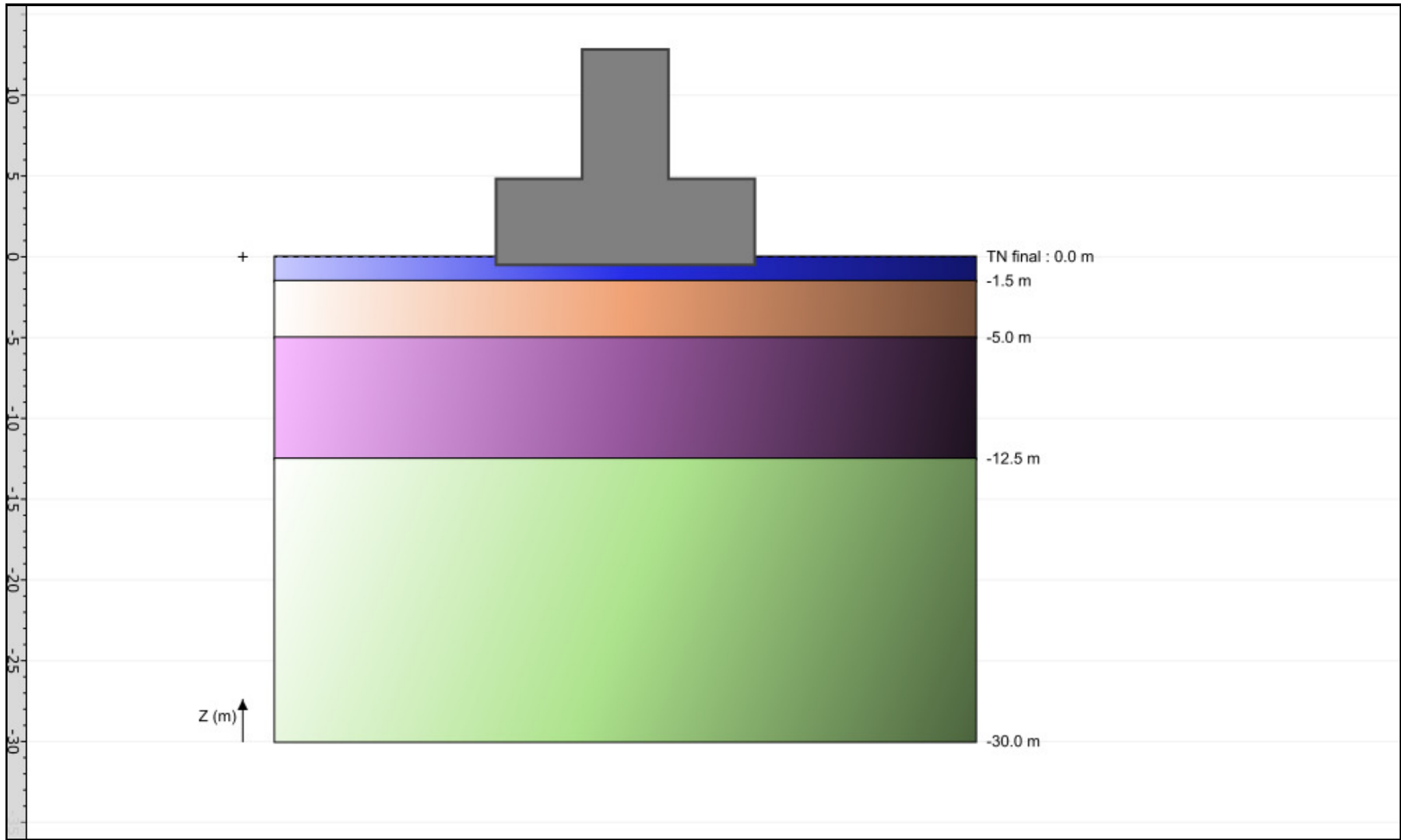


FoXta v4
v4.1.17

Imprimé le : 21/10/2025 - 11:44:07
Calcul réalisé par : ANTEA GROUP

Projet : G2 PRO AT WF- reprise LGR - Ind E - semelle sup dans remblai technique
Module : Fondsup (Cas 3/4)
Titre du calcul : Semelle isolée + (CDF)

Onglet "Paramètres généraux"



Synthèse des principaux résultats

N° cas de charge : Indice du cas de charge

Combinaison : Type de combinaison

Vd [kN] : Effort vertical à la base de la fondation

Hd [kN] : Effort horizontal à la base de la fondation

R0 [kN] : Poids des terres excavées

Seff/Stot : Rapport entre l'aire effective et l'aire totale de la fondation

Rvd [kN] : Valeur de calcul de la résistance verticale nette du terrain (mécanisme de portance)

Rhd [kN] : Valeur de calcul de la résistance horizontale du terrain (mécanisme de glissement)

Portance : Vérification de la capacité portante de la fondation (ELU et ELS)

Excentrement : Vérification de l'excentricité du chargement (ELU et ELS)

Glissement : Vérification de la stabilité au glissement (ELU uniquement)

Tassement [cm] : Tassement sous la charge appliquée

Synthèse des principaux résultats

N° cas de charge	Combinaison	Vd	Hd	R0	Seff/Stot	Rvd	Rhd	Portance	Excentrement	Glissement	Tassement
1	ELU-Fondamentales	443,00	0,00	25,60	1,00	1087,90	211,38	Ok	Ok	Ok	-
2	ELS-Quasi-permanentes	329,00	0,00	25,60	1,00	662,17	-	Ok	Ok	-	0,61
3	ELS-Caractéristiques	329,00	0,00	25,60	1,00	662,17	-	Ok	Ok	-	-



FoXta v4
v4.1.17

Imprimé le : 21/10/2025 - 11:44:08
Calcul réalisé par : ANTEA GROUP

Projet : G2 PRO AT WF- reprise LGR - Ind E - semelle sup dans remblai technique
Module : Fondsup (Cas 3/4)
Titre du calcul : Semelle isolée + (CDF)

Données

Titre du projet : Construction AT - G2 PRO

Numéro d'affaire : INTP240212

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Semelle filante + (CDF) (Cas 1)

Cadre réglementaire : EC 7 - Norme NF P94-261

Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques

Traitement des données : Traitement par couches

Pas de calcul (m) : 0,20

Forme de la base : Fondation filante

Largeur B (m) : 0,80

Cote du TN initial Zini (m) : 0,00

Cote du TN final Zfin (m) : 0,00

Cote de base fondation Zd (m) : -0,50

Proximité d'un talus : Non

Catégorie de sol : Sables et graves

Type de comportement : Comportement frottant

Type d'interface : Interface frottante

Angle de contact à l'interface (°) : 30,0

Poids volumique moyen du sol au-dessus de la base de la fondation (kN/m3) : 20,0

Terrain et profil pressiométrique

N°	Nom	Couleur	Zbase	pl*	EM	α
1	CDF		-1,50	1000,00	10000,00	0,25
2	L1		-5,00	400,00	3700,00	0,50
3	L2		-12,50	900,00	8600,00	0,50
4	L3		-30,00	1800,00	17800,00	0,50

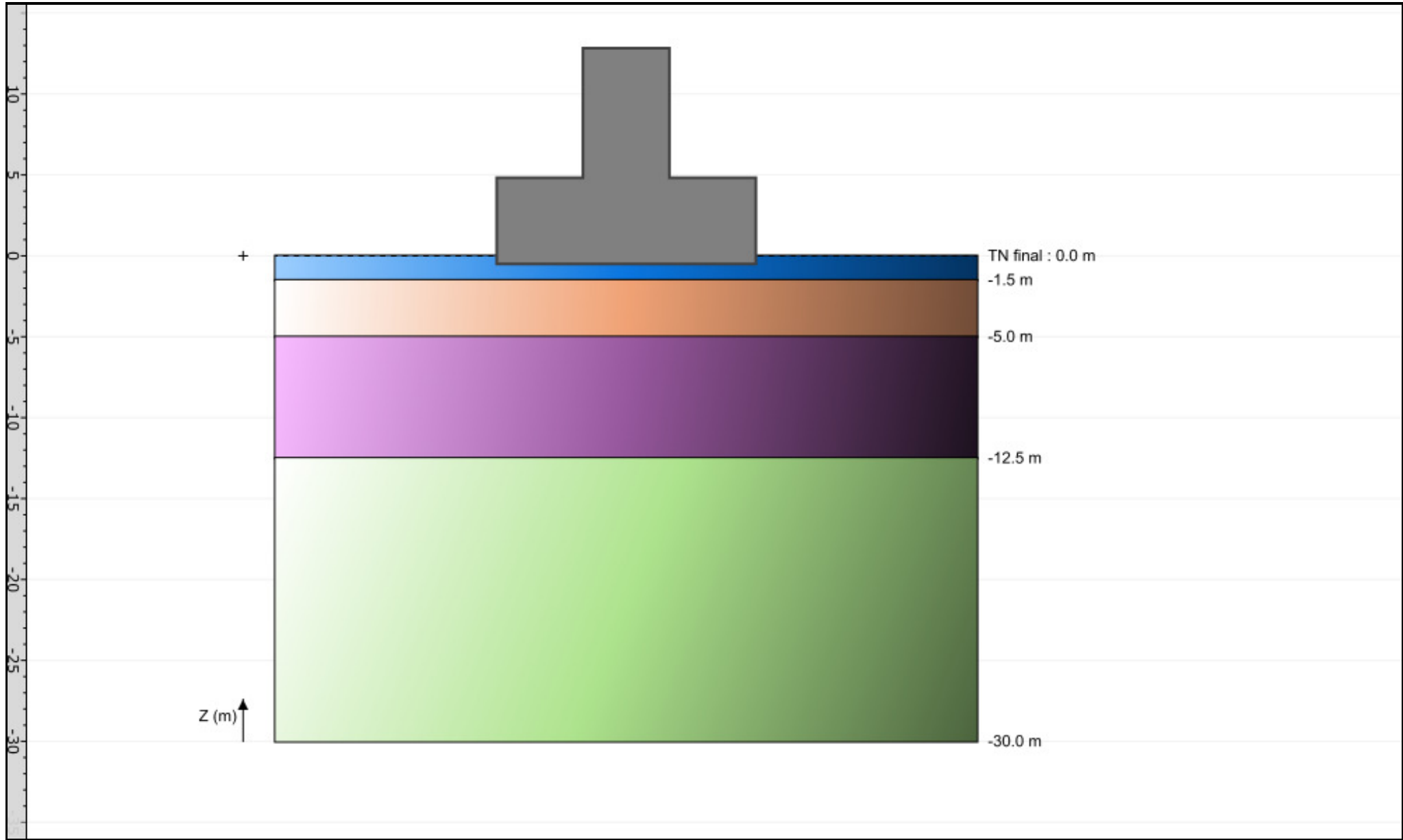
Poids propre de la semelle (P0) : 5,00

Cote d'application de la charge Z0 (m) : -0,50

Cas de charge

N°	Vd	HB,d	MB,d	Pondération sur P0	Combinaison
1	129,0	0,0	0,0	1,00	ELU-Fondamentales
2	94,0	0,0	0,0	1,00	ELS-Quasi-permanentes
3	94,0	0,0	0,0	1,00	ELS-Caractéristiques

Onglet "Paramètres généraux"



Synthèse des principaux résultats

N° cas de charge : Indice du cas de charge

Combinaison : Type de combinaison

Vd [kN] : Effort vertical à la base de la fondation

Hd [kN] : Effort horizontal à la base de la fondation

R0 [kN] : Poids des terres excavées

Seff/Stot : Rapport entre l'aire effective et l'aire totale de la fondation

Rvd [kN] : Valeur de calcul de la résistance verticale nette du terrain (mécanisme de portance)

Rhd [kN] : Valeur de calcul de la résistance horizontale du terrain (mécanisme de glissement)

Portance : Vérification de la capacité portante de la fondation (ELU et ELS)

Excentrement : Vérification de l'excentricité du chargement (ELU et ELS)

Glissement : Vérification de la stabilité au glissement (ELU uniquement)

Tassement [cm] : Tassement sous la charge appliquée

Synthèse des principaux résultats

N° cas de charge	Combinaison	Vd	Hd	R0	Seff/Stot	Rvd	Rhd	Portance	Excentrement	Glissement	Tassement
1	ELU-Fondamentales	134,00	0,00	8,00	1,00	505,36	63,94	Ok	Ok	Ok	-
2	ELS-Quasi-permanentes	99,00	0,00	8,00	1,00	307,61	-	Ok	Ok	-	0,51
3	ELS-Caractéristiques	99,00	0,00	8,00	1,00	307,61	-	Ok	Ok	-	-



FoXta v4
v4.1.17

Imprimé le : 21/10/2025 - 11:43:41
Calcul réalisé par : ANTEA GROUP

Projet : G2 PRO AT WF- reprise LGR - Ind E - semelle sup dans remblai technique
Module : Fondsup (Cas 1/4)
Titre du calcul : Semelle filante + (CDF)



Antea Group est certifié :



SITES ET SOLS POLLUÉS
NF X 31-420-2
ÉTUDES, ASSISTANCE
ET CONTRÔLE



SITES ET SOLS POLLUÉS
NF X 31-420-3
INGÉNÉRIE DES TRAVAUX
DE RÉHABILITATION

www.lne.fr

