

**SM2L INVEST****RESIDENCE LE SERÂÏ**  
**BAIE DES CITRONS**  
98800 NOUMEA**Rapport****Étude géotechnique de conception G2****Phase Avant-projet (G2AVP)**

Ce rapport comprend 65 pages de texte et 42 pages d'annexes



N° dossier	Date	Chargé d'affaires	Validé par
FK092	28/12/2020		

**ORGANISATION AVEC SYSTÈME QUALITÉ CERTIFIÉ PAR DNV GL = ISO 9001 =**

## SOMMAIRE

<b>1 PLANS DE SITUATION .....</b>	<b>4</b>
1.1 EXTRAIT DE CARTE GÉOREP .....	4
1.2 IMAGE AÉRIENNE .....	4
<b>2 CONTEXTE DE L'ETUDE.....</b>	<b>5</b>
2.1 DONNÉES GÉNÉRALES .....	5
2.1.1 Généralités .....	5
2.1.2 Intervenants du projet .....	5
2.1.3 Documents communiqués .....	5
2.2 DONNEES DU SITE.....	5
2.2.1 Topographie, pente du terrain, constructions existantes .....	5
2.2.2 Cadre géologique .....	6
2.2.3 Avoisnains du projet.....	7
2.3 DESCRIPTION DU PROJET AU STADE DE L'AVANT-PROJET .....	8
2.3.1 Construction.....	8
2.3.2 Insertion dans le site et terrassements prévus .....	9
2.3.3 Descentes de charges et sollicitations des dalles et planchers.....	15
2.4 MISSION DE GINGER LBTP NC .....	16
2.5 INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES .....	16
2.5.1 Implantation –Nivellement .....	16
2.5.2 Investigations <i>in situ</i> .....	17
<b>3 RESULTATS DES INVESTIGATIONS IN SITU .....</b>	<b>19</b>
3.1 ESSAIS AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD.....	19
3.2 SONDAGES PRESSIONMETRIQUES SP1 ET SP2.....	21
3.2.1 Coupes des terrains et paramètres de forage .....	21
3.2.2 Essais pressiométriques.....	23
3.3 SONDAGE CAROTTE SC1 .....	24
3.3.1 Coupe des terrains .....	24
3.3.2 Équipement .....	24
3.4 SONDAGE DESTRUCTIF SANS ESSAI SD1 .....	25
3.4.1 Coupe des terrains et paramètres de forage .....	25
3.4.2 Équipement .....	25
3.5 RELEVES PIEZOMETRIQUES .....	26
<b>4 MODELISATION GEOTECHNIQUE DES TERRAINS .....</b>	<b>27</b>
4.1 COUPE INTERPRETATIVE DES TERRAINS .....	27
4.2 SCHEMA LITHOLOGIQUE ET MECANIQUE.....	29
4.3 SYNTHESE GEOTECHNIQUE .....	35
4.4 SYNTHESE HYDROGEOLOGIQUE .....	37
<b>5 PRINCIPES GENERAUX DE CONSTRUCTION .....</b>	<b>39</b>
5.1 ANALYSE DU CONTEXTE ET PRINCIPES D'ADAPTATION .....	39
5.2 RAPPEL DU PROJET .....	40
5.3 DÉCONSTRUCTION .....	40

<b>5.4 TERRASSEMENTS ET SOUTENEMENTS .....</b>	<b>41</b>
5.4.1 <i>Remblais .....</i>	41
5.4.2 <i>Fouille des niveaux de sous-sol .....</i>	44
5.4.3 <i>Parois étanche .....</i>	46
5.4.4 <i>Soutènements périmetriques .....</i>	48
5.4.5 <i>Réutilisation des matériaux.....</i>	50
5.4.6 <i>Traficabilité en phase chantier .....</i>	50
5.4.7 <i>Drainage en phase chantier.....</i>	51
<b>5.5 NIVEAU BAS .....</b>	<b>52</b>
5.5.1 <i>Parties de la résidence sans sous-sol.....</i>	52
5.5.2 <i>Parties de la résidence sur sous-sols.....</i>	52
<b>5.6 PRE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX DE FONDATION .....</b>	<b>53</b>
<b>5.7 REPRISE DES EFFORTS HORIZONTAUX.....</b>	<b>56</b>
<b>5.8 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES .....</b>	<b>59</b>
<b>5.9 FROTTEMENTS NÉGATIFS .....</b>	<b>60</b>
<b>5.10 MURS ENTERRÉS.....</b>	<b>64</b>
<b>5.11 CUVELAGE .....</b>	<b>64</b>
<b>6 RECOMMANDATIONS COMPLEMENTAIRES.....</b>	<b>65</b>
<b>7 OBSERVATIONS MAJEURES.....</b>	<b>65</b>

## ANNEXES

ANNEXE A1 – SCHEMA D'IMPLANTATION DES SONDAGES

ANNEXE A2 – RESULTATS DES SONDAGES ET DES ESSAIS

ANNEXE A3 – EXEMPLE DE PREDIMENTONNEMENT DES PIEUX SUivant LE DTU 13.2

ANNEXE B1 - CONDITIONS D'EXECUTION DES PRESTATIONS DE GINGER LBTP NC

ANNEXE B2 :- NOTE GENERALE SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

## 1 PLANS DE SITUATION

### 1.1 EXTRAIT DE CARTE GÉOREP

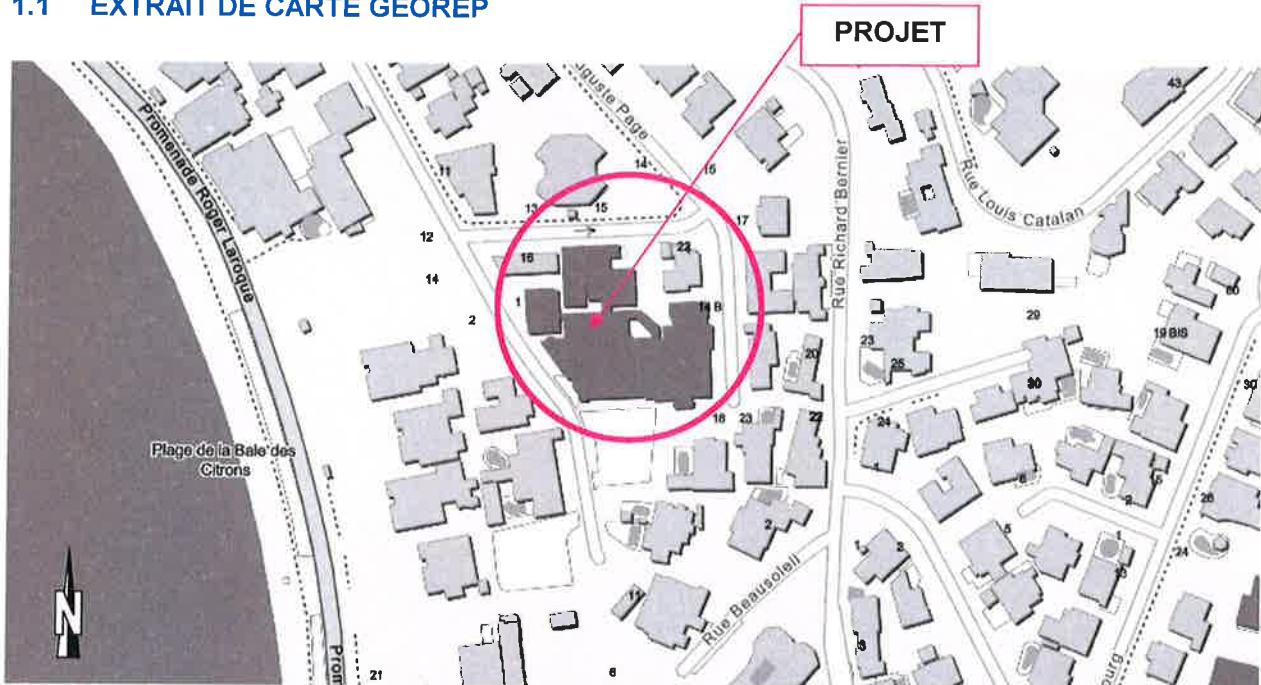


Figure 1 : Extrait carte topographique 1/2000 DITTT (Données georep.nc, le 12/11/2020)

### 1.2 IMAGE AÉRIENNE

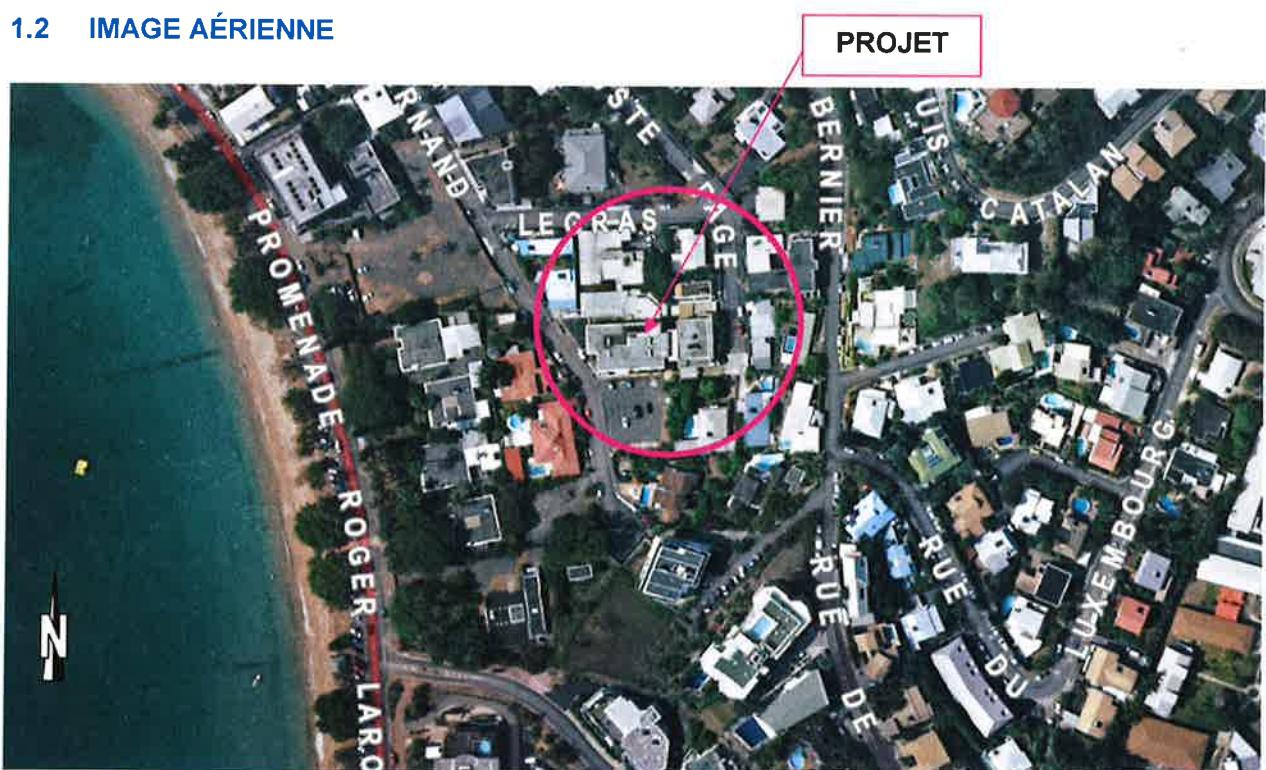


Figure 2 : Photographie aérienne (Données georep.nc, le 12/11/2020)

## 2 CONTEXTE DE L'ETUDE

### 2.1 DONNÉES GÉNÉRALES

#### 2.1.1 Généralités

Projet : RESIDENCE LE SERÂÏ

Adresse / Localisation : Impasse Fernand LEGRAS

Commune : NOUMEA

Client : SM2L INVEST

37 rue Gabriel LAROQUE, Val Plaisance  
BP 8460  
98807 Nouméa Cedex

#### 2.1.2 Intervenants du projet

Maître d'Ouvrage : SM2L INVEST

Architecte : Cabinet d'architectes associés ARCHIPEL

#### 2.1.3 Documents communiqués

Les documents fournis et qui ont servi de base à la présente étude sont les suivants :

<input checked="" type="checkbox"/>	LE SERAI - PC - 03 09 2020 - ARC 01 - Géomètre	14/09/2020 18:26	Document PDF	695 Ko
<input checked="" type="checkbox"/>	LE SERAI - PC - 03 09 2020 - ARC 10 -R-1	14/09/2020 18:26	Document PDF	114 Ko
<input checked="" type="checkbox"/>	LE SERAI - PC - 03 09 2020 - ARC 11 -RDC	14/09/2020 18:26	Document PDF	216 Ko
<input checked="" type="checkbox"/>	LE SERAI - PC - 03 09 2020 - ARC 12 -R+1	14/09/2020 18:26	Document PDF	188 Ko
<input checked="" type="checkbox"/>	LE SERAI - PC - 03 09 2020 - ARC 13 -R+2	14/09/2020 18:26	Document PDF	186 Ko
<input checked="" type="checkbox"/>	LE SERAI - PC - 03 09 2020 - ARC 14 -R+3	14/09/2020 18:26	Document PDF	191 Ko
<input checked="" type="checkbox"/>	LE SERAI - PC - 03 09 2020 - ARC 15 -Attique	14/09/2020 18:26	Document PDF	165 Ko
<input checked="" type="checkbox"/>	LE SERAI - PC - 03 09 2020 - ARC 22 - Coupes	14/09/2020 18:26	Document PDF	205 Ko
<input checked="" type="checkbox"/>	LE SERAI - PC - Variante parking R-1 + emprise RDC	29/10/2020 06:49	Document PDF	135 Ko
<input checked="" type="checkbox"/>	LE SERAI - PC - Variante parking R-2	29/10/2020 06:49	Document PDF	132 Ko

## 2.2 DONNEES DU SITE

### 2.2.1 Topographie, pente du terrain, constructions existantes

L'emprise du projet porte sur 4 parcelles attenantes d'une surface totale de 37 a 27 ca, constituées par les lots 204 et 205 du lotissement Catalan 200 à 208 et les lots 21-22 et 24 du lotissement Nething.

Le terrain s'inscrit globalement entre les niveaux +2.50 NGNC et +8.70 NGNC environ.

Le lot 205 est actuellement occupé par une aire de parking revêtue et des murs de soutènement béton armé.

Des constructions sont existantes sur les lots 21-22-24 et 204. Il s'agit de l'ancienne clinique de la Baie des Citrons. La clinique était installée depuis 1987 dans un ancien hôtel déjà existant en 1976 selon les données photographiques existantes. Des extensions ont été réalisées depuis 1976.

Les constructions existantes feront l'objet d'une déconstruction dans le cadre de ce projet.

Les modes de fondation de ces constructions ne sont pas connues et n'ont pas été reconnus à ce stade des investigations. On retiendra néanmoins qu'il existe des fosses septiques sous le bâtiment.



*Figure 3 : Vue aérienne de 1976 (source georep.nc)*

## 2.2.2 Cadre géologique

Les terrains attendus au niveau du projet sont :

- Des colluvions argileuses
- Des niveaux sableux à vasards possibles vers la rue F.Legras
- Des niveaux argileux et d'altération argileuse du substratum rocheux
- Le substratum rocheux en profondeur.

Selon la carte au 1/50.000ème du Service géologique de la Nouvelle-Calédonie (DIMENC/SGNC), le substratum rocheux serait ici constitué par le flysch à olistolites de micrite, chert, biosparite, flysch carbonaté, olistostrome ( $e7^6$ ) de l'Eocène.

Ces terrains correspondent à la formation de la cathédrale à shales, marnes, calcaires gréseux et olistolithes variés de P.Maurizot et P.Gasc (1983).

Les données structurales cartographiées indiquent des pendages au NE et à l'E avec des azimuts variant du N110E au N150E indiquant vraisemblablement un plissement des structures.

Par ailleurs, selon les données du sous-sol de GINGER LBTP NC, il sera à prendre en considération les éléments suivants :

- Présence d'argiles gonflantes
- Présence possibles d'horizons sableux et vasards vers l'angle de l'impassé et de la rue F.LEGRAS
- Épaisseurs importantes des niveaux argileux et croissantes vers la rue F.Legras
- Profondeurs du substratum rocheux > 10 m vers la rue F.Legras et à l'arrière des anciennes salles d'opération. On peut s'attendre à un plongement rapide de la roche vers l'angle de la rue F.Legras et de l'impassé F.Legras à plus de 15 m de profondeur.
- Profondeurs du substratum pouvant être de l'ordre de 5 à 8 m du côté du parking de la clinique.
- Présence d'eau à faible profondeur du côté de la rue F.Legras avec présence probable d'une nappe d'eau au-dessus du niveau de la mer.

La carte géologique de la DIMENC/SGNC ne signale pas de contact anormal ou d'accident géologique sur l'emprise du projet.

### 2.2.3 Avoisinants du projet

Lors de notre intervention, le terrain était occupé par les constructions de l'ancienne clinique de la Baie des Citrons comprenant un corps principal en R+2 niveaux, des constructions en RDC et R+1, des murs de soutènement, des dallages, des cuves et fosses enterrées.

Le projet est situé dans une zone résidentielle bâtie. Les avoisinants du projet seront constitués par les constructions existantes sur les lots mitoyens et les voiries et réseaux enterrés associés.



Figure 4 : Vue aérienne du site et des avoisinants du projet (Source Google Earth, 20/08/2020)

On relève en particuliers la présence de mur de soutènement surplombant le parking appartenant au lot 25. Ce mur a été visiblement déjà conforté par des liernes extérieures apparentes et peut être des clous. Ce mur paraît fragile et en partie déchaussé et corrodé.

Il est également à noter la présence d'un poste transformateur au niveau de l'impasse Legras.

## 2.3 DESCRIPTION DU PROJET AU STADE DE L'AVANT-PROJET

*Note : Les documents qui nous ont été remis nous ont conduits à établir des hypothèses pour réaliser notre étude. Si des modifications du projet s'opèrent ou si les hypothèses prises en compte dans le présent rapport ne sont pas conformes à ce qui sera effectivement réalisé, elles devront impérativement être soumises à GINGER LBTP NC de façon à ce que nous puissions valider ou adapter les conclusions de notre rapport voire éventuellement proposer un programme d'étude complémentaire.*

### 2.3.1 Construction

Il est projeté la construction d'une résidence immobilière en R+3 avec attique sur deux niveaux de sous-sol partiels à usage de parkings.

Dans le cadre de cette étude G2AVP, il a été considéré les données suivantes issues des plans du 01/12/2020 :

- Niveau R-2 : -0.55 NGNC (niveau supérieur de la dalle)
- Niveau R-1 : +1.80 NGNC (niveau supérieur de la dalle)
- Niveau RDC : +4.80 NGNC
- Niveau R+1 : +7.68 NGNC
- Niveau R+2 : +10.56 NGNC
- Niveau R+3 : +13.44 NGNC
- Niveau Attique : +16.32 NGNC
- Niveau terrasse technique toiture : +19.10 NGNC
- Niveau toiture haut faîtage : +19.80 NGNC

L'emprise au sol du niveau RDC sera de l'ordre de 1805 m<sup>2</sup>. Les emprises projet des niveaux des sous-sols seront de l'ordre de :

- Pour le niveau R-1 : 1643 m<sup>2</sup> environ
- Pour le niveau R-2 : 1678 m<sup>2</sup> environ

Les modifications apportées au projet de septembre 2020 sont les suivantes :

- Ajout d'un second niveau R-2 à -0.55 NGNC
- Le niveau R-1 est projeté à +1.80 NGNC (niveau supérieur de la dalle)
- Diminution de l'emprise du niveau R-1 à 1643 m<sup>2</sup> environ
- Emprise du niveau R-2 de 1678 m<sup>2</sup> environ

La construction comprendra 7 dalles BA + dalle de la terrasse technique de toiture.

Il est par ailleurs prévu la construction d'une piscine BA au niveau Attique.

### 2.3.2 Insertion dans le site et terrassements prévus

Le projet conduira à des terrassements :

- en déblais pour la réalisation des excavations des niveaux R-1 et R-2. En prenant en compte une altitude cote rue F.LEGRAS de +3.50 NGNC et une altitude de l'ordre de +3.70 NGNC au niveau de l'ancien cabinet de Radiologie, avec une cote du niveau bas du R-2 de -0.55 NGNC, la profondeur de l'excavation pourra atteindre 4.10 m à 4.30 m environ.
- en déblais pour l'aménagement du niveau RDC à +4.80 NGNC
- en remblais avec des murs de soutènement pouvant atteindre 1.40 m environ au niveau de la rue Fernand LEGRAS

Ceci conduira à la construction de murs de soutènement :

- le long de la rue Fernand Legras
- le long de la limite de propriété avec le lot 93
- le long de la limite de propriété avec le lot 23
- le long de la rue Auguste Page
- le long de la limite de propriété avec le lot 25 côté rue Page

Le mur de soutènement existant au niveau des parkings de l'ancienne clinique sera :

- A priori déplacé vers le pied du mur de soutènement existant du lot 25. A ce stade, il a été considéré que le mur existant sera démolî (à confirmer)
- Prolongé au niveau du lot 206 jusqu'à la liaison avec le nouveau mur le long du lot 25.



*Photo 1 : Vue de la limite avec le lot 23 : palissade en tôle et constructions mitoyennes*



*Photo 2 : Vue du mur existant en limite Nord du lot 25*



*Photo 3 : Mur existant rue Faure*

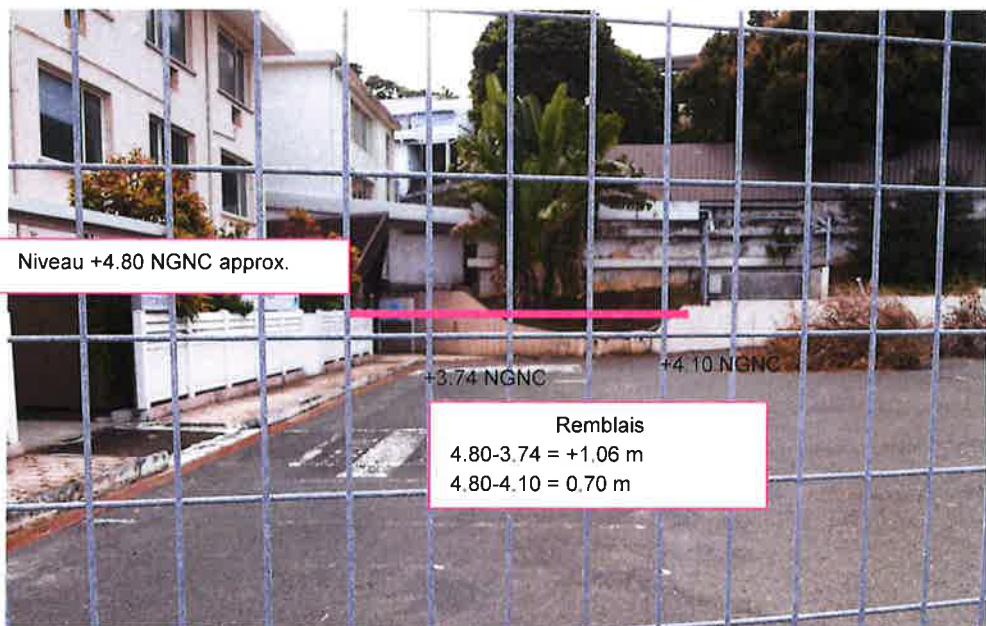


Photo 4 : Vue de la limite avec le lot 25



Photo 5 : Murs existants en pied des limites des lots 206 et 25

Le projet prévoit un recul du mur existant le long du lot 25 avec la limite de propriété et le prolongement de celui situé en pied de la limite du lot 206.



*Photo 6 : Constructions existantes sur le lot 93*



*Photo 7 : Muret existant côté rue Legras*

Les épaisseurs de remblais seront de l'ordre de 0.86 m au niveau du portail côté lot 23 et de l'ordre de 1.88 m à 2.15 m côté lot 93.

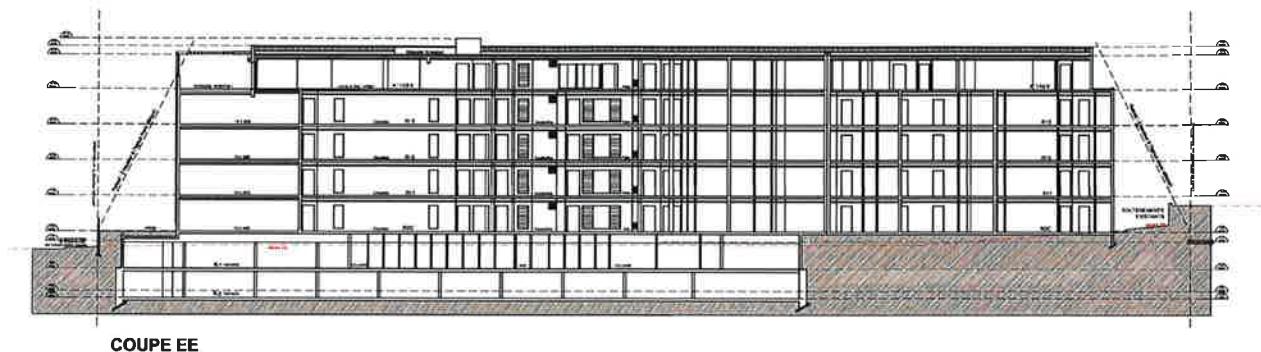


Figure 5 : Coupe EE Nord-Sud projet (Plan reçu le 01/12/2020)

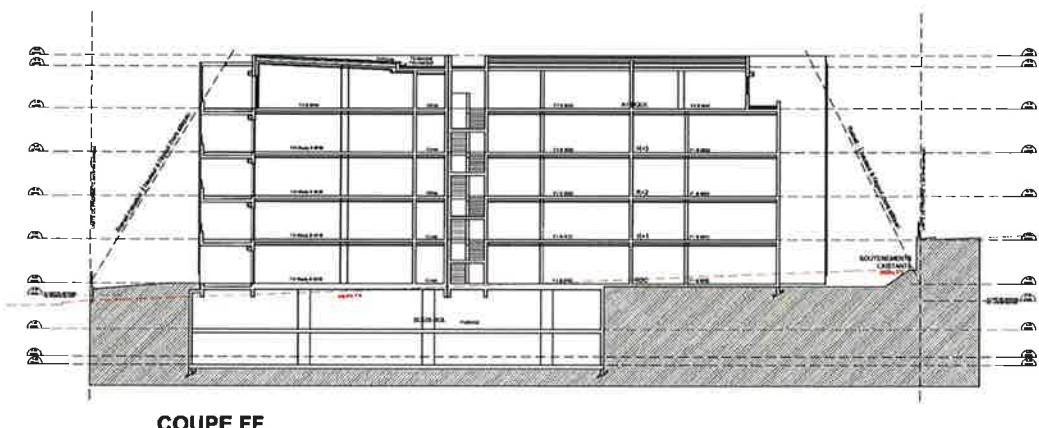


Figure 6 : Coupe FF Est-Ouest projet (Plan reçu le 01/12/2020)

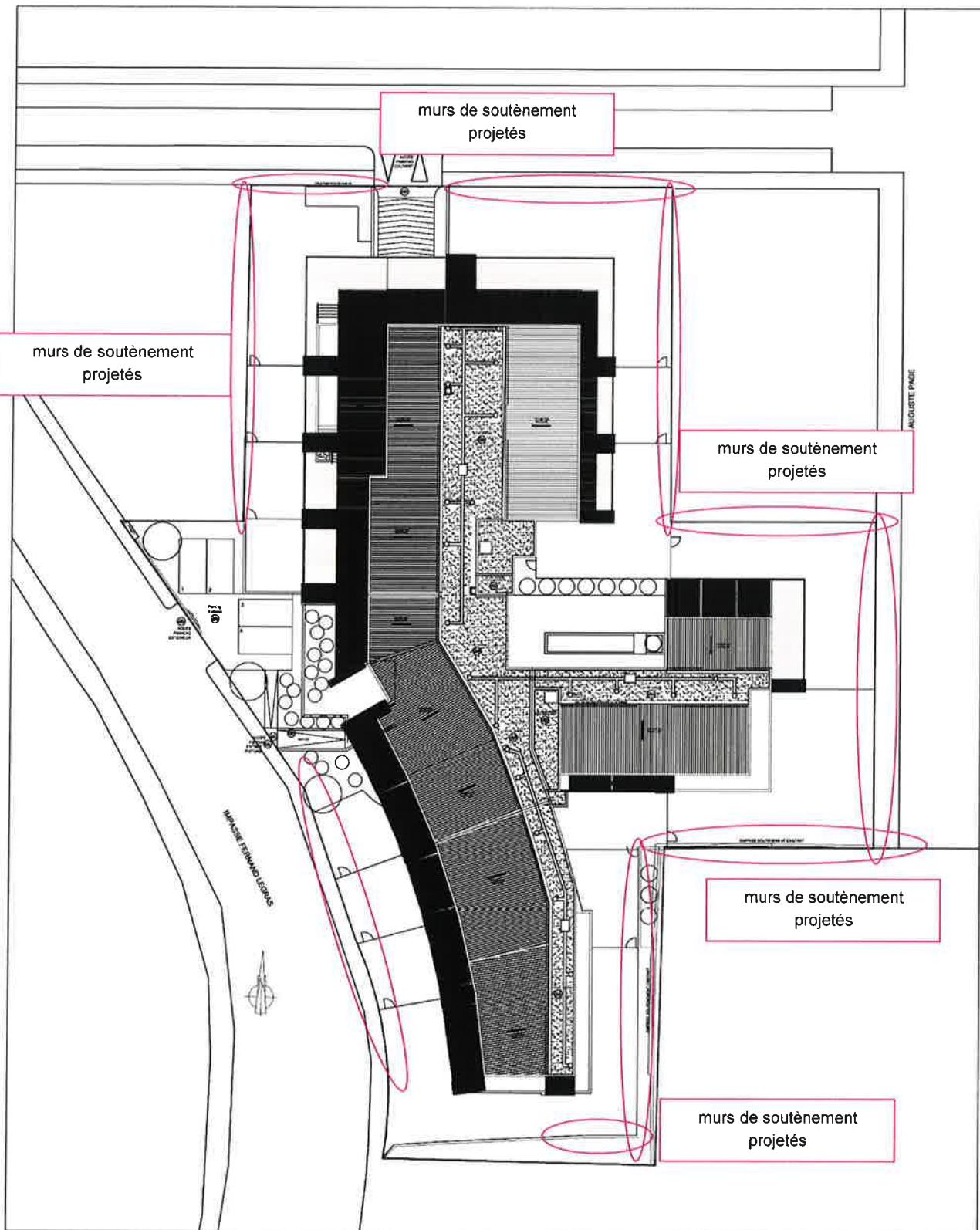


Figure 7 : Emprise du projet (Plan reçu le 01/12/2020)

Les murs de soutènement projetés ont été reportés sur la figure ci-dessus en considérant le niveau RDC de +4.80 NGNC et les niveaux des jardins. Ces emprises devront être vérifiées suivant les plans des terrassements prévus.

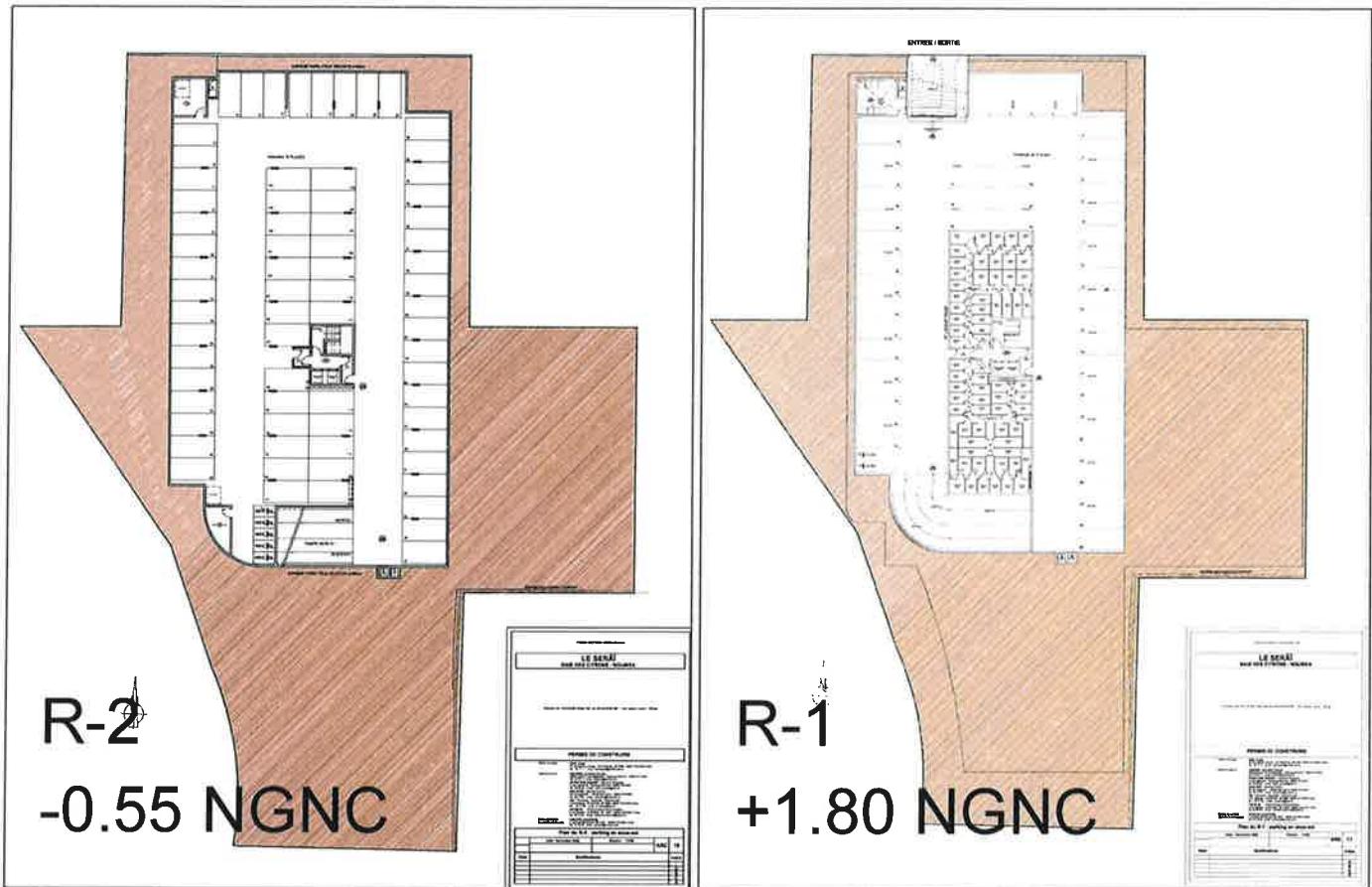


Figure 8 : Emprises des niveaux R-1 et R-2 (Plan 01/12/2020)

L'accès aux niveaux R-1 (+1.80 NGNC) depuis la rue Fernand LEGRAS se fera à l'aide d'une rampe en béton (pente de 3 %).

### 2.3.3 Descentes de charges et sollicitations des dalles et planchers

Les descentes de charges et les sollicitations appliquées aux fondations et aux planchers ne sont pas connues au stade actuel du projet. Il conviendra donc de s'assurer que les systèmes de fondation préconisés et les dispositions retenues seront compatibles avec les charges réellement apportées et les caractéristiques de l'ouvrage.

Nota : Si la conception ou les estimations décrites ci-dessus s'avèrent très différentes, il conviendrait de revoir tout ou partie de nos conclusions.

## 2.4 MISSION DE GINGER LBTP NC

La mission réalisée répond à votre commande du 09/09/2020 et se base sur notre proposition F001.K.0204-c du 07/09/2020.

Il s'agit d'une mission d'**ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION G2** de la norme AFNOR NF P94-500 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)**.

Une note préliminaire avait été fournie sur la base du projet de septembre 2020 pour une construction comprenant un seul niveau de sous-sol à l'altitude au voisinage de +1.60 NGNC.

Cette note préliminaire présentait les résultats des essais au pénétromètre dynamique et des sondages pressiométriques, destructif et carotté. Le suivi piézométrique n'étant pas achevé au moment de sa rédaction, il avait été pris en compte en hypothèse de travail un niveau de la nappe d'eau à +0.70 NGNC, soit une hauteur d'eau de l'ordre de 0.90 m dans le sous-sol.

Un pré dimensionnement des pieux avaient été fourni dans le cadre de cette note.

A la suite de cette note préliminaire, le projet a été modifié avec deux niveaux de sous-sol partiels (plans du 01/12/2020).

Le présent rapport d'étude géotechnique d'avant-projet reprend les données des nouveaux plans.

Il convient cependant de rappeler que les aspects suivants ne font pas partie de la mission :

- la caractérisation d'éventuelles pollutions
- les anomalies géotechniques situées en dehors de l'emprise des investigations
- l'historique du site.

## 2.5 INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

### 2.5.1 Implantation –Nivellement

Le schéma d'implantation est joint en Annexe A1.

Les têtes des essais et des sondages n'ont pas fait l'objet d'un récolement par un géomètre lors de cette campagne d'investigations géotechniques.

Les profondeurs dans ce rapport sont données en mètre vis-à-vis du terrain tel qu'il était lors de notre intervention.

Les coordonnées RGNC Lambert 1991 des essais et des sondages ont été relevés à l'aide d'un GPS de randonnée (précision +/- 4 à 5 m).

Une extrapolation des altitudes NGNC des points d'essais et de sondages a été faite à partir des coordonnées relevées et du plan de l'état des lieux fourni. Ces coordonnées et ces altitudes n'ont qu'un caractère informatif et non absolu. Il est recommandé de faire relever les points d'essais et des sondages par un géomètre pour plus de précision.

Nom	RGNC E	RGNC N	Altitude NGNC approx.
EP1	445292	211687	+4.80
EP2	445276	211699	+4.00
EP3	445291	211705	+3.75
EP4	445315	211711	+8.00
EP5	445301	211735	+3.70
EP6	445261	211741	+3.60
EP7	445275	211746	+3.70
EP8	445296	211770	+3.80
EP9	445278	211765	+3.60
SP1	445271	211707	+3.50
SP2	445289	211755	+3.90
SC1/PZ2	445279	211687	+4.80
SD1/PZ1	445250	211731	+2.90

Tableau 1 : Coordonnées et altimétries approximatives des essais et des sondages

## 2.5.2 Investigations in situ

Dans le cadre de cette étude géotechnique d'avant-projet G2AVP, il a été réalisé les investigations suivantes :

- **Une série d'essai de pénétration dynamique des sols** exécutée selon la norme NF P94-115 au refus dynamique (enfoncement de 0.10 m pour 50 coups de mouton ou de 0.20 m pour 100 coups de mouton). Ces essais ont permis la mesure en continu de la résistance des terrains traversés : résistance à la pénétration dynamique qd, de dessiner la géométrie des terrains et de qualifier qualitativement leur portance
- **des sondages pressiométriques** comprenant la réalisation de forage en destructifs au taillant à boutons de 66 m de diamètre avec enregistrement des paramètres de forage (Vitesse d'avancement, Pression d'injection, Pression sur l'outil, Couple de rotation) et réalisation d'une série d'essai pressiométrique type Ménard NF P 94-110-1 à différentes profondeurs afin de qualifier quantitativement les caractéristiques mécaniques des terrains sur la hauteur des futurs sous-sols, au-dessus et en dessous du niveau des refus dynamiques
- **un sondage carotté** réalisé au carottier double en diamètre HQ afin d'identifier géologiquement les terrains qui seront rencontrés lors de la réalisation de la fouille des niveaux de sous-sol. Le trou de forage a été équipé d'un **piézomètre type tube ouvert** et d'une bouche à clef.
- **un sondage destructif** réalisé par roto-percussion, au taillant à boutons de 66 m de diamètre, avec enregistrement des paramètres de forage. Il n'a pas été réalisé d'essai dans ce sondage. Il avait pour objet de qualifier qualitativement les terrains qui seront

trouvés à l'ouverture de la fouille dans la zone Ouest où un approfondissement des terrains étaient attendu. Le forage a été équipé d'un **piézomètre type tube ouvert**, après réalésage et d'une bouche à clef

- La réalisation de **mesures des niveaux d'eau** dans les piézomètres à l'aide d'une sonde piézo-électrique manuelle.

Le tableau ci-après synthétise les investigations réalisées.

Type	Quantité	Nom	Profondeurs m/TA
Essais au pénétromètre dynamique lourd type B NF P 94-115 (mouton de 64 kg, hauteur de chute 0.75 m, pointe 20 cm <sup>2</sup> )	9	EP1 EP2 EP3 EP4 EP5 EP6 EP7 EP8 EP9	5.80 9.80 6.60 6.20 4.00 15.10 15.20 11.80 12.00
Sondage pressiométrique (forage destructive avec enregistrement des paramètres de forage)	2	SP1 SP2	17.00 20.00
Essais pressiométriques	11	En SP1	1.50, 3.00, 4.50, 6.00, 7.50, 9.00, 10.00, 11.50, 13.00, 14.50, 16.00
	11	En SP2	1.50, 3.00, 5.00, 6.50, 8.00, 10.00, 11.50, 13.00, 14.50, 16.00, 17.50
Sondage géologique carotté	1	SC1	10.00
Sondage destructif avec enregistrement des paramètres de forage sans essai	1	SD1	20.00
Piézomètres type tube ouvert Mis en place dans les forages SC1 et SD2	2	PZ1 (SD1) PZ2 (SC1)	10.00 10.00

Tableau 2 : Synthèse des investigations *in situ* réalisées au stade de l'AVP

Les diagrammes de pénétration dynamique des sols, les coupes des sondages, les diagraphies des paramètres de forage et les profils pressiométriques sont joints en Annexe A2.

### 3 RESULTATS DES INVESTIGATIONS IN SITU

#### 3.1 ESSAIS AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Pour l'interprétation des diagrammes pénétrométriques, il a été distingué les terrains suivants sur la base de l'expérience de GINGER LBTP NC.

Nom	Terrains de résistances très faibles à médiocres $qd < 3 \text{ MPa}$	Terrains de résistances faibles $3 < qd < 5 \text{ MPa}$	Terrains de résistances moyennes $5 < qd < 10 \text{ MPa}$	Terrains de résistances fortes $10 < qd < 20 \text{ MPa}$	Terrains de résistances très fortes $qd > 20 \text{ MPa}$	Terrains des refus dynamiques
EP1	0.60-2.80	0.50-0.60 2.80-4.30	0.40-0.50 4.30-5.30	0.00-0.40 5.30-5.60	5.60-5.80	A partir de 5.80
EP2	0.60-7.60	0.55-0.60 7.60-7.90	0.50-0.55 7.90-9.20	0.00-0.50 9.20-9.60	9.60-9.80	A partir de 9.80
EP3	0.35-2.20	0.30-0.35 2.20-2.40	0.00-0.30 2.40-5.80	5.80-6.40	6.40-6.60	A partir de 6.60
EP4	2.10-4.70	0.00-2.10 4.70-5.00	5.00-6.00	6.00-6.10	6.10-6.20	A partir de 6.10
EP5	0.00-3.50	3.50-3.60	3.60-3.70	3.70-3.80	3.80-4.00	A partir de 4.00
EP6	0.00-8.30	8.30-9.30	9.30-13.20	13.20-13.80	13.80-15.10	A partir de 15.10
EP7	0.00-7.40	7.40-8.50	8.50-11.20	11.20-12.20	12.20-15.20	A partir de 15.20
EP8	0.40-6.20	0.00-0.40 6.20-7.10	7.10-11.55	11.55-11.60	11.60-11.80	A partir de 11.80
EP9	0.90-3.50 5.30-7.00	0.75-0.90 3.50-3.60 5.20-5.30 7.00-8.10	0.00-0.75 3.60-4.20 5.10-5.20 8.10-10.50	4.20-5.10 10.50-11.80	11.80-12.00	A partir de 12.00

Tableau 3 : Interprétation des horizons du sol (profondeurs en m/TA)

On retiendra que l'interprétation des terrains à partir des essais de pénétration dynamique est faite en fonction des courbes de pénétration et par extrapolation avec les autres investigations.

Le refus dynamique de l'essai EP5 à 4.00 m/TA est interprété comme un faux refus. En excluant l'essai EP5, les refus dynamiques sont obtenus entre 5.80 m/TA (-1.00 NGNC) et 15.20 m/TA (-11.50 NGNC).

On relève :

- Des terrains de résistances très faibles à médiocres ( $qd < 3 \text{ MPa}$ ) :
  - Jusqu'à 2.20 m / 4.70 m/TA en EP1, EP3 et EP4 (en EP5, jusqu'à 3.50 m/TA)
  - Jusqu'à 6.20 m / 8.30 m/TA en EP2, EP6 à EP9

Au sein de cet horizon, il est trouvé des couches de résistances moyennes à fortes

- Des terrains de faibles résistances ( $qd$  compris entre 3 et 5 MPa) :
  - Jusqu'à 2.40 m / 5.00 m/TA en EP1, EP3 et EP4 (en EP5, jusqu'à 3.60 m/TA)
  - Jusqu'à 7.10 m / 9.30 m/TA en EP2, EP6 à EP9

- Des terrains de résistances moyennes (qd compris entre 5 et 10 MPa) :
  - Jusqu'à 4.30 m / 6.00 m/TA en EP1, EP3 et EP4 (le refus prématûr de l'essai EP5, à 4.00 m/TA, a été obtenu sur ces terrains)
  - Jusqu'à 9.20 m / 13.20 m/TA en EP2, EP6 à EP9
- Des terrains de fortes résistances (qd > 10 MPa) :
  - A partir de 5.30 m / 6.00 m/TA en EP1, EP3 et EP4
  - A partir de 9.20 m / 13.20 m/TA en EP2, EP6 à EP9
- Au sein de ces terrains, il est observé des chutes de résistances correspondant vraisemblablement à des couches de terrains altérés, +/- argilitisés
- Des terrains de très fortes résistances (qd > 20 MPa) :
  - A partir de 5.60 m / 6.40 m/TA en EP1, EP3 et EP4
  - A partir de 9.60 m / 13.80 m/TA en EP2, EP6 à EP9
- Des terrains des refus dynamiques :
  - A partir de 5.80 m / 6.60 m/TA en EP1, EP3 et EP4
  - A partir de 9.80 m / 15.20 m/TA en EP2, EP6 à EP9

L'examen des diagrammes des résistances de pointe qd des essais EP6, EP7, EP8 et EP9 montrent des terrains visiblement argileux, très collants entre 6.00m/7.50 m et 10.40 m/11.20 m/TA (frottements sur les tiges du pénétromètre).

Le tableau ci-dessous donne les altitudes NGNC des horizons ci-dessus.

Nom	Terrains de résistances très faibles à médiocres qd < 3 MPa	Terrains de résistances faibles 3 < qd < 5 MPa	Terrains de résistances moyennes 5 < qd < 10 MPa	Terrains de résistances fortes 10 < qd < 20 MPa	Terrains de résistances très fortes qd > 20 MPa	Terrains des refus dynamiques
EP1	+4.20 / +2.00	+4.30 / +4.20 +2.00 / +0.50	+4.40 / +4.30 +0.50 / -0.50	+4.80 / +4.40 -0.50 / -0.80	-0.80 / -1.00	A partir de -1.00
EP2	+3.40 / -3.60	+3.45 / +3.40 -3.60 / -3.90	+3.50 / +3.45 -3.90 / -5.20	+4.00 / +3.50 -5.20 / -5.60	-5.60 / -5.80	A partir de -5.80
EP3	+3.40 / +1.55	+3.45 / +3.40 +1.55 / +1.35	+3.75 / +3.45 +1.35 / -2.05	-2.05 / -2.65	-2.65 / -2.85	A partir de -2.85
EP4	+5.90 / +3.30	+8.00 / +5.90 +3.30 / +3.00	+3.00 / +2.00	+2.00 / +1.90	+1.90 / +1.80	A partir de +1.80
EP5	+3.70 / +0.20	+0.20 / +0.10	+0.10 / +0.00	+0.00 / -0.10	-0.10 / -0.30	A partir de -0.30
EP6	+3.60 / -4.70	-4.70 / -5.70	-5.70 / -9.60	-9.60 / -10.20	-10.20 / -11.50	A partir de -11.50
EP7	+3.70 / -3.70	-3.70 / -4.80	-4.80 / -7.50	-7.50 / -8.50	-8.50 / -11.50	A partir de -11.50
EP8	+3.40 / -2.40	+3.80 / +3.40 -2.40 / -3.30	-3.30 / -7.75	-7.75 / -8.20	-8.20 / -8.40	A partir de -8.40
EP9	+2.70 / +0.10 -1.70 / -3.40	+2.85 / +2.70 +0.10 / +0.00 -1.60 / -1.70 -3.40 / -4.50	+3.60 / +2.85 +0.00 / -0.60 -1.50 / -1.60 -4.50 / -6.90	-0.60 / -1.50 -6.90 / -8.20	-8.20 / -8.40	A partir de -8.40

Tableau 4 : Interprétation des horizons du sol (profondeurs en NGNC)

La couche superficielle très compacte avec des résistances de pointe  $qd > 10 \text{ MPa}$  trouvée en EP1, EP2 et EP3 est visiblement constituée par le revêtement bitumineux et la couche de forme des parkings de l'ancienne clinique.

Il a été relevé des niveaux d'eau sur les tiges du pénétromètre à l'extraction, le 25/09/2020 :

- en EP2 à 3.60 m/TA (+0.40 NGNC)
- en EP3 à 4.60 m/TA (-0.85 NGNC)

On retiendra que ces niveaux d'eau n'ont qu'un caractère informatif compte tenu de la méthodologie (traces d'eau sur les tiges à l'extraction). Ils attestent seulement de la présence d'eau dans le sol.

## 3.2 SONDAGES PRESSIONNÉTIQUES SP1 ET SP2

### 3.2.1 Coupes des terrains et paramètres de forage

Les coupes des terrains des sondages pressiométriques ont été établies à partir de l'analyse des boues des forages, plus ou moins bien remontés à la surface (elle n'a en aucun cas la précision de coupes établies à partir de sondages carottés).

Les paramètres de forage, enregistrés en continu lors des opérations de foration, permettent de fournir une image des terrains traversés et de les qualifier qualitativement.

- ViA : Vitesse d'avancement instantanée, exprimée en m/h
- Pi : Pression d'injection du fluide de forage, exprimée en bar
- PO : Pression sur l'outil de forage, exprimée en bar
- CR : Couple de rotation moteur (pression de rotation), exprimée en bar

On a ainsi :

Nom		Argile graveleuse marron, marron beige et argile marron rouge	Grave marron beige rouge et grave d'altération marron beige	Roche marron beige
SP1	Profondeur m/TA	0.00-9.45	9.45-12.00	Au-delà de 12.00
	<b>Altitude NGNC</b>	<b>+3.50 / -5.95</b>	<b>-5.95 / -8.50</b>	<b>Au-delà de -8.50</b>
	ViA (m/h)	min = 4 ; max = 864 ; <b>moy = 400</b>	min = 4 ; max = 336 ; <b>moy = 82</b>	min = 4 ; max = 293 ; <b>moy = 26</b>
	Pi (bar)	min = 0.5 ; max = 27 ; <b>moy = 11</b>	min = 5 ; max = 33 ; <b>moy = 16</b>	min = 2.5 ; max = 29 ; <b>moy = 12</b>
SP2	Profondeur m/TA	0.00-9.50	9.50-12.50	Au-delà de 12.50
	<b>Altitude NGNC</b>	<b>+3.90 / -5.60</b>	<b>-5.60 / -8.60</b>	<b>Au-delà de -8.60</b>
	ViA (m/h)	min = 3.8 ; max = 967 ; <b>moy = 299</b>	min = 2.9 ; max = 191 ; <b>moy = 27</b>	min = 2.4 ; max = 673 ; <b>moy = 41.5</b>
	Pi (bar)	min = 0.5 ; max = 29 ; <b>moy = 13</b>	min = 1.6 ; max = 28 ; <b>moy = 14</b>	min = 1.3 ; max = 28 ; <b>moy = 5.7</b>

Tableau 5 : Paramètres de forage des sondages SP1 et SP2

En SP1, au sein de l'horizon des argiles, il a été mesuré des vitesses instantanées supérieures à 1000 m/h, pouvant correspondre à des cavités ou un passage quasi-liquide :

- A 0.03 m/TA (dans le corps de chaussée)
- Entre 0.80 et 0.85 m/TA
- Entre 3.89 et 3.97 m/TA

En SP2, il a été mesuré des vitesses instantanées supérieures à 1000 m/h entre 3.14 et 3.15 m/TA. Il n'a pas été tenu compte de ces vitesses ViA supérieures à 1000 m/h dans le tableau ci-dessus.

On relève une anomalie en profondeur entre 18.50 m/TA (-14.60 NGNC) et 19.00 m/TA (-15.10 NGNC) au sein de l'horizon rocheux. cette anomalie peut correspondre à un plan de fracturation ou de faille.

### 3.2.2 Essais pressiométriques

Les essais pressiométriques ont été réalisés et dépouillés selon les normes NF P94-110-1 et NF EN ISO 22476-4.

L'ensemble des résultats pressiométriques est regroupé dans le tableau ci-dessous.

		Argile graveleuse et argile plastique			Grave argileuse et isaltérites			Roche		
Nom	Profondeur des essais (m/TA)	Pf (MPa)	PI (MPa)	EM (MPa)	Pf (MPa)	PI (MPa)	EM (MPa)	Pf (MPa)	PI (MPa)	EM (MPa)
SP1	1.50	0.34	0.52	2.8						
	3.00	0.28	0.57	4.6						
	4.50	0.76	1.07	7.7						
	6.00	0.51	0.99	11.0						
	7.50	0.49	0.71	6.0						
	9.00	0.56	0.72	4.2						
	10.00				2.78	4.88	39.0			
	11.50				2.21	3.92	19.4			
	13.00							2.74	4.86	45.8
	14.50							2.75	4.90	38.2
SP2	1.50	0.64	0.82	5.9						
	3.00	0.45	0.70	4.5						
	5.00	0.50	0.79	7.2						
	6.50	0.47	0.68	3.4						
	8.00	0.58	1.03	8.1						
	10.00				2.69	4.73	38.8			
	11.50				2.68	4.74	22.3			
	13.00							2.76	4.89	135.0
	14.50							2.77	4.94	121.0
	16.00							2.78	4.97	104.0
	17.50							2.80	5.02	255.0

Tableau 6 : Caractéristiques pressiométriques des sondages SP1 et SP2

### 3.3 SONDAGE CAROTTE SC1

#### 3.3.1 Coupe des terrains

Les terrains trouvés au droit du sondage SC1 sont constitués par :

Profondeurs (m/TA)	Altitudes (NGNC)	Description
De 0.00 à 0.05 m/TA	De +4.80 à +4.75 NGNC	L'enrobé du parking existant
De 0.05 à 0.30 m/TA	De +4.75 à +4.50 NGNC	Une Gnt et une grave sableuse marron noire, correspondant à la couche de forme du parking
De 0.30 à 1.00 m/TA	De +4.50 à +3.80 NGNC	Une argile graveleuse marron/beige/grise
De 1.00 à 3.60 m	De +3.80 à +1.20 NGNC	Une argile plastique rouge/marron
De 3.60 à 7.20 m	De +1.20 à -2.40 NGNC	Une grave sableuse argileuse marron/beige
De 7.20 à 7.80 m	De -2.40 à -3.00 NGNC	Une altération argileuse silto-sableuse marron beige
De 7.80 à 10.00 m	De -3.00 à -5.20 NGNC	Une altération silto-sableuse avec des calcaires gréseux marron beige

Tableau 7 : Coupe géologique du sondage carotté SC1

Le sondage a été arrêté à 10.00 m/TA (-5.20 NGNC).

Les pourcentages de récupération varient de 55 à 100 %.

#### 3.3.2 Équipement

Le trou de forage a été équipé à l'aide d'un tube piézométrique, noté PZ2, crépiné de 2.00 m/TA (+2.80 NGNC) à 10.00 m/TA (-5.20 NGNC), avec fermeture en tête par une bouche à clé.

### 3.4 SONDAGE DESTRUCTIF SANS ESSAI SD1

#### 3.4.1 Coupe des terrains et paramètres de forage

	Remblais argile gravelo-sableuse et scorie + argile graveleuse	Argile graveleuse sableuse marron + Vase grise noire	Argile plastique marron beige rouge	Altération argileuse	Roche altérée marron beige
Profondeur m/TA	0.00-2.00	2.00-6.00	6.00-10.50	10.50-14.00	Au-delà de 14.00
Altitude NGNC	+2.90 / +0.90	+0.90 / -3.10	-3.10 / -7.60	-7.60 / -11.10	Au-delà de -11.10
ViA (m/h)	min = 4 ; max = 948 ; moy = 430	min = 4 ; max = 864 ; moy = 499	min = 4 ; max = 737 ; moy = 334	min = 4 ; max = 342 ; moy = 75	min = 4 ; max = 144 ; moy = 27
Pi (bar)	min = 1.2 ; max = 24 ; moy = 5	min = 1.2 ; max = 13 ; moy = 6	min = 5.5 ; max = 34 ; moy = 19	min = 5 ; max = 33 ; moy = 16	min = 9 ; max = 31 ; moy = 18

Tableau 8 : Coupe des terrains et paramètres de forage sondage SD1

On relève une anomalie à 18.00 m/TA (-15.10 NGNC) qui peut correspondre à une zone de fracturation de l'horizon rocheux comme retrouvée en SP2.

#### 3.4.2 Équipement

Le trou de forage a été équipé à l'aide d'un tube piézométrique, noté PZ1, crépiné de +0.90 NGNC (2.00 m/TA) à -7.10 NGNC (10.00 m/TA) avec fermeture en tête par une bouche à clé.

### 3.5 RELEVES PIEZOMETRIQUES

Les relevés piézométriques réalisés sont reportés dans les tableaux ci-après.

PZ1 - SD1

Date de pose : 08/10/2020

Date	heure	Altitude terrain NGNC	Niveau eau m/TA	Niveau eau NGNC
08/10/2020	Pose	+2.90		
16/10/2020	11:24	+2.90	2.32	+0.58
17/11/2020	10:05	+2.90	2.30	+0.60
18/11/2020	14:45	+2.90	2.35	+0.55
		Moyenne :	2.32	+0.58

PZ2 - SC1

Date de pose : 16/10/2020

Date	heure	Altitude terrain NGNC	Niveau eau m/TA	Niveau eau NGNC
16/10/2020	Pose	+4.80		
16/10/2020	11:44	+4.80	4.50	+0.30
17/11/2020	10:13	+4.80	4.45	+0.35
18/11/2020	14:50	+4.80	4.45	+0.35
		Moyenne :	4.47	+0.33

Tableau 9 : Relevé des niveaux entre le 16/10/2020 et le 18/11/2020

Les amorçages ont été réalisés le 16/10/2020.

On peut noter que :

- les niveaux d'eau mesurés sont globalement stables (variations de 0.02 m et 0.05 m)
- le différentiel du niveau d'eau entre PZ1 et PZ2 est de l'ordre de 0.25 m en moyenne.

## 4 MODELISATION GEOTECHNIQUE DES TERRAINS

Il est à noter que la profondeur des horizons du sol est donnée par rapport au terrain tel qu'il était au moment de la reconnaissance, en octobre 2020.

L'analyse et la synthèse des investigations réalisée ont conduit à dresser la coupe géotechnique schématique suivante. Il a été ainsi distingué globalement 3 horizons :

- Un horizon H1 regroupant les remblais et l'ensemble des horizons argileux plastiques et graveleux
- Un horizon H2 d'altération (grave argileuse et isaltérites)
- Un horizon H3 rocheux

### 4.1 COUPE INTERPRETATIVE DES TERRAINS

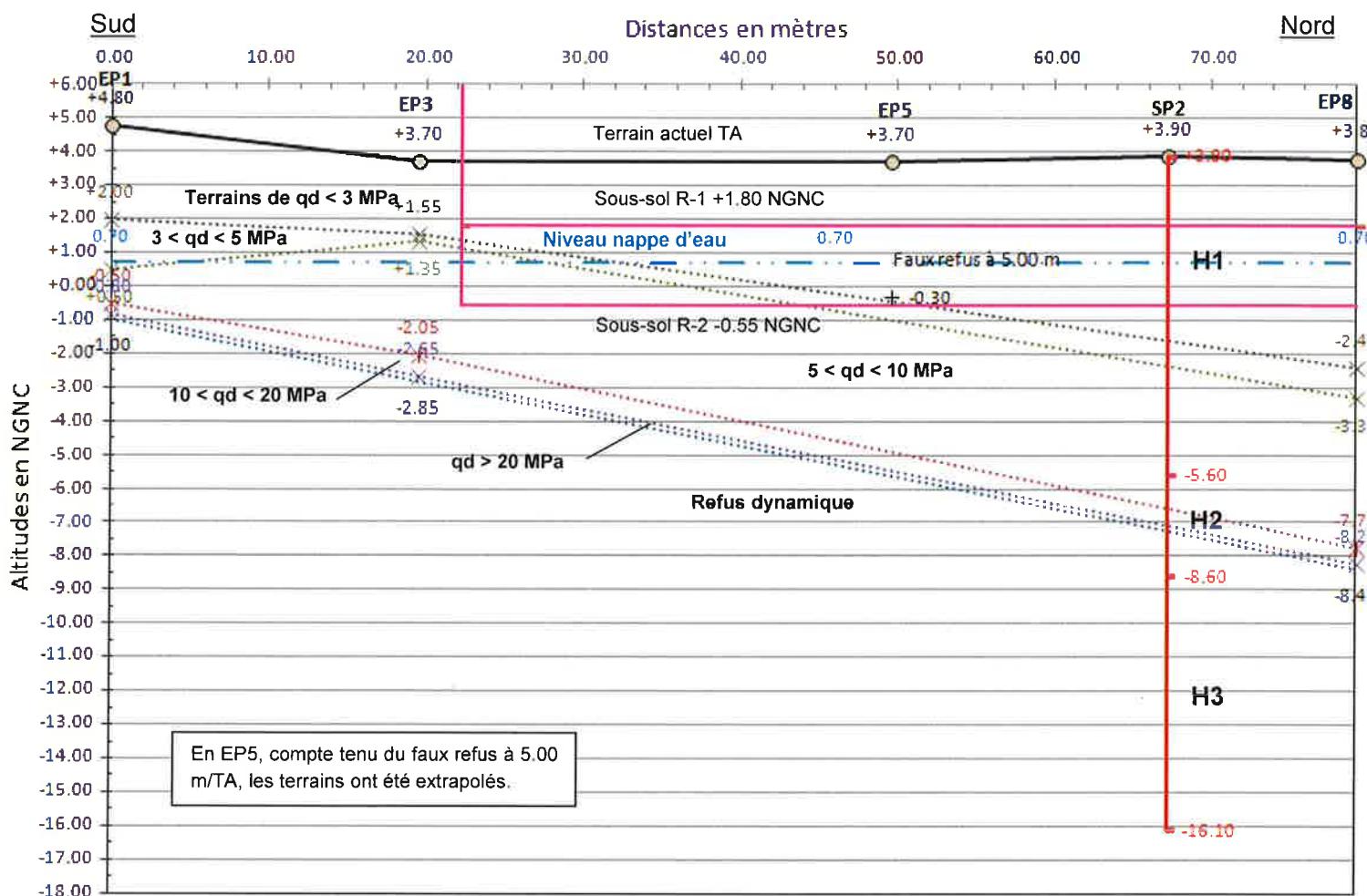


Figure 9 : Coupe synthétique Nord-Sud entre EP1-EP3-EP5-SP2 et EP8

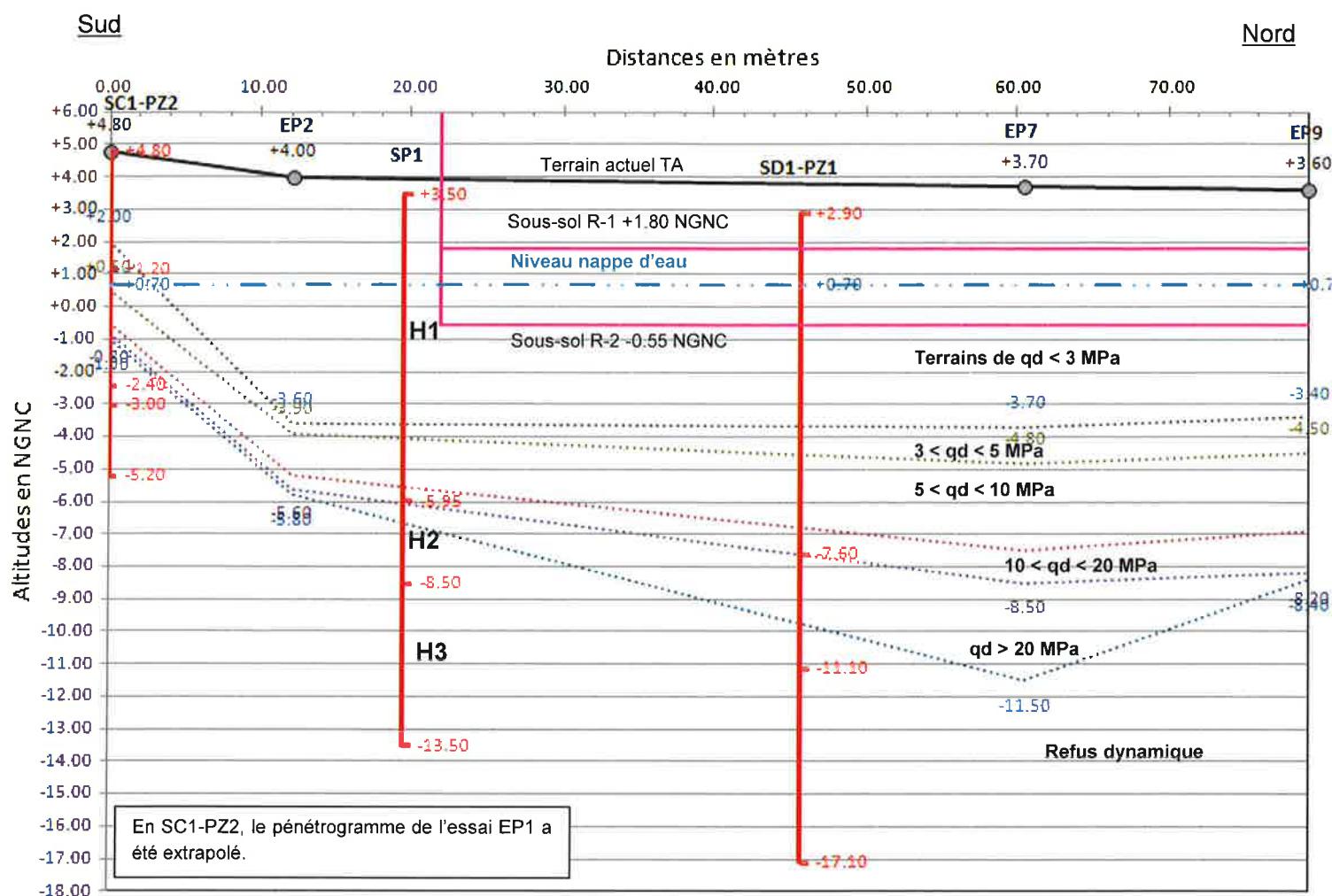


Figure 10 : Coupe synthétique Nord-Sud entre SC1-PZ2-EP2-EP7 et EP9

Les coupes des sondages SP1 et SD1-PZ1 ont également été extrapolées sur la figure ci-dessus. On peut noter l'approfondissement des terrains vers l'impasse Legras.

Vis-à-vis des niveaux d'eau mesurées dans les piézomètres, les hauteurs d'eau pourront être de l'ordre de 1.13 m au niveau du sous-sol R-2 (-0.55 NGNC).

Les fouilles des niveaux des sous-sols seront réalisées en totalité dans l'horizon H1 et les terrains de résistances  $q_d < 3 \text{ MPa}$  et comprises entre 3 et 5 MPa.

Les refus dynamiques des essais ont été obtenus au sein de l'horizon H2.

#### 4.2 SCHEMA LITHOLOGIQUE ET MECANIQUE

Le schéma lithologique présenté ci-après est basé sur les investigations effectuées dans le cadre de la présente étude géotechnique G2AVP.

##### Horizon H1

**Description :** cet horizon regroupe l'ensemble des terrains suivant :

- Remblais divers
- argiles graveleuses sableuses marron grise beige puis marron rouge plastique
- scorie dans l'argile graveleuse sableuse marron grise beige en SD1
- vase dans l'argile graveleuse sableuse marron gris noir en SD1

**Profondeurs :**

Nom	EP1	EP2	EP3	EP4	EP5	EP6	EP7
Prof. m/TA Jusqu'à	5.80	9.80	6.60	6.20	Faux refus 5.00 m	15.10	15.20
Alt. NGNC Jusqu'à	-1.00	-5.80	-2.85	-1.80	/	-11.50	-11.50

Nom	EP8	EP9	SP1	SP2	SD1-PZ1	SC1-PZ2	
Prof. m/TA jusqu'à	11.80	12.00	9.45	9.50	10.50	7.20	
Alt. NGNC jusqu'à	-8.00	-8.40	-5.95	-5.60	-7.60	-2.40	

Caractéristiques géomécaniques :

**Résistances de pointe qd :** globalement  $qd < 5 \text{ MPa}$  à  $qd$  compris entre 5 et 10 MPa

**Caractéristiques pressiométriques :**

Ces matériaux globalement argileux présentent des caractéristiques pressiométriques lâches à moyennes. Les matériaux anthropiques sont inaptes pour recevoir des fondations.

Par ailleurs, les données du sous-sol de GINGER LBTP NC dans ce secteur indiquent la présence d'argile sensible aux variations volumétriques.

Nom	Prof.Essai m/TA	PI MPa	EM MPa	EM/PI	$\alpha$
SP1	1.50	0.52	2.8	5	
	3.00	0.57	4.6	8	
	4.50	1.07	7.7	7	
	6.00	0.99	11.0	11	
	7.50	0.71	6.0	8	
	9.00	0.72	4.2	6	
	<i>val.mini</i>	0.52	2.8	5	
	<i>val.max</i>	1.07	11.0	11	
	<i>val.mini*1.5</i>	0.78	4.2	8	
	<i>Moy.arithm.</i>	0.76	6.1	8	
	<i>Moyenne :</i>	0.74	5.0	7	
		Géométrique	Harmonique		
	<i>Ecart-type :</i>	0.22	2.94	2.07	
	<i>s</i>	0.30	0.59	0.31	
	<i>val.calculée</i>	0.63	3.5	5.75	
	<i>val.retenue</i>	0.44	4.9	11	0.66
Nom	Prof.Essai m/TA	PI MPa	EM MPa	EM/PI	$\alpha$
SP2	1.50	0.82	5.9	7	
	3.00	0.70	4.5	6	
	5.00	0.79	7.2	9	
	6.50	0.68	3.4	5	
	8.00	1.03	8.1	8	
	<i>val.mini</i>	0.68	3.4	5	
	<i>val.max</i>	1.03	8.1	9	
	<i>val.mini*1.5</i>	1.02	5.1	8	
	<i>Moy.arithm.</i>	0.80	5.8	7	
	<i>Moyenne :</i>	0.80	5.3	7	
		Géométrique	Harmonique		
	<i>Ecart-type :</i>	0.14	1.92	1.54	
	<i>s</i>	0.18	0.36	0.23	
	<i>val.calculée</i>	0.73	4.3	5.86	
	<i>val.retenue</i>	0.79	5.1	6	0.66

Tableau 10 : Horizon H1 Caractéristiques pressiométriques

**☒ Horizon H2 :**

**Description :** Grave marron beige rouge (altération) et altération argileuse marron beige rouge

**Profondeurs :**

Nom	EP1	EP2	EP3	EP4	EP5	EP6	EP7
Prof. m/TA à partir de	5.80	9.80	6.60	6.20	Faux refus 5.00 m	15.10	15.20
Alt. NGNC à partir de	-1.00	-5.80	-2.85	-1.80	/	-11.50	-11.50

Nom	EP8	EP9	SP1	SP2	SD1-PZ1	SC1-PZ2	
Prof. m/TA à partir de	11.80	12.00	9.45	9.50	10.50	7.20	
Alt. NGNC à partir de	-8.00	-8.40	-5.95	-5.60	-7.60	-2.40	

**Caractéristiques géomécaniques :**

**Résistances dynamiques :** de qd compris entre 5 et 10 MPa à qd > 10 MPa. Les refus dynamiques sont obtenus dans cet horizon d'altération.

**Caractéristiques pressiométriques :**

Ces matériaux globalement graveleux argileux ont une compacité globalement moyenne à raide.

Nom	Prof.Essai m/TA	PI MPa	EM MPa	EM/PI	$\alpha$
SP1	10.00	4.88	39.0	8	
	11.50	3.92	19.4	5	
	val.mini	3.92	19.4	5	
	val.max	4.88	39.0	8	
	val.mini*1.5	5.88	29.1	7	
	<b>Moy.arithm.</b>	<b>4.40</b>	<b>29.2</b>	<b>6</b>	
	<b>Moyenne :</b>	<b>4.37</b>	<b>25.9</b>	<b>6</b>	
		<b>Géométrique</b>	<b>Harmonique</b>		
	<b>Ecart-type :</b>	0.68	13.86	2.15	
	<b>s</b>	0.16	0.53	0.36	
	<b>val.calculée</b>	4.03	19.0	4.85	
	<b>val.retenue</b>	<b>3.92</b>	<b>25.9</b>	<b>7</b>	<b>0.66</b>
Nom	Prof.Essai m/TA	PI MPa	EM MPa	EM/PI	$\alpha$
SP2	10.00	4.73	38.8	8	
	11.50	4.74	22.3	5	
	val.mini	4.73	22.3	5	
	val.max	4.74	38.8	8	
	val.mini*1.5	7.10	33.5	7	
	<b>Moy.arithm.</b>	<b>4.74</b>	<b>30.6</b>	<b>6</b>	
	<b>Moyenne :</b>	<b>4.73</b>	<b>28.3</b>	<b>6</b>	
		<b>Géométrique</b>	<b>Harmonique</b>		
	<b>Ecart-type :</b>	0.01	11.67	2.47	
	<b>s</b>	0.00	0.41	0.41	
	<b>val.calculée</b>	4.73	22.5	4.74	
	<b>val.retenue</b>	<b>4.70</b>	<b>28.3</b>	<b>6</b>	<b>0.66</b>

Tableau 11 : Horizon H2 Caractéristiques pressiométriques

**☒ Horizon H3 :**

**Description : Roche altérée marron beige à marron beige grise**

Des anomalies ont été relevées au sein de cet horizon rocheux au voisinage de 18.50/19.00 m de profondeur (-14.60/-15.10 NGNC) en SP2 et de 18.00 m de profondeur (-15.10 NGNC) en SD1. Ces anomalies peuvent correspondre à un plan de fracturation ou une faille au sein de l'horizon rocheux. En SP1, arrêté à 17.00 m/TA (-13.50 NGNC), et en SC1-PZ2 arrêté à 10.00 m/TA (-5.20 NGNC), ces profondeurs n'ont pas été atteintes. Il est ainsi possible que ces anomalies soient également retrouvées au droit de ces sondages.

**Profondeurs :**

Nom	EP1	EP2	EP3	EP4	EP5	EP6	EP7
Prof.m/TA à partir de	Non atteint						
Alt. NGNC à partir de	/	/	/	/	/	/	/

Nom	EP8	EP9	SP1	SP2	SD1-PZ1	SC1-PZ2	
Prof.m/TA à partir de	Non atteint	Non atteint	12.00	12.50	14.00	7.80	
Alt. NGNC à partir de	/	/	-8.50	-8.60	-11.10	-3.00	

**Caractéristiques géomécaniques :**

**Résistances de pointe qd : Refus dynamiques**

**Caractéristiques pressiométriques :**

Nom	Prof.Essai m/TA	PI MPa	EM MPa	EM/PI	$\alpha$
SP1	13.00	4.86	45.8	9	
	14.50	4.90	38.2	8	
	16.00	4.95	272.0	55	
	val.mini	4.86	38.2	8	
	val.max	4.95	272.0	55	
	val.mini*1.5	7.29	57.3	12	
	<b>Moy.arithm.</b>	<b>4.90</b>	<b>118.7</b>	<b>24</b>	
	<b>Moyenne :</b>	<b>4.90</b>	<b>58.0</b>	<b>12</b>	
		<b>Géométrique</b>	<b>Harmonique</b>		
	<b>Ecart-type :</b>	0.05	132.84	26.77	
	<b>s</b>	0.01	2.29	2.26	
	<b>val.calculée</b>	4.88	-8.4	-1.55	
	<b>val.retenue</b>	<b>4.80</b>	<b>41.6</b>	<b>9</b>	<b>0.5</b>
Nom	Prof.Essai m/TA	PI MPa	EM MPa	EM/PI	$\alpha$
SP2	13.00	4.89	135.0	28	
	14.50	4.94	121.0	24	
	16.00	4.97	104.0	21	
	17.50	5.02	255.0	51	
	val.mini	4.89	104.0	21	
	val.max	5.02	255.0	51	
	val.mini*1.5	7.34	156.0	31	
	<b>Moy.arithm.</b>	<b>4.96</b>	<b>153.8</b>	<b>31</b>	
	<b>Moyenne :</b>	<b>4.95</b>	<b>136.9</b>	<b>28</b>	
		<b>Géométrique</b>	<b>Harmonique</b>		
	<b>Ecart-type :</b>	0.05	68.68	13.51	
	<b>s</b>	0.01	0.50	0.49	
	<b>val.calculée</b>	4.93	102.6	20.89	
	<b>val.retenue</b>	<b>4.90</b>	<b>104.0</b>	<b>21</b>	<b>0.5</b>

Tableau 12 : Horizon H3 Caractéristiques pressiométriques

#### 4.3 SYNTHESE GEOTECHNIQUE

SP1-SC1/PZ2-EP1-EP2-EP3-EP4						
Horizon	Nature des terrains	Prof. (m/TA)	Cotes NGNC	Résistances de pointe qd MPa	Caractéristiques pressiométriques	Commentaire
Cote du TA	+3.35 à +8.30 NGNC					
Cote du niveau d'eau	+0.30 / +0.60 NGNC					
H1	Argile graveleuse et argile plastique	3.60 à 9.80	+1.20 à -5.80	< 5	PI* = 0.44 MPa	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Présence de remblais</li> <li>• Intercalation de sable vasard (SD1)</li> </ul>
					EM = 5.9 MPa	
					$\alpha = 0.67$	
H2	Grave argileuse et isaltérites	7.80 à 14.00	-3.00 à -7.60	5 < < 10 > 10 refus	PI* = 3.92 MPa	
					EM = 25.9 MPa	
					$\alpha = 0.67$	
H3	Roche altérée	Au-delà de 7.80/14.00	Au-delà de -3.00 / -7.60	/	PI* = 4.80 MPa	
					EM = 41.6 MPa	
					$\alpha = 0.50$	

SP2-SD1/PZ1-EP5-EP6-EP7-EP8-EP9						
Horizon	Nature des terrains	Prof. (m/TA)	Cotes NGNC	Résistances de pointe qd MPa	Caractéristiques pressiométriques	Commentaire
Cote du TA	+3.35 à +8.30 NGNC					
Cote du niveau d'eau	+0.30 / +0.60 NGNC					
H1	Argile graveleuse et argile plastique	9.50 à 15.20	-5.60 à -11.50	< 5	PI* = 0.79 MPa	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Présence de remblais</li> <li>• Intercalation de sable vasard (SD1)</li> </ul>
					EM = 5.1 MPa	
					$\alpha = 0.67$	
H2	Grave argileuse et isaltérites	12.50 à 14.00	-5.60 à -7.60	5 < < 10 > 10 refus	PI* = 4.70 MPa	
					EM = 28.3 MPa	
					$\alpha = 0.67$	
H3	Roche altérée	Au-delà de 12.50/14.00	Au-delà de -5.60 / -7.60	/	PI* = 4.90 MPa	
					EM = 104.0 MPa	
					$\alpha = 0.50$	

Le tableau ci-après résume les profondeurs de rencontre de la base des différents horizons au droit des essais et des sondages de la présente mission G2 AVP.

Nom	Altitude NGNC	Horizon H1		Horizon H2		Horizon H3	
		Prof.m/TA	Alt.NGNC	Prof.m/TA	Alt.NGNC	Prof.m/TA	Alt.NGNC
SP1	+3.50	0.00-9.45	+3.50/-5.95	9.45-12.00	-5.95/-8.50	Au-delà de 12.00	Au-delà de -8.50
SP2	+3.90	0.00-9.50	+3.90/-5.60	9.50-12.50	-5.60/-8.60	Au-delà de 12.50	Au-delà de -8.60
SD1	+2.90	0.00-10.50	+2.90/-7.60	10.50-14.00	-7.60/-11.10	Au-delà de 14.00	Au-delà de -11.10
SC1	+4.80	0.00-3.60	+4.80/+1.20	3.60-7.80	+1.20/-3.00	Au-delà de 7.80	Au-delà de -3.00
EP1	+4.80	0.00-4.30	+4.20/+0.50	4.30-5.80	+0.50/-1.00	/	
EP2	+4.00	0.00-7.90	+3.40/-3.90	7.90-9.80	-3.90/-5.80	/	
EP3	+3.75	0.00-2.40	+3.40/+1.35	2.40-6.60	+1.35/-2.85	/	
EP4	+8.00	0.00-5.00	+5.90/+3.00	5.00-6.20	+3.00/+1.80	/	
EP5	+3.70	Faux refus à -0.30 NGNC (4.00 m/TA)					
EP6	+3.60	0.00-9.30	+3.60/-5.70	9.30-15.10	-5.70/-11.50	/	
EP7	+3.70	0.00-8.50	+3.70/-4.80	8.50-15.20	-4.80/-11.50	/	
EP8	+3.80	0.00-7.10	+3.40/-3.30	7.10-11.80	-3.30/-8.40	/	
EP9	+3.60	0.00-8.10	+2.70/-4.50	8.10-12.00	-4.50/-8.40	/	

Tableau 13 : Synthèse des profondeurs au droit des essais et des sondages

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.

#### 4.4 SYNTHESE HYDROGEOLOGIQUE

Il a été trouvé une nappe d'eau dans le terrain.

Les tableaux ci-après reprennent les mesures piézométriques<sup>1</sup> et le niveau de la mer correspondant. Les niveaux de la mer sont tirés des données du SHOM (Service Hydrographique et Océanographique de la Marine) pour le port de référence de Nouméa et du RAM 2019.

PZ1 - SD1

Date de pose : 15/10/2020

Date	heure	Altitude terrain NGNC	Niveau eau m/TA	Niveau eau NGNC	Niveau mer hydro	Niveau mer NGNC	Différentiel Nappe/mer
15/10/2020	Pose	+2.90					
16/10/2020	11:24	+2.90	2.32	+0.58	0.66	-0.18	+0.76
17/11/2020	10:05	+2.90	2.30	+0.60	1.67	+0.84	-0.24
18/11/2020	14:45	+2.90	2.35	+0.55	0.80	-0.03	+0.58
Moyenne :			2.32	+0.58			

PZ2 - SC1

Date de pose : 16/10/2020

Date	heure	Altitude terrain NGNC	Niveau eau m/TA	Niveau eau NGNC	Niveau mer hydro	Niveau mer NGNC	Différentiel Nappe/mer
16/10/2020	Pose	+4.80					
16/10/2020	11:44	+4.80	4.50	+0.30	0.57	-0.27	+0.57
17/11/2020	10:13	+4.80	4.45	+0.35	1.66	+0.83	-0.48
18/11/2020	14:50	+4.80	4.45	+0.35	0.79	-0.04	+0.39
Moyenne :			4.47	+0.33			

Marées : Source SHOM

Tableau 14 : Mesures piézométriques effectuées entre le 16/10/2020 et le 18/11/2020

L'influence du niveau de la mer sur le niveau de la nappe d'eau semble a priori limitée.

Ces données ne permettent pas d'établir le niveau de remontée maximal de la nappe d'eau (NPHE). Le niveau le plus haut relevé est à +0.60 NGNC et le niveau le plus bas est à +0.55 NGNC.

Afin de préciser le niveau de remontée maximal de la nappe d'eau, il peut être prévu une poursuite du suivi des piézomètres installés sur site par nos soins et également une étude NPHE par un BET spécialisé en hydrogéologie permettant de déterminer les fluctuations de la nappe pendant une période définie et de déterminer les niveaux NPHE sur le secteur.

<sup>1</sup> Il est noté un gradient du niveau NGNC de la nappe de SD1-PZ1 vers SC1-PZ2. Ce gradient est de l'ordre de 0.20 à 0.25 m. En l'absence d'un récolement par un géomètre, les niveaux NGNC des piézomètres ont été extrapolés à partir du plan de l'état des lieux fourni. Ce gradient observé pourrait être lié à cette approximation. Un levé par un géomètre pourrait être prévu si besoin.

En première approche, il a été pris en compte pour cette étude géotechnique d'avant-projet G2AVP, un niveau de nappe à +0.70 NGNC correspondant au niveau le plus haut relevé, soit ici +0.60 NGNC + 0.10 m.

On peut rappeler qu'il avait été pris en compte pour le projet avec un niveau de sous-sol d'octobre 2020, une altimétrie moyenne des hautes eaux de +1.50 NGNC.

Pour une hypothèse du niveau d'eau à +0.70 NGNC, la hauteur d'eau dans le niveau R-2 (à -0.55 NGNC) serait de 1.25 m.

Des circulations d'eau ponctuelles ne sont par ailleurs pas à exclure lors des travaux de terrassement au sein des formations superficielles notamment en cas de précipitations. À noter que le régime hydrogéologique peut varier en fonction de la saison et de la pluviométrie. De plus, il peut exister des circulations d'eau anarchiques / ponctuelles qui n'ont pas été détectées par les sondages.

## 5 PRINCIPES GENERAUX DE CONSTRUCTION

*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, matériaux 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.*

### 5.1 ANALYSE DU CONTEXTE ET PRINCIPES D'ADAPTATION

Compte tenu de ce qui est indiqué précédemment, les points essentiels ci-après sont à prendre en compte et conduiront les choix d'adaptation du projet aux conditions du site.

Nos investigations ont mis en évidence :

- Des remblais et des horizons argileux plastiques et graveleux, de très faibles à faibles caractéristiques mécaniques jusqu'à 9.45 m / 12.80 m de profondeur. Cet ensemble comprend une nappe d'eau à 2.30 m de profondeur, a priori peu soumise à l'influence de la marée
- Un horizon de grave argileuse d'altération (isaltérites) jusqu'à 12.00 m / 18.50 m de profondeur
- Un horizon rocheux altéré trouvé à partir de 12.00 m/18.50 m de profondeur
- La présence d'une nappe d'eau dans le terrain. Le niveau de nappe retenu pour le projet est de +0.70 NGNC.

Pour un terrain situé au voisinage de +3.50 NGNC à +3.70 NGNC sur l'emprise des futurs sous-sols, le dessus du dallage du R-2 étant prévu à la cote -0.55 NGNC, les fonds de fouille se situeront à environ 4.25 m à 4.45 m de profondeur par rapport au niveau du terrain actuel.

Le projet sera donc soumis aux contraintes suivantes :

- préalablement aux terrassements, il sera indispensable de créer une enceinte étanche qui permettra de reprendre les efforts de poussée des sols, de poussée hydraulique et de limiter les débits d'exhaure de la fouille
- le bâtiment pourra ensuite être fondé sur la paroi périphérique et sur des fondations profondes (pieux).

Des constructions et des ouvrages (murs de soutènement, réseaux des voiries, etc.) sont existants sur les parcelles mitoyennes du projet. Des constructions légères et des murs présentant des désordres sont notamment existantes.

Par ailleurs le projet est situé dans une zone résidentielle avec des contraintes de circulation importantes (rues à sens unique, faibles largeurs, stationnement, etc.).

## 5.2 RAPPEL DU PROJET

Il est prévu la construction d'un immeuble résidentiel en R+3 avec attique sur deux niveaux de sous-sols partiels.

La structure sera de type poteaux/poutres béton armé et voiles béton armé.

Les terrassements du projet consisteront en l'aménagement de la plate-forme du niveau RDC à l'altitude +4.80 NGNC et à la réalisation de la fouille des niveaux de sous-sol.

Le projet prévoit la construction de murs de soutènement.

Il est situé dans une zone résidentielle avec des contraintes de circulation importantes pour le trafic de chantier. Des constructions et des ouvrages sont existantes en mitoyenneté du projet.

Le projet nécessitera :

- la déconstruction des constructions et ouvrages existants
- l'évacuation des éléments et ouvrages enterrés
- l'évacuation des arbres et plantes

Ces hypothèses devront être vérifiées lorsque le projet sera arrêté dans le cadre de l'étude géotechnique de conception G2-Phase Projet (PRO).

## 5.3 DÉCONSTRUCTION

Lors des travaux de déconstruction, on veillera à l'évacuation soignée notamment des débris, des éléments de construction, des fondations et ouvrages enterrés existants.

En mitoyenneté, un phasage des travaux devra être prévu avec confortement à l'avancement si besoin afin d'éviter tous risque d'influence sur les constructions et ouvrages situées en mitoyenneté du projet et dans la zone d'influence géotechnique.

On prendra en particuliers soin du mur de soutènement du lot 25 qui surplombe le terrain à construire et qui a visiblement déjà été conforté (donc déjà sinistré).

## 5.4 TERRASSEMENTS ET SOUTENEMENTS

### 5.4.1 Remblais

Le projet conduira à la mise en œuvre de remblais pour l'aménagement du niveau RDC et des jardins à la cote +4.80 NGNC. On retiendra que ces recommandations ne portent pas sur les remblais techniques des murs enterrés et des murs de soutènement.

Les hauteurs des remblais pourront atteindre 2.00 m le long de la limite du lot 93 et 1.40 m le long de la rue Legrand.

Dans tous les cas, la mise en œuvre des matériaux sera conforme aux conditions d'utilisation des matériaux en remblai ou en couche de forme, définies par le Guide Technique « Réalisation des remblais et des couches de forme », Fascicule II, du SETRA (Septembre 1992).

L'épaisseur de chacune des couches mises en œuvre ne dépassera pas les valeurs limites indiquées dans les recommandations GTR, en tenant compte de la classe de sol et du type d'engin de compactage utilisé.

A priori, il n'est pas prévu de construction ou d'ouvrage sur ces remblais.

Après nettoyage, décapage de la terre végétale et évacuation des gravats et éléments de déconstruction (fondations, fosses, réseaux, etc.), il pourra être prévu la mise en œuvre d'un matériau graveleux de qualité « remblais de masse » du type C1B4 à C1B5 de granulométrie continue, comportant un minimum de 12 % de fines avec un maximum de 35 %. Ce remblai étant prévu au voisinage du bâtiment, on retiendra de préférence un matériau présentant une VBS  $\leq 0.8$  et une dégradabilité faible DG  $< 5$ .

Le compactage sera réceptionné à l'aide d'essais à la plaque type LCPC normalisé (NF P 94-117-1) avec les objectifs suivants : module EV2  $\geq 50$  MPa avec un rapport EV2/EV1  $\leq 2$  (pour un matériau graveleux).

Compte tenu des faibles caractéristiques mécaniques de l'horizon H1, il devra être tenue compte des risques liés aux vibrations produites par les compacteurs sur les constructions, équipements sensibles éventuels et ouvrages existants en mitoyenneté et dans le voisinage proche du projet.

En première approximation, il pourra être considéré les niveaux de risques suivant d'après la note d'information n° 121 « Compactage des remblais et des couches de forme » du SETRA (mai 2009) :

- Bâti situé entre 0 et 10 m des travaux : risque important de gêne et de désordres sur les structures, ouvrages (fosses, caves, etc.) ou les réseaux enterrés (eau, téléphone, électricité, fibre optique, etc.). Une étude de vibration est recommandée avec un contrôle en phase travaux.
- Bâti entre 10 et 50 m des travaux : risque de gêne et de désordres sur les structures à considérer. Des mesures adaptées en phase travaux sont à prévoir.

- Bâti entre 50 et 150 m : risque de désordres réduit. Le risque de gêne demeure dépendant notamment de la durée du compactage et de l'activité des riverains notamment établissements hospitaliers ou d'enseignement.

#### 5.4.1.1 Pentes

Selon les plans fournis, les remblais seront rebutés en phase définitive soit par des murs de soutènement auto-sable soit par les murs de l'immeuble.

En phase provisoire, pour des remblais compactés et contrôlés, il pourra être prise en compte une pente de 1/1 (45°) associée à une gestion soignée des eaux tant en tête qu'en pied. Un bâchage pourra être prévu en cas d'intempéries ou de fortes pluies.

#### 5.4.1.2 Tassemements des remblais

La mise en œuvre des remblais induiront un tassemement des terrains et induiront des surcharges et des efforts sur les fondations et les parois des niveaux de sous-sol.

Par ailleurs, des risques d'influence sont à prévoir vis-à-vis des constructions et ouvrages mitoyens et avoisinants du projet.

L'étude des tassemements nécessiterait la réalisation d'essais en laboratoire à la boîte œdométrique. Ces essais pourront être prévus dans le cadre d'une mission G2 AVP complémentaire ou en de la mission G2 PRO. Ces essais ne permettront pas ailleurs de déterminer les vitesses de consolidation Cv pour l'étude des durées de consolidation.

A ce stade, en première approche, une évaluation des tassemements a été réalisée par utilisation des modules pressiométriques mesurés.

Les tassemements de consolidation des sols affecteront les horizons rocheux H1.

On peut estimer le tassemement total induit par la mise en place du remblai par la relation suivante :

$$s = \sum \frac{\alpha_i \cdot H_i}{E_{Mi}} \cdot p$$

Avec :

$\alpha_i$  : coefficient rhéologique de la couche i

$H_i$  : Épaisseur de la couche i

$E_{Mi}$  : Module pressiométrique de la couche i

P : pression verticale des remblais

On retiendra qu'il n'a pas été pris en compte ici le poids des murs de soutènement supposés fondés superficiellement sur le terrain actuel.

Il a été considéré une masse volumique des remblais compactés  $\gamma$  de 20 kN/m<sup>3</sup>.

Les hauteurs des remblais pourront atteindre 2.00 m le long de la limite du lot 93 et 1.40 m le long de la rue Legrand. Les pressions verticales induites par les remblais seront de l'ordre de 28 kPa à 40 kPa.

Il est supposé que le remblai sera mis en œuvre selon les recommandations du GTR et réceptionné par des essais à la plaque. A ce stade, il n'a pas été considéré de tassement dans les remblais.

Les horizons rocheux H3 sont considérés comme incompressibles.

On a ainsi les tassements estimés suivants (pour le schéma lithologique et mécanique ci-dessus) :

	SP1				
	$\alpha$	P kPa	EM kPa	H cm	s cm
H1	0.67	28	5900	945	3.0
H2	0.67	28	25900	255	0.2
H3	0.5	28	41600	2000	/

W total	3.2
---------	-----

	SP2				
	$\alpha$	P kPa	EM kPa	H cm	s cm
H1	0.67	28	5100	950	3.5
H2	0.67	28	28300	300	0.2
H3	0.5	28	104000	2000	/

W total	3.7
---------	-----

Tableau 15 : Tassements totaux estimés pour une hauteur de remblais de 1.40 m

SP1					
	$\alpha$	P kPa	EM kPa	H cm	s cm
H1	0.67	40	5900	945	4.3
H2	0.67	40	25900	255	0.3
H3	0.5	40	41600	2000	/

	W total	4.6
--	---------	-----

SP2					
	$\alpha$	P kPa	EM kPa	H cm	s cm
H1	0.67	40	5100	950	5.0
H2	0.67	40	28300	300	0.3
H3	0.5	40	104000	2000	/

	W total	5.3
--	---------	-----

Tableau 16 : Tassements totaux estimés pour une hauteur de remblais de 2.00 m

Épaisseur remblais	1.40 m	2.00 m
Modélisation suivant SP1	3.2 cm	4.5 cm
Modélisation suivant SP2	3.7 cm	5.3 cm

Tableau 17 : Synthèse des tassements totaux estimés suivant la hauteur des remblais

Ces valeurs des tassements devront être intégrées au phasage des travaux. Il est vivement recommandé de mettre en place les remblais en début de chantier pour bénéficier de la consolidation des terrains avant les travaux de construction et limiter ainsi l'impact des tassements sur les ouvrages.

Les investigations réalisées ne permettent pas de déterminer la durée des consolidations. Des essais complémentaires seront nécessaires pour déterminer l'état de pré-consolidation des terrains et les vitesses de consolidation verticales. Ces essais pourront être prévus dans le cadre de missions G2PRO ou G3-Etudes de l'entreprise.

Les risques d'influence de ces tassements sur les avoisinants devront par ailleurs être évalués.

#### 5.4.2 Fouille des niveaux de sous-sol

Les terrassements nécessaires à l'exécution du niveau du sous-sol dont l'arase se situera au voisinage de la cote -0.75 NGNC auront une hauteur pouvant atteindre 4.25 m à 4.45 m, en fonction de la cote du terrain actuel (+3.50 à +3.70 NGNC environ sur l'emprise des sous-sols partiels) et pour une hypothèse de dalle de 0.20 m d'épaisseur (-0.55 + 0.20 m = -0.75 NGNC).

Les terrassements croiseront le niveau de la nappe, dont le niveau retenu pour le projet est à +0.70 NGNC, soit 1.45 m de hauteur d'eau à rabattre par rapport au fond de fouille à -0.75 NGNC.

**Il sera donc nécessaire de prévoir la réalisation des terrassements de la fouille à l'abri de soutènements type parois étanches.** Le rabattement sera réalisé à partir de puits de pompage à l'intérieur (ou éventuellement à l'extérieur côté parkings de la clinique par exemple), de l'enceinte réalisée en parois de soutènement étanche.

Pour cette solution, on vérifiera les conditions de non-soulèvement du fond de fouille.

Pour un niveau d'eau retenu pour le projet de +0.70 NGNC et un niveau du fond de fouille au voisinage de -0.75 NGNC, la pression hydrostatique estimée sera de l'ordre de -14.5 kPa.

Les pompages devront être modérés et contrôlés pour éviter l'entrainement des particules fines (tranchées et puits de décharge avec pompes immergées munies de crépines et chaussettes géotextiles, utilisation de pointes filtrantes, ...).

Les entreprises retenues pour la réalisation des travaux devront statuer sur la nature du dispositif qui leur paraît le plus adapté au contexte, sur la base des caractéristiques de terrains décrites dans le cadre des études géotechniques G2-AVP, et de leur expérience.

Les études de phase EXE du lot pompage devront comprendre une modélisation hydraulique permettant de justifier le nombre et la profondeur des puits de pompage (rayon d'action, cône de rabattement, stabilité des fonds de fouilles, gradients hydrauliques, ...).

La solution de rabattement sera à confirmer en fonction d'une étude hydrogéologique précise (essai de pompage, étude NPHE, calcul de débit de fond de fouille, étude de faisabilité de la solution de rabattement par pointe filtrante) et d'un suivi piézométrique permettant de statuer sur sa faisabilité, en phase G2 AVP complémentaire ou G2 PRO.

A ce stade, nous conseillons que les terrassements soient réalisés en période climatique favorable pour limiter les sujétions par rapport à l'eau.

En cas d'intempéries durant les travaux de terrassement, le fond de fouille devra être efficacement protégé, notamment pour la circulation des engins.

A la reprise des travaux, les matériaux saturés ou déstructurés seront purgés. Les terrassements en déblais pourront être effectués avec des engins classiques à godet. On prévoira néanmoins l'emploi d'une pelle hydraulique de bonne puissance pour extraire les éventuels blocs au sein des remblais (horizon H1), les éventuels éléments de construction subsistants et les racines des arbres.

La purge des vestiges de fondations en béton, notamment l'infrastructure des bâtiments existant à démolir, et les blocs au sein des remblais pourra nécessiter l'utilisation de moyens désagrégateurs (BRH par exemple...).

#### 5.4.3 Parois étanche

La réalisation des sous-sols nécessitera la mise en œuvre d'une paroi étanche associée à un rabattement de la nappe :

- La **solution parois moulés ou parois en palplanches** consistera à descendre la paroi jusqu'à un niveau porteur et suffisamment imperméable pour constituer une jupe d'étanchéité permettant d'isoler la fouille de la nappe d'eau. Cette solution permettrait de limiter les débits d'exhaure et d'assurer une certaine qualité aux eaux pompées (diminution de la charge des particules en suspension).
- La **solution parois moscovite ou parois berlinoise** consistera à arrêter la paroi au niveau R-2 du projet. Les pieux de fondation seront prolongés jusqu'aux horizons H2+H3. Les débits d'exhaure seront ici plus importants que pour la solution parois moulés. Par ailleurs, il devra être tenu compte des risques de renard.

Dans le cas où l'entreprise proposerait une **parois type pieux sécants**, il sera nécessaire de prévoir :

- des liernes et des solutions d'ancrage par tirants ou de butonnage (fouille sur 2 niveaux de sous-sol)
- d'étanchéifier la parois
- les risques de renard éventuels.

Dans des conditions similaires, la déformation horizontale d'une parois en pieux sera plus faible que celle d'une paroi en palplanches ou d'une parois type berlinoise compte tenu de la rigidité des pieux.

Les parois ci-dessus fonctionnent de la même manière, comme une console verticale, ancrées à leurs bases. Les parois moulés, moscovite et pieux sécants peuvent par ailleurs être utilisées comme élément porteur du futur bâtiment, à condition qu'elles aient été dimensionnées de la sorte.

La réalisation des travaux devra par ailleurs tenir compte :

- Des contraintes du site (zone résidentielle, étroitesse des rues, voies en sens unique, etc.)
- Des risques d'influence (tassements) sur les constructions et ouvrages enterrés environnants lors et suite à l'exécution (décompression du sol, poids des machines, etc.)
- Des possibilités de rejet des eaux d'exhaure du pompage de la fouille (charge en particules en suspension, capacité des réseaux d'assainissement municipal existants, etc.)
- Des risques d'entraînement de fines (renard) notamment au sein de l'horizon H1 lors du pompage pouvant déstabiliser les constructions et ouvrages existants en mitoyenneté et dans le voisinage du projet (modifications des équilibres de portance).
- L'impact des vibrations engendrées par la mise en place de la parois berlinoise ou des palplanches. Cet impact peut être rédhibitoire pour ces solutions techniques nécessitant des fichages et des battages.

La stabilité de la paroi aux poussées des terrains et hydrostatiques devra être abordée avec le BET structure.

En première approche, il peut être retenu l'un des systèmes constructifs suivant :

- Soit un butonnage de type métallique entre les parois en vis-à-vis ou prenant appui sur des parois (ou pieux ou barrettes) intermédiaires préalablement coulés
- Soit la mise en place à l'avancement du terrassement en déblai des poutres des futurs planchers (butons définitifs)
- Soit une solution de reprise des efforts horizontaux dans la paroi par des tirants inclinés et scellés dans le terrain ou tréfonds mitoyens à l'extérieur du périmètre de la fouille. Cette solution sera difficile à mettre en œuvre hormis du côté des parkings de l'ancienne clinique.

A ce stade, il a été considéré que l'obtention d'une paroi étanche auto stable, sans butons cylindriques ou tirants, ne sera a priori pas envisageable ici compte tenu des poussées hydrostatiques.

Dans le cas de butons, ces derniers seront maintenus en place jusqu'au coulage et à la prise des planchers.

A titre indicatif, en première approche, pour le dimensionnement des parois, il pourra être retenu les hypothèses suivantes. Elles pourront être optimisées dans le cadre d'une étude spécifique.

Sol	$\gamma$ (kN/m³)	Cuu (kPa)	$\phi_{uu}$ (degré)	C' (kPa)	$\phi'$ (degré)
Horizon H1 : remblais, argiles plastiques et argiles graveleuses	20	10	0	5	20
Horizon H2 : Grave argileuse et isaltérites	19	5	25	0	28
Horizon H3 : Roche altérée	21	10	40	10	40

Tableau 18 : Caractéristiques approximatives des sols

On notera cependant que ces caractéristiques n'ont pas été mesurées par des essais spécifiques mais correspondent aux valeurs généralement admises dans ces matériaux en corrélation avec les résultats pressiométriques.

Les caractéristiques de sols nécessaires au dimensionnement des parois (poids volumique des sols, cohésion et angle de frottement interne à court et long terme) pourront être optimisées au stade des missions G2 AVP complémentaire ou G2 PRO au moyen de sondages carottés et d'essais en laboratoire.

Le phasage des travaux et la conception de la paroi étanche devra tenir compte des remblais du projet (de 0.00 m à 1.40/2.00 m d'épaisseur) tant au niveau des surcharges et efforts induits que du phasage des travaux (vibrations liées au compactage). La mise en œuvre préalable des remblais avant la réalisation de la paroi étanche est recommandée.

Concernant les soutènements définitifs du R-2 et de son étanchéité ou de son radier drainant (selon choix du promoteur), il est conseillé de considérer à ce stade et sous réserve des résultats de l'étude NPHE, un niveau de nappe à +0.70 NGNC + 0.50 m = +1.20 NGNC pour les remontées d'éventuel cuvelage (suivant le DTU 14.1).

La supervision d'exécution de cette paroi devra être menée par un géotechnicien dans le cadre d'une mission G4 conformément à la norme NF P94-500 de novembre 2013.

Le suivi comportemental et d'interaction «ouvrage-sol et avoisinants» par inclinométrie et par relevés topographiques de cibles en X-Y-Z pourra être prévu afin de suivre les valeurs de déplacement mesurées et de les comparés aux valeurs seuils retenues pour le projet.

Nota : Lors des terrassements, tout ouvrage (piézomètre, tube PVC,...) rencontré et non rebouché, devra immédiatement être injecté à l'aide d'un coulis avant que les terrassements ne dépassent la cote de +0.70 NGNC (niveau de la nappe d'eau prise en compte pour le projet) afin d'éviter toute remontée dans la fouille par ces ouvrages.

#### 5.4.4 Soutènements périphériques

Cette partie porte sur les murs et soutènements prévus en périphérie du terrain et ne porte pas sur la fouille des sous-sols.

Ils sont prévus dans le cadre du projet pour rebuter les remblais du niveau RDC (+4.80 NGNC). Des soutènements seront également à prévoir au niveau des mitoyennetés où des terrassements en déblais seront réalisés notamment :

- Côté rue Faure, avec des cotes du terrain de +5.60 NGNC à 6.00 NGNC environ pour une cote RDC/jardins de +4.80 NGNC
- Au niveau de la rampe béton de la rue Faure (en limite du lot 25), avec des cotes du terrain de +3.63 NGNC à +8.39 NGNC environ pour une cote RDC/jardins de +4.80 NGNC
- Au niveau des parkings de l'ancienne clinique et des ouvrages en limite des lots 25 et 206, des cotes du terrain de +3.50 NGNC à +7.41 NGNC environ, pour une cote RDC/jardins de +4.80 NGNC.

Le terrain sur lequel est prévu le projet présente des constructions avoisinantes et des voiries. Dans tous les cas la méthodologie mise en œuvre devra tenir compte des avoisinants (attention aux vibrations, ne pas créer d'affouillement ou de tassement par affluence sous fondations des ouvrages et mitoyens, semelles déportées, soutènement...).

Il conviendra de maintenir les terrains superficiels par un blindage si nécessaire.

Pour un niveau de nappe à +0.70 NGNC, cette dernière ne sera pas recoupée par les terrassements de réglage du niveau RDC.

Compte-tenu des emprises disponibles et du projet, des solutions de talutage ne pourront a priori pas être mis en œuvre.

Ceci conduit à envisager :

- Pour de faibles hauteurs (< 2.00 m), une solution de voile contre terre (en quinconce) butonné réalisé par passes alternées. Pour la solution de voiles par passes alternées, la dimension des passes, l'angle d'inclinaison, les dimensions de semelles d'assise, la

géométrie des banquettes..., devront être précisément justifiée dans les phases provisoires et définitives préalablement au début des travaux. Une attention particulière devra être apportée à l'implantation des semelles des butons. En effet, les semelles inclinées (ou massifs) ne devront pas affecter l'assise des fondations définitives de l'ouvrage. L'impact des semelles inclinées en fond de fouille devra être étudié pour minimiser l'interaction avec les fondations définitives de l'ouvrage (phase G2 AVP complémentaire ou G2 PRO).

- Pour des hauteurs de 2.00 m et plus, des solutions de confortements provisoires de type parois micro-berlinoise sont à envisager.

En présence de mitoyens, une étude spécifique devra être réalisée afin de vérifier la validité de la solution de soutènement par voiles par passes alternées (en quinconce).

Par ailleurs, en prenant en compte une cote de +4.80 NGNC (cote du niveau RDC), des reprises en sous-œuvre des constructions ou des ouvrages situés en limite de terrain pourront s'avérer nécessaires (mur existant le long en limite du lot 25 notamment). Des études complémentaires sont à prévoir dans les zones où des terrassements et des murs de soutènement sont prévus en mitoyenneté de constructions ou d'ouvrages existants.

Le mode de soutènement le plus adapté au projet devra être étudié en phase G2 AVP complémentaire ou G2 PRO. Il devra être conçu notamment en fonction de :

- La poussée des terres
- La poussée hydrostatique
- Les sollicitations des ouvrages voisins (voirie, bâtiment etc.).

Les murs auto-stables des remblais du niveau RDC devront de même être étudiés dans le cadre d'une étude G2AVP complémentaire ou G2PRO.

Le mode de fondation de ces murs sera fonction :

- De la contrainte admissible du sol
- Des risques d'influence sur les constructions et ouvrages existants sur les lots mitoyens.

Ces murs étant destinés à rebuter les remblais du projet, en première approche, on pourra prendre en compte les caractéristiques suivantes pour les remblais arrière :

- Masse volumique  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne  $\phi' = 30^\circ$
- Cohésion  $C' = 0 \text{ kPa}$

Le drainage arrière des murs sera réalisé sur toute leur hauteur à l'aide :

- Soit d'un massif granulaire drainant + géotextile + collecteur-drain de pied + exutoire adapté
- Soit d'un complexe drainant type ENKADRAIN® + géotextile + collecteur-drain de pied + exutoire adapté.

#### 5.4.5 Réutilisation des matériaux

Les matériaux de déblais seront essentiellement constitués essentiellement par des argiles sensibles à l'eau.

Ces matériaux ne peuvent faire l'objet d'un réemploi en remblai même en remblai de masse.

Il sera prévu leur évacuation vers un centre de stockage agréé.

#### 5.4.6 Traficabilité en phase chantier

##### 5.4.6.1 Sur le terrain actuel

Les travaux de déconstruction et de préparation de la plate-forme conduiront à une arase plate-forme constituée essentiellement par des argiles graveleuses et plastiques. Selon les données du sous-sol de GINGER LBTP NC, les argiles de l'horizon H1 du site présentent une grande sensibilité à l'eau et aux variations volumétriques. Leur plasticité et leur caractère collant pourront rapidement rendre le chantier impraticable même pour de faibles précipitations.

Le séchage de la plate-forme après les pluies pourra de même nécessiter plusieurs jours après les pluies.

Les résistances de pointe mesurées dans cet horizon H1 sont globalement très faibles ( $qd < 3$  MPa) à faibles ( $qd < 5$  MPa). Il pourra présenter des défauts de portance notamment en cas de saturation voire des risques de poinçonnement sous les patins de calage des grues, des nacelles ou des pelles mécaniques.

Au vu des résistances de pointe, après ouverture des fonds de décaissement, en cas d'orniérage important ou pour des modules  $EV2 < 20$  MPa, il sera prévu soit la mise en œuvre d'un géotextile soit des purges complémentaires et la mise en œuvre d'un clouage en matériau granulaire pierreux sur une épaisseur suffisante pour permettre le travail des engins. Dans le cas d'utilisation d'un géotextile, la résistance à la rupture de ce dernier sera au minimum de 20 kN/m et le D des matériaux de substitution sera limité à 80 mm.

La PST sera terrassée avec des formes de pente de 2 % permettant la collecte des eaux de ruissellement vers un exutoire contrôlé et adapté.

Nous préconisons la réalisation des terrassements en situation météo favorable. En cas de météo défavorable, compte tenu de la sensibilité des sols supports à l'eau, nous préconisons l'arrêt du chantier.

##### 5.4.6.2 En fond de fouille des sous-sols

En SD1-PZ1, les niveaux d'eau mesurés ont varié entre +0.55 NGNC et +0.60 NGNC, soit des hauteurs d'eau par rapport au fond de fouille de l'ordre de 1.10 m à 1.15 m.

D'après les résultats des sondages pressiométriques SP1 et SP2, les terrains en fond de fouille seront constitués par des argiles graveleuses marron beige et des argiles marron rouge (horizon H1), de faibles caractéristiques mécaniques. Aussi la portance des sols en fond de fouille sera faible à quasi-nulle.

Afin d'obtenir de bonnes conditions de traficabilité en phase chantier, il sera nécessaire :

- De rabattre la nappe à l'intérieur de la paroi, au minimum 1.00 m sous le niveau du fond de fouille. Le rabattement pourra être réalisé par des tranchées ou des puisards équipés de pompes.
- De mettre en œuvre une couche de forme (clouage) en matériaux granulaire d'empierrement insensible à l'eau de 0.50 m d'épaisseur minimum avec ou sans géotextile anti-contaminant.

Dans le cas de mise en œuvre d'une couche drainante (ballast) sous la dalle du niveau R-2, cette dernière sera réalisée au-dessus de la couche de clouage afin d'éviter sa pollution et le maintien de ses propriétés de drainage.

Il est prévu la réalisation de la paroi étanche avant le terrassement total de la fouille. Il sera ainsi prévu dans la conception du projet des sujétions d'exécution tant pour le choix des engins mis en œuvre que du phasage des travaux et de la technique (continuité du géotextile anticontaminant du lit drainant/pieux, etc.).

#### 5.4.7 Drainage en phase chantier

Les dispositions spécifiques prévisibles seront adaptées au cas par cas pour assurer la mise à sec de la plate-forme de travail à tout moment. Toutes les eaux de ruissellement devront être collectées en périphérie de la plate-forme de travail.

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

En phase travaux, toutes les dispositions devront être prises afin d'éviter la stagnation des eaux de pluie et d'évacuer les éventuelles circulations d'eau d'infiltration ; l'ensemble des drainages devra être raccordé à une évacuation contrôlée, hors de l'emprise du chantier (pompes de relevage pour les niveaux situés sous les cotes des rues). Les autorisations de rejet de ces débits d'exhaure devront être demandées à la Ville de Nouméa (qualité des eaux et débit autorisé). Il pourra être prévu des fosses tampon destinées à réguler les débits d'exhaure tant en phase chantier que définitive.

Compte tenu de la sensibilité à l'eau des sols de l'arase, les travaux devront être interrompus en période pluvieuse.

D'une manière générale, les sols qui seront trouvés à l'arase décaissement peuvent, en fonction de leur finesse, devenir thixotropes selon leur état hydrique au moment du chantier ; l'utilisation de la vibration dans le compactage du fond de forme et de la couche de forme est donc à éviter si la teneur en eau du sol support est élevée.

## 5.5 NIVEAU BAS

### 5.5.1 Parties de la résidence sans sous-sol

Compte tenu de la nature argileuse des terrains trouvés sur les premiers mètres du sol et afin d'éviter des reports de charges parasites sur les pieux, on retiendra pour les niveaux bas (RDC), la réalisation de planchers portés par les fondations.

La nécessité d'un vide sanitaire sous plancher devra être étudiée dans le cadre des études géotechniques de projet par la réalisation d'essais de laboratoire sur les argiles du site. Les données du sous-sol de GINGER LBTP NC dans ce quartier de la baie des citrons indiquent la présence d'argiles sensibles aux variations volumétriques.

### 5.5.2 Parties de la résidence sur sous-sols

Le niveau bas du RDC sera conçu en planchers portés par les fondations du bâtiment.

La dalle du niveau R-2 et la structure devront être dimensionnées pour reprendre les souspressions hydrostatiques. Afin de reprendre les efforts ascendants en phases provisoires et définitives, il pourra être nécessaire de faire travailler les pieux et barrettes en traction.

Compte tenu du niveau de la nappe d'eau, on prévoira à ce stade un cuvelage étanche sous forme de radier pour le niveau bas. Pour le cuvelage, on se référera au DTU 14.1 (NF P11-221-1) et aux normes NF P18-011 et NF EN206-1.

Il est aussi possible de prévoir un radier drainant avec pompage permanent en phase exploitation. Cette possibilité devra être étudié d'un point de vue faisabilité (estimation du débit en fonction du type de parois étanche périphérique) et par caractérisation de la perméabilité des terrains (étude G2 PRO).

Si cette solution est retenue, le plancher bas devra être conçu pour reprendre les poussées des 1.20 m d'eau et comporter des cheminées d'évacuation des souspressions qui submergeront les sous-sols en cas de panne des pompes.

Sous le radier, un lit drainant sera interposé. Ce lit drainant pourra être constitué par un ballast type 10/20 mm sélectionné et dont l'altérabilité aura été vérifiée. Il permettra l'homogénéisation des souspressions sous la dalle et le rabattement de la nappe au niveau des sous-sols. En première approche, il sera prévu un tapis drainant de 0.50 m d'épaisseur minimum emballé dans un géotextile anti-contaminant.

Un pompage sera prévu pour permettre le rabattement de la nappe pour des niveaux d'eau supérieurs au niveau de la dalle R-2. Ce pompage sera réalisé à partir de puisards disposés autour du niveau R-2 et soigneusement raccordés au lit drainant.

Ces dispositions seront à préciser dans la cadre de l'étude G2PRO.

## 5.6 PRE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX DE FONDATION

Compte tenu des caractéristiques des terrains et de la profondeur des horizons porteurs, il a été retenu une solution de fondation profonde sur pieux pour la construction et les sous-sols.

Le pré dimensionnement des pieux forés béton à la tarière creuse avec enregistrement des paramètres de forage a été réalisé selon le DTU 13.2-*fondations profondes* en prenant en compte les hypothèses suivantes :

- Anchorage dans l'horizon H2 de grave argileuse et d'isaltérites
- SP1 : PI\* = 3.92 MPa et de module EM = 25.9 MPa, EM/pl\* = 6.6,  $\alpha$  = 0.67, kp = 1.6, refus dynamique
- SP2 : PI\* = 4.70 MPa et de module EM = 28.3 MPa, EM/pl\* = 6.0,  $\alpha$  = 0.667, kp = 1.6, refus dynamique
- modélisations des terrains suivant les tableaux ci-dessous.

SP1						
Horizon	Nature des terrains	Prof. (m/TA)	Cotes NGNC	Résistances de pointe qd MPa	Caractéristiques pressiométriques	Commentaire
H1	Argile graveleuse et argile plastique	0.00-9.45	+3.50 / -5.95	< 5	PI* = 0.44 MPa	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Présence de remblais</li> <li>• Intercalation de sable vasard (SD1)</li> </ul>
					EM = 5.9 MPa	
					$\alpha$ = 0.67	
H2	Grave argileuse et isaltérites	9.45-12.00	-5.95 / -8.50	5 < < 10 > 10 refus	PI* = 3.92 MPa EM = 25.9 MPa $\alpha$ = 0.67	
H3	Roche altérée	Au-delà de 12.00	Au-delà de -8.50	/	PI* = 4.80 MPa	
					EM = 41.6 MPa	
					$\alpha$ = 0.50	

SP2						
Horizon	Nature des terrains	Prof. (m/TA)	Cotes NGNC	Résistances de pointe qd MPa	Caractéristiques pressiométriques	Commentaire
H1	Argile graveleuse et argile plastique	0.00-9.50	+3.90 / -5.60	< 5	PI* = 0.79 MPa	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Présence de remblais</li> <li>• Intercalation de sable vasard (SD1)</li> </ul>
					EM = 5.1 MPa	
					$\alpha$ = 0.67	
H2	Grave argileuse et isaltérites	9.50-12.50	-5.60 / -8.60	5 < < 10 > 10 refus	PI* = 4.70 MPa EM = 28.3 MPa $\alpha$ = 0.67	
H3	Roche altérée	Au-delà de 12.50	Au-delà de -8.60	/	PI* = 4.90 MPa	
					EM = 104.0 MPa	
					$\alpha$ = 0.50	

Tableau 19 : Modélisations pressiométriques pour le calcul de pieux

Les calculs ont été réalisés :

- pour des pieux forés béton réalisés à la tarière creuse avec enregistrement des paramètres de forage pour des diamètres de 0.60 m à 0.80 m ; Cependant, il reviendra à l'entreprise de choisir la méthode de mise en œuvre des pieux la plus appropriée afin d'atteindre les ancrages nécessaires
- ancrage à partir de l'horizon H2 de grave argileuse et dans l'horizon H3 de roche altérée
- pour une contrainte maximale dans le béton de 5 MPa aux ELS.

Les frottements latéraux ont été neutralisés sur toute l'épaisseur de l'horizon H1.

Les tableaux de calculs automatiques établis en application du DTU 13.2 sont fournis en annexe.

Pour une optimisation des calculs de sections de pieux à 5 MPa aux ELS (contrainte maximum dans le béton prise en compte dans le cadre de cette étude G2AVP), les fiches obtenues, au droit des sondages SP1 et SP2 sont consignées dans les tableaux ci-après.

SP1 (Altitude TA = 3.50 NGNC)						
Diamètre (m)	Fiche totale Prof.base pieu		Ancrage dans H2 (m)	Ancrage dans H3 (m)	Qmax (ELS)	qmax (ELS) béton
	m/TA	NGNC				
0.60	13.00	-9.50	2.55	1.00	1414	5
0.70	13.50	-10.00	2.55	1.50	1924	5
0.80	13.75	-10.25	2.55	1.75	2513	5

SP2 (Altitude TA = 3.90 NGNC)						
Diamètre (m)	Fiche totale Prof.base pieu		Ancrage dans H2 (m)	Ancrage dans H3 (m)	Qmax (ELS)	qmax (ELS) béton
	m/TA	NGNC				
0.60	13.25	-9.35	3.00	0.75	1414	5
0.70	13.75	-9.85	3.00	1.25	1924	5
0.80	14.00	-10.10	3.00	1.50	2513	5

Tableau 20 : Fiches des pieux pour qmax béton = 5 MPa au droit de SPI et SP2 en m/TA

Ces fiches ont été calculées par rapport au terrain existant lors de notre intervention. Elles devront être corrigées en fonction :

- des terrassements prévus et des remblais projetés
- et adaptées en fonction des descentes et sollicitations du projet définitif

On retiendra que les fiches données sont des valeurs moyennes au droit des sondages pressiométriques SP1 et SP2 réalisés et correspondent à des descentes de charge verticales et centrées.

Elles ne prennent pas en compte les éventuels frottements négatifs induits par le tassement des terrains sous les remblais du projet au niveau RDC à +4.80 NGNC (en fonction du phasage des travaux).

L'extrapolation sur l'emprise du projet sera effectuée avec prudence, en conservant toujours les ancrages minimaux fournis.

A titre informatif, une estimation des fiches des pieux au droit du sondage SD1-PZ1, SC1-PZ2 et des essais au pénétromètre dynamique lourd est fournie dans le tableau ci-dessous.

Au droit des essais au pénétromètre dynamique, il a été pris en compte, à ce stade, les ancrages calculés au droit de SP2 réalisés à partir des refus dynamiques.

Nom	Altitude TA NGNC	Hauteur neutralisée (m)	Profondeur toit H2 (m/TA)		Profondeur toit H3 (m/TA)		Fiche pieux (Profondeur base pieux)					
			m/TA	NGNC	m/TA	NGNC	ϕ 0.60 m		ϕ 0.70 m		ϕ 0.80 m	
							m/TA	NGNC	m/TA	NGNC	m/TA	NGNC
SD1-PZ1	+2.90	10.50	10.50	-7.60	14.00	-11.10	14.75	-11.85	15.00	-12.10	15.50	-12.60
SC1-PZ2	+4.80	3.60	3.60	+1.20	7.80	-3.00	8.25	-3.45	8.50	-3.70	9.00	-4.20

Nom	Altitude TA NGNC	Prof. Refus dynamique		Fiche pieux (Profondeur base pieux)					
				ϕ 0.60 m		ϕ 0.70 m		ϕ 0.80 m	
		m/TA	NGNC	m/TA	NGNC	m/TA	NGNC	m/TA	NGNC
EP1	+4.80	5.80	-1.00	9.55	-4.75	10.05	-5.25	10.30	-5.50
EP2	+4.00	9.80	-5.80	13.55	-9.55	14.05	-10.05	14.30	-10.30
EP3	+3.75	6.60	-2.85	10.35	-6.60	10.85	-7.10	11.10	-7.35
EP4	+8.00	6.10	+1.90	9.85	-1.85	10.35	-2.35	10.60	-2.60
EP5	+3.70	Faux refus							
EP6	+3.60	15.10	-11.50	18.85	-15.25	19.35	-15.75	19.60	-16.00
EP7	+3.70	15.20	-11.50	18.95	-15.25	19.45	-15.75	19.70	-16.00
EP8	+3.80	11.80	-8.00	15.55	-11.75	16.05	-12.25	16.30	-12.50
EP9	+3.60	12.00	-8.40	15.75	-12.15	16.25	-12.65	16.50	-12.90

Tableau 21 : Estimation des fiches au droit des essais SC1, SD1 et des essais au pénétromètre dynamique

On rappellera que selon le DTU 13.2, les fiches des pieux doivent être au minimum de 3.00 m.

Il est rappelé que les résultats fournis ne sont donnés qu'à titre d'exemple de pré dimensionnement et qu'une note de calcul détaillée devra être établie au stade PROJET en fonction de ce dernier et des caractéristiques réelles des pieux retenus.

Pour les ancrages ci-dessus dans les horizons H2+H3, on peut estimer que les tassements seront inférieurs à 0.01 fois le diamètre des pieux. Ces tassements devront être validés au stade G2 PRO en fonction des descentes de charges.

## 5.7 REPRISE DES EFFORTS HORIZONTAUX

Les sollicitations et les efforts horizontaux au niveau des niveaux enterrés R-1 et R-2 seront repris soit par les pieux soit par la dalle radier du niveau R-2 soit par la poutraison travaillant en butons définitifs. Une étude des déplacements horizontaux en tête de pieu ainsi que des moments maximaux engendrés devra être menée.

Les notes de calcul des pieux fournis en annexe fournissent les paramètres géotechniques de calculs nécessaires à cette étude (coefficients de réactions horizontales en fonction des profondeurs et des diamètres : module linéaires Kf). Ces valeurs pourront être reprises par le BET structure pour la vérification de la reprise des efforts et des moments.

Les modélisations des terrains prises en compte sont les suivantes :

SP1				
Horizon	Pf (MPa)	PI (MPa)	EM (MPa)	$\alpha$
H1 argiles graveleuses	0.22	0.44	5.9	0.67
H2 Grave argileuse	1.97	3.92	25.9	0.67
H3 Roche altérée	2.40	4.80	41.6	0.5

SP2				
Horizon	Pf (MPa)	PI (MPa)	EM (MPa)	$\alpha$
H1 argiles graveleuses	0.40	0.79	5.1	0.67
H2 Grave argileuse	2.35	4.70	28.3	0.67
H3 Roche altérée	2.45	4.90	104.0	0.5

Figure 11 : Modélisations pressiométriques

Pour les pieux de B = 0.60 m, on a ainsi :

SP1				
Horizon	$rf = Pf \times B$ (MN/m)	Module linéique		
		Sollicitations de courte durée	Sollicitations de longue durée	
		kf (MPa)	kf/2 (MPa)	
H1 argiles graveleuses	0.13	21.9	11.0	
H2 Grave argileuse	1.18	96.2	48.1	
H3 Roche altérée	1.44	186.9	93.5	

SP2				
Horizon	$rf = Pf \times B$ (MN/m)	Module linéique		
		Sollicitations de courte durée	Sollicitations de longue durée	
		kf (MPa)	kft (MPa)	
H1 argiles graveleuses	0.24	18.9	9.5	
H2 Grave argileuse	1.41	105.1	52.5	
H3 Roche altérée	1.47	467.3	233.7	

Tableau 22 : Modules linéiques kf et paliers rf évalués pour des pieux de  $\phi 0.60 m$

Pour les pieux de  $B = 0.70 \text{ m}$ , on a ainsi :

Horizon	$rf = Pf \times B$ (MN/m)	Module linéique	
		Sollicitations de courte durée	Sollicitations de longue durée
		$k_f$ (MPa)	$k_f/2$ (MPa)
H1 argiles graveleuses	0.15	22.8	11.4
H2 Grave argileuse	1.37	100.1	50.1
H3 Roche altérée	1.68	198.9	99.5

Horizon	$rf = Pf \times B$ (MN/m)	Module linéique	
		Sollicitations de courte durée	Sollicitations de longue durée
		$k_f$ (MPa)	$k_{f,t}$ (MPa)
H1 argiles graveleuses	0.28	19.7	9.9
H2 Grave argileuse	1.65	109.4	54.7
H3 Roche altérée	1.72	497.3	248.7

Tableau 23 : Modules linéiques  $k_f$  et paliers  $rf$  évalués pour des pieux de  $\phi 0.70 \text{ m}$

Pour les pieux de  $B = 0.80 \text{ m}$ , on a ainsi :

Horizon	$rf = Pf \times B$ (MN/m)	Module linéique	
		Sollicitations de courte durée	Sollicitations de longue durée
		$k_f$ (MPa)	$k_f/2$ (MPa)
H1 argiles graveleuses	0.18	23.6	11.8
H2 Grave argileuse	1.57	103.6	51.8
H3 Roche altérée	1.92	209.8	104.9

Horizon	$rf = Pf \times B$ (MN/m)	Module linéique	
		Sollicitations de courte durée	Sollicitations de longue durée
		$k_f$ (MPa)	$k_{f,t}$ (MPa)
H1 argiles graveleuses	0.32	20.4	10.2
H2 Grave argileuse	1.88	113.2	56.6
H3 Roche altérée	1.96	524.4	262.2

Tableau 24 : Modules linéiques  $k_f$  et paliers  $rf$  évalués pour des pieux de  $\phi 0.80 \text{ m}$

Remarques :

- Les modules kf évaluées ci-dessus sont des modules linéaires. Le module surfacique kf sera évalué par la relation module linéique kf / B
- A l'approche de la surface du terrain, le module linéique du sol doit être minoré. Pour un sol cohérent frottant en tête, le module linéique doit être affecté jusqu'à une profondeur z égale à  $z_c = 2B$  d'un coefficient égal à  $0.5 \times (1+z/z_c)$ . La réaction frontale en tête sera limitée à  $0.7 \times r_f$  dans ces terrains.

En phase chantier, les charges agissant sur les voiles seront constituées par :

- La poussée des terres
- Les surcharges au niveau du terrain sollicitant le voile (ici cas des remblais du niveau RDC notamment)
- La poussée hydrostatique (suivant le rabattement réalisé)

Compte tenu des caractéristiques des terrains et de la présence d'une nappe d'eau, la parois étanche ne sera a priori pas auto-stable et il sera nécessaire d'assurer sa stabilité provisoire jusqu'au reblocage définitif par les planchers.

Cette stabilité sera assurée soit par des butons cylindriques soit par des tirants mis en œuvre à l'avancement associés à un drainage soigné / rabattement des arrivées d'eau et de la nappe.

Dans le cas de butonnage, l'angle d'inclinaison, les dimensions des appuis, le système de fixation sur les voiles et la transition des butons provisoires vers les butons définitifs devront être précisément justifiés préalablement au début des travaux. Afin d'augmenter la rigidification du système "voiles - butons", la mise en place des butons d'angle est indispensable dès la première passe. Pour éviter tout déplacement des voiles en tête, les butons provisoires et définitifs devront être vérifiés régulièrement afin de s'assurer de la liaison voile - butons (coin de charge bien en place).

A ce stade, compte tenu des caractéristiques de l'horizon H1, nous recommanderons que les appuis des butons se fassent sur les pieux définitifs ou supplémentaires qui devront être dimensionnés en conséquence. Alternativement, on pourra recourir à des butons horizontaux lorsque la géométrie du projet le permet.

Pour les tirants, excepté la zone des parkings de l'ancienne clinique, leur réalisation dans les tréfonds voisins posera nécessairement des problèmes juridiques.

En phase définitive, les charges agissant sur les voiles seront constituées par :

- La poussée des terres
- Les surcharges au niveau du terrain sollicitant le voile (ici cas des remblais du niveau RDC notamment)
- Les charges verticales (permanentes et d'exploitation) provenant de la superstructure
- La poussée hydrostatique (suivant le niveau de l'eau)

On s'assurera pour le dimensionnement que :

- Les contraintes engendrées dans le sol restent inférieures à la pression de fluage du sol ( $P_f^*$ ) aux ELS et inférieures à la pression limite du sol ( $P_l^*$ ) aux ELU
- Les déformations restent admissibles en tête de pieux.

Les terrassements et soutènements préconisés dans le présent rapport, devront impérativement être associés à une méthode observationnelle (système de surveillance) avec la mise en œuvre :

- de dispositifs de contrôle des déformations des voiles périmétriques avec la mise en place de cibles topographiques ou d'inclinomètres par exemple
- de dispositions palliatives permettant de définir des seuils d'alerte et d'interventions en cas de déformations excessives.

## 5.8 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Compte tenu du maillage des essais et des sondages, des variations latérales et/ou verticales du toit des différents horizons étant prévisibles, nous recommandons l'enregistrement systématique des paramètres de forage couplé à un suivi d'exécution par un ingénieur géotechnicien afin de s'assurer du respect des hypothèses géotechniques.

Les choix constructifs ne peuvent être faits que par le BET structure mais les points suivants sont toutefois à signaler :

- l'entrepreneur vérifiera que le type de pieux et la puissance du matériel qu'il propose permettront de réaliser les ancrages demandés pour assurer les capacités portantes retenues
- l'entreprise de fondations spéciales prendra toutes les mesures nécessaires pour ne pas déstabiliser les fondations et ouvrages voisins (reconnaissance complémentaires de fondations, déport de la machine, tonnage limité)
- Le dimensionnement des pieux sera obligatoirement mené en phase exécution par le bureau d'étude de l'entreprise, sur la base des hypothèses géotechniques fournies. Une optimisation sera possible lors de ce dimensionnement par l'intermédiaire d'une mission géotechnique complémentaire
- Les pieux seront dimensionnés vis-à-vis des efforts horizontaux et des moments
- il appartient au BET structure de vérifier que les tassements déterminés précédemment sont acceptables par l'ouvrage et les avoisinants
- en cas de deux bâtiments ou de deux parties d'un même bâtiment, fondés de façon différente ou présentant un nombre de niveaux différent, il conviendra de s'assurer que la structure peut s'adapter sans danger aux tassements différentiels qui pourraient se produire ; dans le cas contraire, les projeteurs devront prévoir un joint de construction intéressant toute la hauteur de l'ouvrage.

Les pieux seront réalisés selon les Règles de l'art par une entreprise spécialisée, mettant en œuvre le matériel le plus adapté, sans provoquer le moindre désordre aux avoisinants.

Afin d'atteindre l'ancrage nécessaire, l'entreprise devra mettre en œuvre le matériel adapté (tubage, trépanage dans le substratum) en choisissant le type de pieux le mieux adapté.

Lors de la réalisation des pieux, il conviendra :

- de vérifier précisément la nature des matériaux extraits ainsi que les paramètres d'enregistrement pour s'assurer du bon ancrage dans l'horizon rocheux marron n°3 dans le cadre d'une mission de suivi géotechnique d'exécution G3 (contrôle interne entreprise)
- de curer soigneusement la base des pieux avant coulage du béton, ce dernier devant absolument être coulé dans la foulée
- d'armer impérativement les pieux sur toute la hauteur s'ils doivent être soumis à des efforts horizontaux et/ou des moments (NF P 94-262 §12.2.1).

L'entreprise de fondations devra s'assurer du non-flambement des pieux.

Il faudra prendre en compte de l'effet de groupe éventuel sur le frottement latéral dans le cas où l'entraxe des pieux est inférieur à 3 diamètres.

Selon les préconisations en vigueur, les essais suivants seront à prévoir avant réception des travaux : mesures par impédance ou carottage sonique, enregistrement des paramètres de forage, contrôle sur les bétons.

En l'absence de donnée permettant de s'affranchir d'une telle disposition, nous recommandons l'emploi d'un ciment résistant aux conditions agressives pour le béton des pieux et des infrastructures.

## 5.9 FROTTEMENTS NÉGATIFS

La mise en œuvre des remblais pourra induire des frottements sur les fûts des pieux (en fonction du phasage des travaux).

Il a été considéré que la dalle du niveau bas du R-1 est conçue en plancher porté par la structure et qu'aucune surcharge n'est apportée sur les remblais compactés mis en œuvre.

Les remblais sont supposés être des remblais de masse de type C1Bi (classification GTR) rentrant dans la catégorie Sables et Graves moyennement dense à dense mis en œuvre conformément aux recommandations du GTR.

Le terme K<sub>Tan0</sub> est déterminé selon la norme NF P94-262. Les classes de sols sont déterminées selon l'annexe B de la norme NF P94-262.

La hauteur hc d'action du frottement négatif a été déterminée sur les hauteurs des horizons H1 et H2.

Au niveau des fondations hors emprise de sous-sols, le plan de l'état des lieux fourni montre que vis-à-vis du niveau RDC de +4.80 NGNC les épaisseurs des remblais devraient être limitées à environ 0.84 m à 1.22 m. Les tassements induits seraient de l'ordre de 1.9 cm à 3.2 cm.

En première approche, une estimation des frottements négatifs pour un pieu isolé a été réalisée pour des surcharges de 16.8 kPa et 24.4 kPa.

En prenant en compte un niveau de la nappe d'eau de +0.70 NGNC, soit de 2.80 m/TA en SP1 et de 3.20 m/TA en SP2, on aura :

Pour une surcharge de 16.8 kPa, pour les modélisations suivant SP1 et SP2 :

Pour des pieux de diamètre 0.60 m :

périmètre= 1.88 m  
 diamètre= 0.6 m  
 Fnd= 826.9 kN

Modélisation suivant SP1

$z_j$	$z_{j+1}$	$\sigma'_1(z_{j+1})$	$\gamma'$	K tgδ	λ	$\mu(\lambda_{j+1})$	L0	$\sigma'_v(z_{j+1})$	Fnj+1
	0.0	16.8						16.8	
0.0	2.8	67.2	18	0.15	0.235	0.045	44.7261204	64.6	32.4
2.8	9.45	120.4	8	0.15	0.235	0.045	44.7261204	105.1	160.6
9.5	12.0	143.4	9	1	0.000	0.000	0	128.1	633.9
								Fnd= 826.9 kN	
								frottement négatif unitaire= 36.6 kPa	

périmètre= 1.88 m  
 diamètre= 0.6 m  
 Fnd= 983.4 kN

Modélisation suivant SP2

$z_j$	$z_{j+1}$	$\sigma'_1(z_{j+1})$	$\gamma'$	K tgδ	λ	$\mu(\lambda_{j+1})$	L0	$\sigma'_v(z_{j+1})$	Fnj+1
	0.0	16.8						16.8	
0.0	3.2	74.4	18	0.15	0.235	0.045	44.7261204	71.2	40.1
3.2	9.5	124.8	8	0.15	0.235	0.045	44.7261204	108.9	161.2
9.5	12.5	151.8	9	1	0.000	0.000	0	135.9	782.1
								Fnd= 983.4 kN	
								frottement négatif unitaire= 41.7 kPa	

Pour des pieux de diamètre 0.70 m :

périmètre= 2.20 m  
 diamètre= 0.7 m  
 Fnd= 967.3 kN

Modélisation suivant SP1

$z_j$	$z_{j+1}$	$\sigma'_1(z_{j+1})$	$\gamma'$	K tgδ	λ	$\mu(\lambda_{j+1})$	L0	$\sigma'_v(z_{j+1})$	Fnj+1
	0.0	16.8						16.8	
0.0	2.8	67.2	18	0.15	0.235	0.045	52.1804738	65.0	38.0
2.8	9.45	120.4	8	0.15	0.235	0.045	52.1804738	107.2	189.8
9.5	12.0	143.4	9	1	0.000	0.000	0	130.1	739.5
								Fnd= 967.3 kN	
								frottement négatif unitaire= 36.7 kPa	

périmètre= 2.20 m  
 diamètre= 0.7 m  
 Fnd= 1150.0 kN

Modélisation suivant SP2

$z_j$	$z_{j+1}$	$\sigma'_1(z_{j+1})$	$\gamma'$	K tgδ	λ	$\mu(\lambda_{j+1})$	L0	$\sigma'_v(z_{j+1})$	Fnj+1
	0.0	16.8						16.8	
0.0	3.2	74.4	18	0.15	0.235	0.045	52.1804738	71.7	47.0
3.2	9.5	124.8	8	0.15	0.235	0.045	52.1804738	111.0	190.6
9.5	12.5	151.8	9	1	0.000	0.000	0	138.0	912.4
								Fnd= 1150.0 kN	
								frottement négatif unitaire= 41.8 kPa	

Pour des pieux de diamètre 0.80 m :

périmètre= 2.51 m  
 diamètre= 0.8 m  
 Fnd= 1107.8 kN

Modélisation suivant SP1

$z_j$	$z_{j+1}$	$\sigma'_1(z_{j+1})$	$\gamma'$	$K \operatorname{tg}\delta$	$\lambda$	$\mu(\lambda_{j+1})$	$L_0$	$\sigma'_{\nu}(z_{j+1})$	$F_{nj+1}$
	0.0	16.8						16.8	
0.0	2.8	67.2	18	0.15	0.235	0.045	59.6348272	65.3	43.5
2.8	9.45	120.4	8	0.15	0.235	0.045	59.6348272	108.7	219.1
9.5	12.0	143.4	9	1	0.000	0.000	0	131.7	845.2
								$F_{nd}=$	1107.8 kN
								<b>frottement négatif unitaire =</b>	36.7 kPa

périmètre= 2.51 m  
 diamètre= 0.8 m  
 Fnd= 1316.7 kN

Modélisation suivant SP2

$z_j$	$z_{j+1}$	$\sigma'_1(z_{j+1})$	$\gamma'$	$K \operatorname{tg}\delta$	$\lambda$	$\mu(\lambda_{j+1})$	$L_0$	$\sigma'_{\nu}(z_{j+1})$	$F_{nj+1}$
	0.0	16.8						16.8	
0.0	3.2	74.4	18	0.15	0.235	0.045	59.6348272	72.0	53.9
3.2	9.5	124.8	8	0.15	0.235	0.045	59.6348272	112.6	220.1
9.5	12.5	151.8	9	1	0.000	0.000	0	139.6	1042.8
								$F_{nd}=$	1316.7 kN
								<b>frottement négatif unitaire =</b>	41.9 kPa

Pour une surcharge de 24.4 kPa, les valeurs du frottement négatif unitaire calculées seront de l'ordre de :

Pour des pieux de diamètre 0.60 m :

périmètre= 1.88 m  
 diamètre= 0.6 m  
 Fnd= 881.7 kN

Modélisation suivant SP1

$z_j$	$z_{j+1}$	$\sigma'_1(z_{j+1})$	$\gamma'$	$K \operatorname{tg}\delta$	$\lambda$	$\mu(\lambda_{j+1})$	$L_0$	$\sigma'_{\nu}(z_{j+1})$	$F_{nj+1}$
	0.0	24.4						24.4	
0.0	2.8	74.8	18	0.15	0.235	0.045	44.7261204	71.8	38.3
2.8	9.45	128.0	8	0.15	0.235	0.045	44.7261204	111.3	173.0
9.5	12.0	151.0	9	1	0.000	0.000	0	134.2	670.4
								$F_{nd}=$	881.7 kN
								<b>frottement négatif unitaire =</b>	39.0 kPa

périmètre= 1.88 m  
 diamètre= 0.6 m  
 Fnd= 1044.8 kN

Modélisation suivant SP2

$z_j$	$z_{j+1}$	$\sigma'_1(z_{j+1})$	$\gamma'$	$K \operatorname{tg}\delta$	$\lambda$	$\mu(\lambda_{j+1})$	$L_0$	$\sigma'_{\nu}(z_{j+1})$	$F_{nj+1}$
	0.0	24.4						24.4	
0.0	3.2	82.0	18	0.15	0.235	0.045	44.7261204	78.3	46.8
3.2	9.5	132.4	8	0.15	0.235	0.045	44.7261204	115.0	173.0
9.5	12.5	159.4	9	1	0.000	0.000	0	142.0	825.0
								$F_{nd}=$	1044.8 kN
								<b>frottement négatif unitaire =</b>	44.3 kPa

Pour des pieux de diamètre 0.70 m :

périmètre= 2.20 m  
 diamètre= 0.7 m surcharge= 24.4 kPa  
 Fnd= 1031.6 kN

Modélisation suivant SP1

$z_j$	$z_{j+1}$	$\sigma'_l(z_{j+1})$	$\gamma'$	K tgδ	λ	$\mu(\lambda_{j+1})$	L0	$\sigma'_v(z_{j+1})$	Fnj+1
	0.0	24.4						24.4	
0.0	2.8	74.8	18	0.15	0.235	0.045	52.1804738	72.2	44.8
2.8	9.45	128.0	8	0.15	0.235	0.045	52.1804738	113.5	204.6
9.5	12.0	151.0	9	1	0.000	0.000	0	136.5	782.1
<b>Fnd= 1031.6 kN</b>									<b>frottement négatif unitaire = 39.1 kPa</b>

périmètre= 2.20 m  
 diamètre= 0.7 m surcharge= 24.4 kPa  
 Fnd= 1221.9 kN

Modélisation suivant SP2

$z_j$	$z_{j+1}$	$\sigma'_l(z_{j+1})$	$\gamma'$	K tgδ	λ	$\mu(\lambda_{j+1})$	L0	$\sigma'_v(z_{j+1})$	Fnj+1
	0.0	24.4						24.4	
0.0	3.2	82.0	18	0.15	0.235	0.045	52.1804738	78.8	54.8
3.2	9.5	132.4	8	0.15	0.235	0.045	52.1804738	117.3	204.6
9.5	12.5	159.4	9	1	0.000	0.000	0	144.3	962.6
<b>Fnd= 1221.9 kN</b>									<b>frottement négatif unitaire = 44.5 kPa</b>

Pour des pieux de diamètre 0.80 m :

périmètre= 2.51 m  
 diamètre= 0.8 m surcharge= 24.4 kPa  
 Fnd= 1181.5 kN

Modélisation suivant SP1

$z_j$	$z_{j+1}$	$\sigma'_l(z_{j+1})$	$\gamma'$	K tgδ	λ	$\mu(\lambda_{j+1})$	L0	$\sigma'_v(z_{j+1})$	Fnj+1
	0.0	24.4						24.4	
0.0	2.8	74.8	18	0.15	0.235	0.045	59.6348272	72.5	51.3
2.8	9.45	128.0	8	0.15	0.235	0.045	59.6348272	115.2	236.3
9.5	12.0	151.0	9	1	0.000	0.000	0	138.2	893.9
<b>Fnd= 1181.5 kN</b>									<b>frottement négatif unitaire = 39.2 kPa</b>

périmètre= 2.51 m  
 diamètre= 0.8 m surcharge= 24.4 kPa  
 Fnd= 1399.2 kN

Modélisation suivant SP2

$z_j$	$z_{j+1}$	$\sigma'_l(z_{j+1})$	$\gamma'$	K tgδ	λ	$\mu(\lambda_{j+1})$	L0	$\sigma'_v(z_{j+1})$	Fnj+1
	0.0	24.4						24.4	
0.0	3.2	82.0	18	0.15	0.235	0.045	59.6348272	79.2	62.8
3.2	9.5	132.4	8	0.15	0.235	0.045	59.6348272	119.1	236.3
9.5	12.5	159.4	9	1	0.000	0.000	0	146.1	1100.1
<b>Fnd= 1399.2 kN</b>									<b>frottement négatif unitaire = 44.5 kPa</b>

## 5.10 MURS ENTERRÉS

A priori, il n'est pas prévu de murs enterrés dans le cadre de ce projet hormis les murs (ou parois) des niveaux R-1 et R-2.

A ce stade de l'étude géotechnique d'avant-projet G2AVP, il a été considéré que la paroi étanche est réalisée après la mise en œuvre des remblais du niveau RdC/jardins à +4.80 NGNC.

En fonction du niveau d'étanchéité souhaité par le maître d'Ouvrage pour les sous-sols, il peut être prévu :

- Des contre-murs coulés sur place, contre la paroi étanche, dans le cas où une étanchéité effective serait prévue. Les contre-murs assureront une fonction de barrière étanche secondaire (vis-à-vis de l'étanchéité primaire assurée par la paroi étanche)
- Des parois sans contre-murs, dans le cas où une certain débit de fuite serait accepté par le maître d'Ouvrage. Ce débit de fuite serait récupéré par des rigoles reliées à des exutoires adaptés (bâche de relevage, réseaux extérieurs, fosse tampon, etc.).

Le soutènement étant assuré par la paroi étanche, les contre-murs (si prévus) n'assurent a priori pas de fonction de soutènement.

Dans le cas de contre-murs, on veillera au drainage verticale et horizontale soigné des parements arrière à l'aide de complexes drainants type ENKADRAIN ® et de collecteur-drains raccordés à des exutoires adaptés (bâche de relevage, réseaux extérieurs, fosses tampon, etc.)..

Pour les parois enterrées, on veillera à la gestion des eaux souterraines captées mais aussi aux eaux de ruissellement à l'aide de dispositifs associés adaptés (exemple drain plan intercalé).

En phase définitive, il conviendra de protéger les sous-sols enterrés vis-à-vis des arrivées d'eau aussi bien horizontales que verticales.

On évitera toute mise en œuvre de réseaux et de tuyauterie dans les murs des sous-sols afin d'éviter autant que possible les saignées dans la paroi étanche ou dans le contre-mur ou les percements de ces derniers.

## 5.11 CUVELAGE

Compte tenu du niveau de la nappe d'eau prise en compte à ce stade des études (AVP), il s'avérera nécessaire de réaliser une protection des niveaux enterrés vis-à-vis des circulations superficielles et des remontées de nappes.

Pour cela, on pourra s'orienter vers une solution de protection par cuvelage réalisée selon le DTU 14.1 dont la cote d'arrêt sera définie selon le niveau de protection souhaité par le Maître d'Ouvrage et selon le Niveau des Plus Hautes Eaux déterminé par une étude hydrogéologique.

Ainsi, sous réserve de vérification par une étude NPHE, en considérant un niveau de remontée maximale de la nappe de +0.70 NGNC + 0.50 m = +1.20 NGNC, il peut être prévu un cuvelage du niveau R-2 et du niveau R-1 jusqu'à la cote +1.20 NGNC accompagné d'une inondabilité de ce dernier (pénétration des eaux) au-dessus de ce niveau.

Au-dessus de la cote d'arrêt du cuvelage, et en cas de remontée exceptionnelle des eaux, le sous-sol pourra être rendu inondable au moyen de barbacanes associées à des cunettes périphériques et des cheminées de décompression.

La protection des niveaux enterrés vis-à-vis de l'eau dépendra du choix du Maître d'Ouvrage. Si celui-ci n'accepte aucune trace d'humidité dans ces locaux, il convient de prévoir un cuvelage ou tout autre système équivalent (doublage + cunettes par exemple) sur toute la hauteur des sous-sols.

## 6 RECOMMANDATIONS COMPLEMENTAIRES

- On s'assurera que la stabilité des ouvrages et des sols avoisinants le projet est assurée pendant et après la réalisation de ce dernier.
- On veillera à :
  - L'assainissement soigné de la plate-forme (niveau RDC/jardins et voiries) tant en phase chantier que définitive à l'aide de forme de pente et de cunettes ou fossés bétonnés étanches, reliés à des exutoires en aval
  - L'étanchéité des réseaux et des ouvrages enterrés et à leur bon raccordement à des exutoires adaptés.
  - Il est recommandé la réalisation des travaux hors périodes d'intempéries.

## 7 OBSERVATIONS MAJEURES

Les conclusions du présent rapport sont fournies sous réserve de l'acceptation des observations importantes jointes en annexes B1 et B2 (Conditions générales d'exécution des prestations de GINGER LBTP NC et Note sur les missions d'ingénierie géotechnique norme NF P94-500 de novembre 2013).

On rappellera que la mission réalisée est du type Étude de conception géotechnique de type G2 – Phase Avant-projet (G2AVP) de la norme NF P94-500 de novembre 2013. La remise de ce rapport conclue la mission G2AVP confiée à GINGER LBTP NC.

## ANNEXE B1 : CONDITIONS GENERALES DE VENTE DE GINGER LBTP NC

Cette annexe comprend 3 pages.

## ARTICLE 1 DEVIS

Sauf indications contraires, nos devis ne nous engagent que pendant la période de 3 mois qui suit la date de leur établissement. Dans le cas de devis à prix forfaitaire, les prix unitaires et les quantités sont forfaitaires, nos prestations et fournitures étant expressément limitées aux quantités prévues au devis ; dans le cas de devis quantitatif estimatif, seuls les prix unitaires sont forfaitaires, la facturation étant établie sur la base des quantités d'essais ou d'opérations effectivement réalisées et des matériels ou matières réellement fournis.

## ARTICLE 2 COMMANDE

Toute demande de prestations doit faire l'objet d'une commande en bonne et due forme établie par le donneur d'ordres. En règle générale, les prestations ne seront entreprises qu'après réception de la commande qui devra comporter : a) un numéro b) la date c) la désignation des prestations d) l'identité et la qualité du signataire e) le destinataire des résultats (ou de la fourniture) f) les coordonnées complètes de facturation g) l'avance sur travaux s'il y a lieu.

Dans les cas exceptionnels, à la demande expresse du client, les prestations pourront être entreprises sans délai (procédure d'urgence) mais la demande devra être confirmée dans les 48 heures par une commande en bonne et due forme.

Toute commande implique l'acceptation par le donneur d'ordres des présentes conditions générales. Aucune clause contraire même si elle figure sur les documents de commande ou les conditions générales du donneur d'ordres ne nous est opposable en l'absence d'accord écrit de notre part.

Dans le cas où le donneur d'ordres et le destinataire de la facturation sont des personnes différentes, le premier est responsable, en dernier ressort, du règlement de la note d'honoraires, sauf s'il fournit préalablement à l'exécution de la commande un engagement écrit du second acceptant de régler le montant de la prestation.

## ARTICLE 3 ECHANTILLONS PRODUITS CORPS D'EPREUVES

Le donneur d'ordres doit mettre à notre disposition les échantillons, produits et matériels nécessaires à l'exécution de la prestation, le port étant à sa charge.

Nous ne sommes en aucun cas responsables de la détérioration des produits du seul fait des expérimentations qui nous sont demandées, non plus que de leur transport.

Sauf demande expresse du client formulée lors de la commande, les échantillons, produits ou corps d'épreuve ne sont pas conservés après l'envoi des résultats.

En cas de demande de conservation dans nos laboratoires, des frais de stockage seront facturés au client.

## ARTICLE 4 INTERVENTION HORS LABORATOIRE

En cas d'investigation sur site ou sur ouvrage, nous déclinons toute responsabilité quant aux dégâts occasionnés sur les réseaux, câbles ou canalisations dont la présence ne nous aurait pas été signalée par écrit.

Les formalités éventuellement nécessaires ou les arrêtés autorisant l'accès sur les sites doivent nous être signifiés au moment de la commande, faute de quoi nos prix et délais seraient sujets à ajustement.

Certaines interventions peuvent entraîner d'inévitables dommages notamment sur l'ouvrage ausculté et sur les sites d'intervention. Les remises en état, indemnisations ou réparations correspondantes sont à la charge du donneur d'ordres.

## ARTICLE 5 COMMUNICATION ET UTILISATION DES RÉSULTATS DE NOS PRESTATIONS

Les résultats de nos prestations sont consignés dans des procès-verbaux, comptes rendus ou rapports qui sont établis en 3 exemplaires dont un destiné à nos archives. Tout exemplaire supplémentaire fait l'objet d'une facturation.

Ces documents sont transmis au donneur d'ordres (ou à toute personne expressément désignée à la commande) à l'exclusion de tout autre tiers, sauf accord préalable écrit du donneur d'ordres.

Aucun résultat ne peut être donné, même oralement, en l'absence d'une commande en bonne et due forme.

Aucune modification ou altération ne pourra être portée aux documents après leur communication sans notre accord écrit, le double en notre possession faisant foi.

La reproduction d'un document établi par GINGER LBTP NC n'est autorisée que sous sa forme intégrale et conforme à l'original.

Toute autre forme de référence aux prestations réalisées par GINGER LBTP NC doit faire l'objet d'un accord préalable de notre organisme.

Toute utilisation des résultats communiqués par GINGER LBTP NC tendant à créer une équivoque auprès de tiers pourra donner lieu à poursuites conformément aux dispositions légales et réglementaires en vigueur.

## ARTICLE 6 DELAIS

Les délais de nos prestations (ou livraisons) sont donnés à titre indicatif. Aucune pénalité pour retard ne peut nous être appliquée sauf stipulation contraire dûment acceptée.

## ARTICLE 7 RESERVE DE PROPRIETE

Les obligations contractuelles réciproques sont remplies dès lors que les résultats ont été communiqués au client (ou que le matériel lui a été livré) et que le client a versé intégralement le prix des prestations (ou des fournitures). De convention expresse, les résultats d'essais, d'études ou de contrôles restent la propriété de GINGER LBTP NC tant que le client n'a pas payé le prix convenu. Le défaut de paiement interdit tout transfert de propriété à des tiers et, à partir de la date d'échéance, rend abusive toute exploitation technique ou commerciale, qu'elle soit le fait du client, ou de tiers.

En cas de fourniture de matériel, celui-ci reste la propriété exclusive de GINGER LBTP NC, quel que soit le détenteur, jusqu'au complet règlement de la facture par le client (Loi 80 395 du 12.05.1980).

## ARTICLE 8 PROPRIETE INDUSTRIELLE

Lorsque des essais, études, recherches menés par GINGER LBTP NC conduisent à des inventions, les modalités de leur propriété et de la concession des licences correspondantes sont obligatoirement réglées par un contrat spécifique négocié à cet effet.

Les spécifications et informations techniques, modes opératoires, notes et programmes de calcul, procédés, appartenant en propre à GINGER LBTP NC et issus des travaux, essais, recherches et développements effectués à GINGER LBTP NC, constituent son savoir-faire et doivent toujours être considérés par la personne à laquelle ils sont communiqués, à l'occasion d'un devis ou d'une consultation, comme strictement

confidentiels et couverts par le secret. Le donneur d'ordres de GINGER LBTP NC s'interdit formellement toute reproduction et/ou communication non autorisées par écrit à des tiers, tant par lui-même, que par ses préposés ou toute personne liée avec lui par contrat.

#### ARTICLE 9 RESPONSABILITES

GINGER LBTP NC assume, outre ses obligations contractuelles, la responsabilité civile et professionnelle de droit commun. Le maître d'ouvrage s'engage à assurer l'ouvrage au titre de la responsabilité visée par les articles 1792 et 2270 du Code Civil pour le compte du GINGER LBTP NC et de l'ensemble des intervenants. En conséquence, GINGER LBTP NC ne souscrit pas d'assurance couvrant sa responsabilité décennale et ne déclare pas de chiffre d'affaires correspondant auprès de son propre assureur.

GINGER LBTP NC garantit que ses interventions sont conformes aux spécifications techniques en usage et sont réalisées suivant les règles de l'art. Sa responsabilité est celle d'un prestataire de services intellectuels assujetti à une obligation de moyens.

De convention expresse la responsabilité de GINGER LBTP NC est soumise aux limitations suivantes:

A) La responsabilité du GINGER LBTP NC ne peut être recherchée au titre des articles 1792 et 2270 du Code Civil dans l'hypothèse où le maître d'ouvrage n'aurait pas satisfait à son engagement d'assurance visée ci-dessus.

B) GINGER LBTP NC ne peut être rendu responsable des modifications apportées aux solutions qu'il a préconisé que dans la mesure où il aurait donné par écrit son accord sur lesdites modifications. Certaines conclusions et prescriptions de ses rapports d'étude peuvent se trouver modifiées en cas de changements dans l'implantation, la conception ou l'importance des ouvrages par rapport aux données de l'étude ; de même, en matière d'études géotechniques, ses prestations effectuées, en application de la loi du 12 juillet 1985 (loi MOP) du Décret du 29.11.1993, du projet de normalisation des missions géotechniques, auxquelles elles se réfèrent, se situent, sauf dispositions écrites et explicites dûment acceptées par nous, au stade de l'avant-projet. Des éléments nouveaux mis en évidence lors de l'exécution des fondations et n'ayant pu être détectés au cours des opérations ponctuelles de reconnaissance des sols peuvent rendre caduque tout au partie des conclusions de l'étude. Tous ces éléments ainsi que tout incident important survenant en cours de travaux doivent être signalés au GINGER LBTP NC en temps utile et par écrit pour lui permettre de reconsidérer et d'adapter éventuellement les solutions initialement préconisées en fonction du projet définitivement arrêté par le maître d'œuvre.

C) la responsabilité de GINGER LBTP NC ne peut être retenue que dans les limites de la mission qui lui a été confiée; les résultats se rapportant à des essais, études ou contrôles ponctuels ne peuvent être extrapolés à l'ensemble d'un ouvrage (voire à une partie d'ouvrage) ou à un matériel complexe sans un examen approfondi de la question (représentativité des échantillons homogénéité des composants, conditions d'exploitation de l'ouvrage ou du matériel ..) qui doit faire l'objet d'une demande spécifique du client.

D) La responsabilité de GINGER LBTP NC ne peut être recherchée pour des dommages résultant d'erreurs ou d'omissions ou d'imprécisions dans les documents remis par le client ou par des tiers à sa demande.

E) Les dispositions des Normes AFNOR P03 001 & P03 002 (dernières éditions) non contraires aux présentes conditions générales, sont utilisées, en cas de besoin, comme documents contractuels complémentaires.

F) GINGER LBTP NC est garanti au titre de sa responsabilité civile et professionnelle auprès de la compagnie ALLIANZ, 40 rue de la République – 98800 NOUMÉA.

#### ARTICLE 10 CONDITIONS FINANCIERES

Tous nos prix sont établis hors taxes ; ils sont majorés des taxes en vigueur, à la charge du client. La TSS est acquittée sur les encassemens.

La procédure d'urgence, lorsqu'elle entraîne pour GINGER LBTP NC des sujétions particulières, peut donner lieu à une majoration des prix courants. Sauf stipulation contraire dûment précisée et justifiée à la commande. Nos interventions sont facturées au donneur d'ordres.

Toute prestation d'un montant inférieur à 30.000 FCFP HT doit être réglée comptant par chèque à la commande. Les commandes supérieures à 30.000 FCFP HT doivent être réglées par chèque ou virement bancaire à trente (30) jours fin de mois de la date de facturation ou par traite acceptée à même échéance, sous déduction de l'avance de démarrage sur travaux correspondant de 30 % à 50 % à la commande.

Toute prestation dont le délai de réalisation dépasse deux mois fait obligatoirement l'objet de facturations intermédiaires et mensuelles.

Toute somme non payée à l'échéance porte de plein droit intérêt à 2 points au-dessus du taux de base bancaire. Lorsque le crédit du client se détériore, nous nous réservons le droit, même après exécution partielle d'une commande, d'exiger du client les garanties que nous jugeons convenables en vue de la bonne exécution des engagements pris. Le refus d'y satisfaire nous donne le droit d'annuler tout ou partie de la commande. Aucune facturation ne pourra être contestée passés 30 jours après son émission. Le non-paiement d'une seule facture à son échéance rend exigible de plein droit le solde dû sur toutes les autres factures majoré de tous frais de recouvrement avec un minimum de 20.000 FCFP.

#### ARTICLE 11 ATTRIBUTION DE JURIDICTION

Dans toute contestation d'ordre contractuel se rapportant aux prestations effectuées en NOUVELLE-CALEDONIE, les Tribunaux de Nouméa seront seuls compétents. Les contestations d'ordre contractuel concernant les prestations effectuées à l'étranger seront tranchées suivant le règlement de conciliation et d'arbitrage de la Chambre de Commerce Internationale par un ou plusieurs arbitres nommés conformément à ce règlement; l'arbitrage aura lieu à Nouméa.

#### CONDITIONS GENERALES ADDITIONNELLES EN MATIERE GEOTECHNIQUE

#### ARTICLE 12 PROPOSITION

Le Client confie au Prestataire qui l'accepte, une mission d'investigations et d'ingénierie géotechnique définie dans les Conditions Particulières, selon les conditions prévues dans la Norme NF P 94-500 et les présentes Conditions Générales Additionnelles à la matière géotechniques.

#### ARTICLE 13 RECOMMANDATIONS MAJEURES

Par référence à la norme NF P 94-500 des missions géotechniques, il appartient au maître d'œuvre, au maître d'œuvre ou à toute entreprise de faire réaliser par un homme de l'art compétent toutes les missions géotechniques nécessaires à la conception et à l'exécution de l'ouvrage.

13.1 Les missions d'étude géotechnique préalable (G1), d'étude géotechnique de conception (G2), d'étude et suivi géotechnique d'exécution (G3), de supervision géotechnique d'exécution (G4) doivent être réalisées dans l'ordre successif. Il appartient donc au Client ou à son mandataire de veiller à la réalisation successive de ces missions.

13.2 Toute mission d'ingénierie géotechnique n'engage le devoir de conseil du Prestataire que dans le cadre strict, d'une part, des objectifs explicitement définis dans les Conditions Particulières sur la base de laquelle la commande a été établie et, d'autre part, du projet du Client décrit dans les documents et/ou plans cités dans les Conditions Particulières et le Rapport.

13.3 Toute mission d'étude géotechnique préalable (G1) et de diagnostic géotechnique (G5) exclut de la part du Prestataire toute approche des quantités, coûts et délais d'exécution des futurs ouvrages géotechniques.

13.4 : La mission d'étude géotechnique préalable (G1) ne permet pas de définir ni de dimensionner, au stade du projet de conception, les ouvrages géotechniques, ni de déterminer leurs méthodes et leurs conditions d'exécution. Seules les missions successives d'étude géotechnique de conception (G2) et d'étude et suivis géotechniques d'exécution (G3) permettent de réaliser la conception et l'exécution des ouvrages géotechniques.

13.5 : La mission d'étude hydrogéologique spécifique doit être exécutée pour la durée minimum et avec les méthodes d'investigations prescrites dans le cas où le Prestataire a recommandé de connaître le niveau et les caractéristiques de la nappe phréatique.

13.6 : Les missions d'ingénierie géotechnique ne couvrent pas les études relatives à la pollution des sols.

13.7 : La mission de diagnostic géotechnique (G5) précédée d'investigations géotechniques, lorsqu'elle est réalisée en cas de sinistre, donne une première approche des remèdes envisageables, mais doit être suivie obligatoirement, au minimum, d'une mission d'étude géotechnique de conception (G2) pour concevoir les travaux de réfection.

Il est expressément convenu que la responsabilité du Prestataire ne saurait être retenue si le Client s'est abstenu de suivre ces recommandations.

#### ARTICLE 14 OBLIGATIONS A LA CHARGE DU CLIENT

14.1 : Le Client payera au Prestataire le prix indiqué dans les Conditions Particulières et selon les modalités qui y sont prévues.

14.2 : Pour la bonne réalisation de la ou les mission(s) confiées au Prestataire, le Client assurera les prestations mises à sa charge et mentionnées dans les Conditions Particulières ainsi que dans les présentes Conditions Générales Additionnelles en matière géotechnique.

Pendant la durée du contrat, le Client s'engage à signaler au Prestataire tout changement dans l'implantation, la conception ou l'importance des constructions qui pourrait avoir une incidence sur les termes du Rapport, et signera une mission complémentaire pour ajuster les missions aux changements signalés.

#### ARTICLE 15 FORMALITES ET AUTORISATIONS

Conformément à la réglementation locale relative à l'exécution de travaux à proximité de certains ouvrages souterrains, aériens ou subaquatiques de transport ou de distribution, le Maître d'œuvre s'engage à fournir au Prestataire la ou les Déclaration(s) de projet de travaux qu'il a effectuée(s) les réponses reçues des exploitants d'ouvrages et, le cas échéant, le résultat de ses propres investigations.

Ces informations sont nécessaires au Prestataire pour procéder aux déclarations auprès des exploitants d'ouvrages enterrés.

Il s'engage également à fournir l'implantation des réseaux privés en sa possession.

La responsabilité du Prestataire ne saurait être engagée en cas de dommages causés à la végétation, aux cultures ou à des ouvrages (en particulier, canalisations ou réseaux enterrés) dont la présence et l'emplacement précis ne lui ont pas été signalés préalablement à ses travaux ou en cas de manquement du Maître d'œuvre sur la fourniture des éléments susvisés.

Si le Prestataire est contraint de procéder ou faire procéder à un repérage de réseaux rendu nécessaire du fait d'un quelconque manquement du Maître d'œuvre, la facturation dudit repérage restera à la charge du Maître d'œuvre.

#### ARTICLE 16 DELAIS

Les délais des missions géotechniques du Prestataire sont donnés à titre indicatif. Aucune pénalité pour retard ne peut lui être appliquée, sauf stipulation contraire dûment acceptée.

En cas de survenance d'évènements entraînant un retard dans le Planning susvisé et non imputables au Prestataire, le Client et le Prestataire conviennent d'un commun accord que la date d'intervention in situ et/ou de remise du Rapport sera reportée en conséquence.

#### ARTICLE 17 DUREE ET RESILIATION

Le présent contrat prend effet à sa date de signature par les deux Parties. Il prend fin par la remise du Rapport au Client et du paiement intégral de la prestation par le Client.

Le Contrat pourra être résilié par l'une des parties, dans le cas où l'autre partie est défaillante dans l'exécution de ses obligations, à l'expiration d'un délai d'un mois après l'envoi d'une mise en demeure, demandant la réparation de la défaillance, et restée sans effet.

En cas de résiliation par le Client, non justifiée par une défaillance du Prestataire, celui-ci conservera l'acompte déjà versé sans préjudice des dommages et intérêts complémentaires.

**ANNEXE B2 – NOTES GÉNÉRALES SUR LES MISSIONS GÉOTECHNIQUES**

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

Cette annexe comprend 3 pages.

#### 4.2.4 Tableaux synthétiques

Tableau 1 — Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

Enchaînement des missions G1 à G4	Phase de la maîtrise d'œuvre	Mission d'Ingénierie géotechnique (G1) 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	
Etape 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	
	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	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			
	Etape 3 : Etudes 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)
		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
A toute étape d'un projet ou sur un ouvrage existant	Diagnostic	Diagnostic géotechnique (G5)	Influence d'un élément géotechnique spécifique sur le projet ou sur l'ouvrage existant	Influence de cet élément géotechnique sur les risques géotechniques identifiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié	

### Tableau 2 — Classification des missions d'ingénierie géotechnique

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

#### ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

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

##### Phase Étude de Site (ES)

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

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

##### Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

#### ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

##### Phase Avant-projet (AVP)

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

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiles, 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 et finalement 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 voiles, 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'estimation, planning prévisionnel).
- Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

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

**ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)**

**ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXÉCUTION (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*

- Sûrve en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives préétablies 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'EXÉCUTION (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.

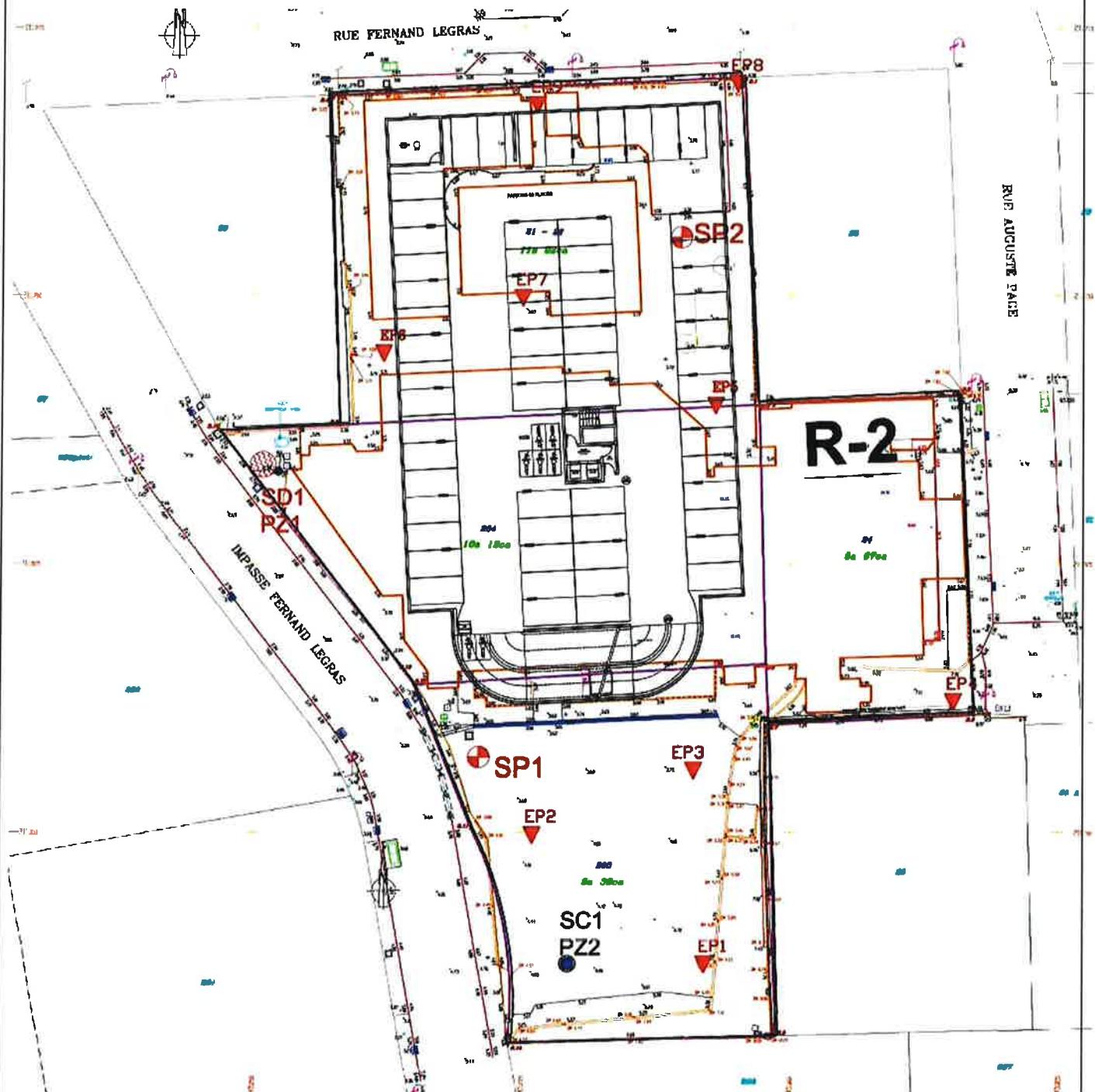
**DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G6)**

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 certains 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 réalisées ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).

## ANNEXE A1 – SCHEMA D'IMPLANTATION

Cette annexe comprend 1 page



Plan d'implantation des essais et des sondages

Légende :

Essais au pénétromètre dynamique lourd (mouton de 64 kh, hauteur de chute 0.75 m) EP

Sondage pressiométrique SP

Sondage carotté avec équipement piézométrique type tube ouvert SC – PZ

Sondage destructif sans essais avec équipement piézométrique type tube ouvert SD - PZ

- EP2
- SP1
- SC1
- PZ2
- SD1
- PZ1

## ANNEXE A2 – RESULTATS DES ESSAIS ET DES SONDAGES

Cette annexe comprend 19 pages.

Chantier : RESIDENCE LE SERAÏ BDC

Client : SM2L INVEST

Dossier : FK092

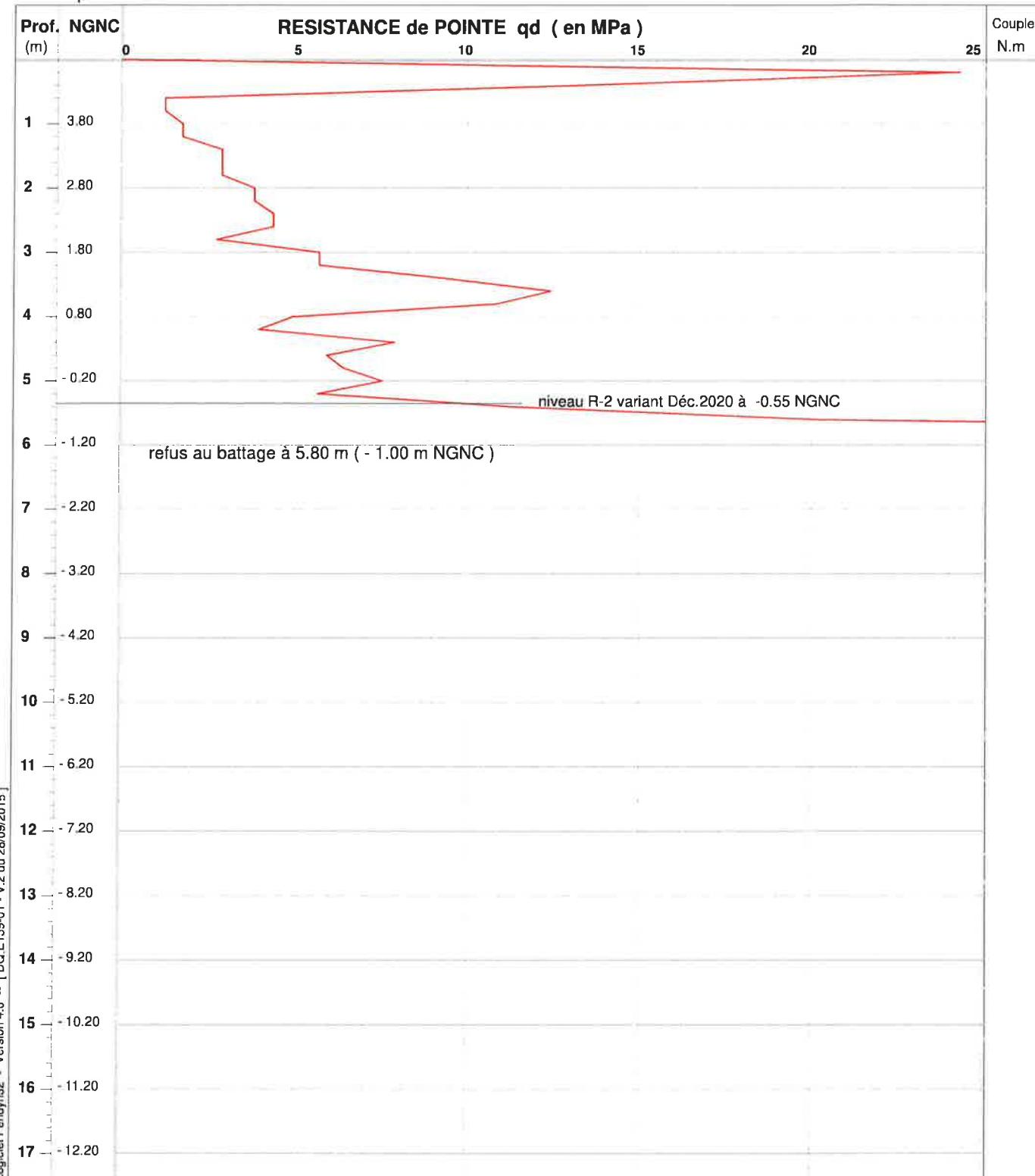
Date essai : 25/09/2020

annexe:

 Localisation essai  
 - X : 445292  
 - Y : 211687  
 - Z : 4.8 (NGNC)

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



Chantier : RESIDENCE LE SERÂÏ BDC

Client : SM2L INVEST

Dossier : FK092

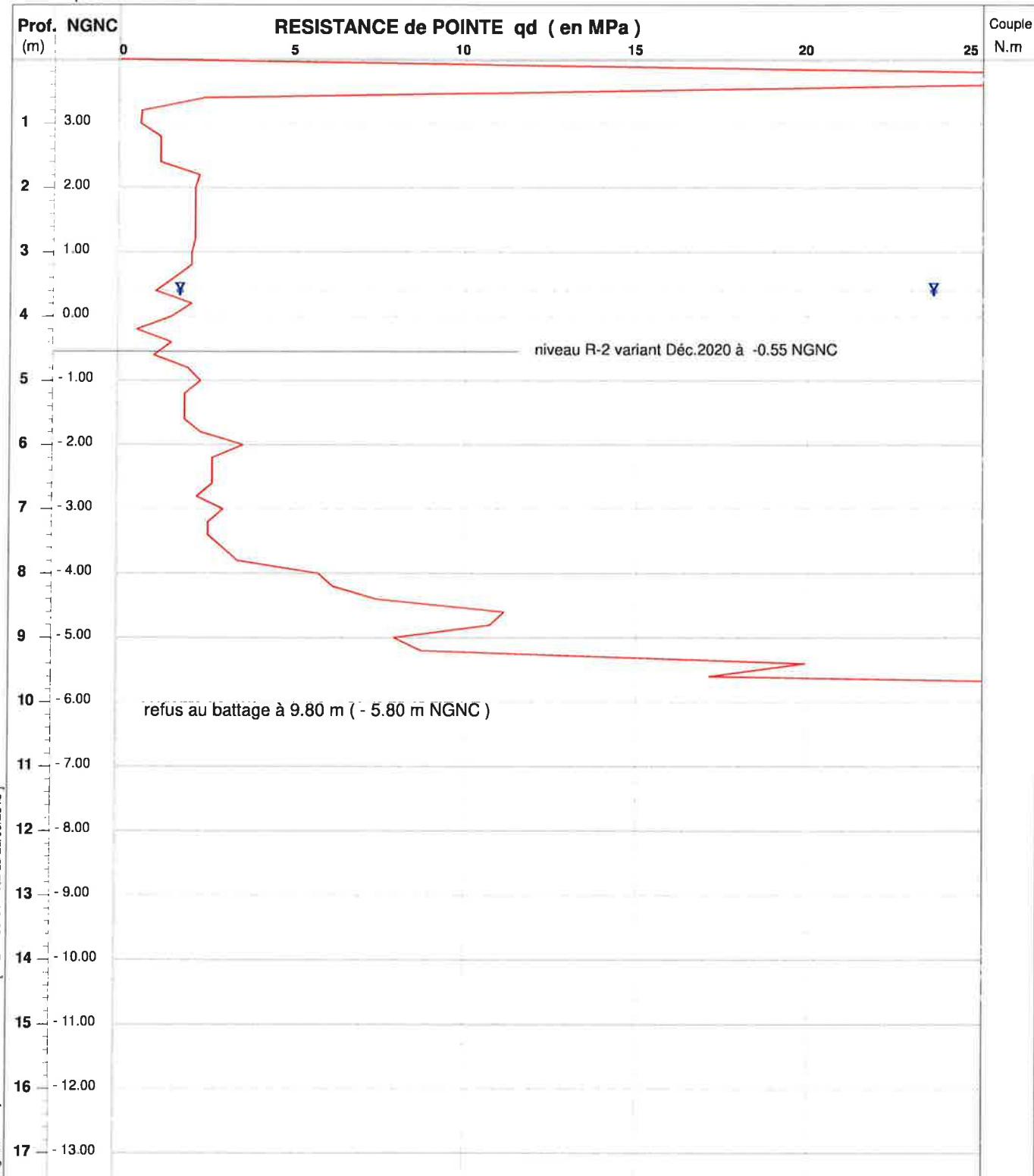
Date essai : 25/09/2020

Localisation essai  
 - X : 445276  
 - Y : 211699  
 - Z : 4 (NGNC)

Echelle prof. : /

Niveau d'eau à 3.60 m. à la date de l'essai

Norme NF EN ISO 22476-2



Chantier : RESIDENCE LE SERÂÏ BDC

Client : SM2L INVEST

Dossier : FK092

Date essai : 25/09/2020

Localisation essai

- X : 445293

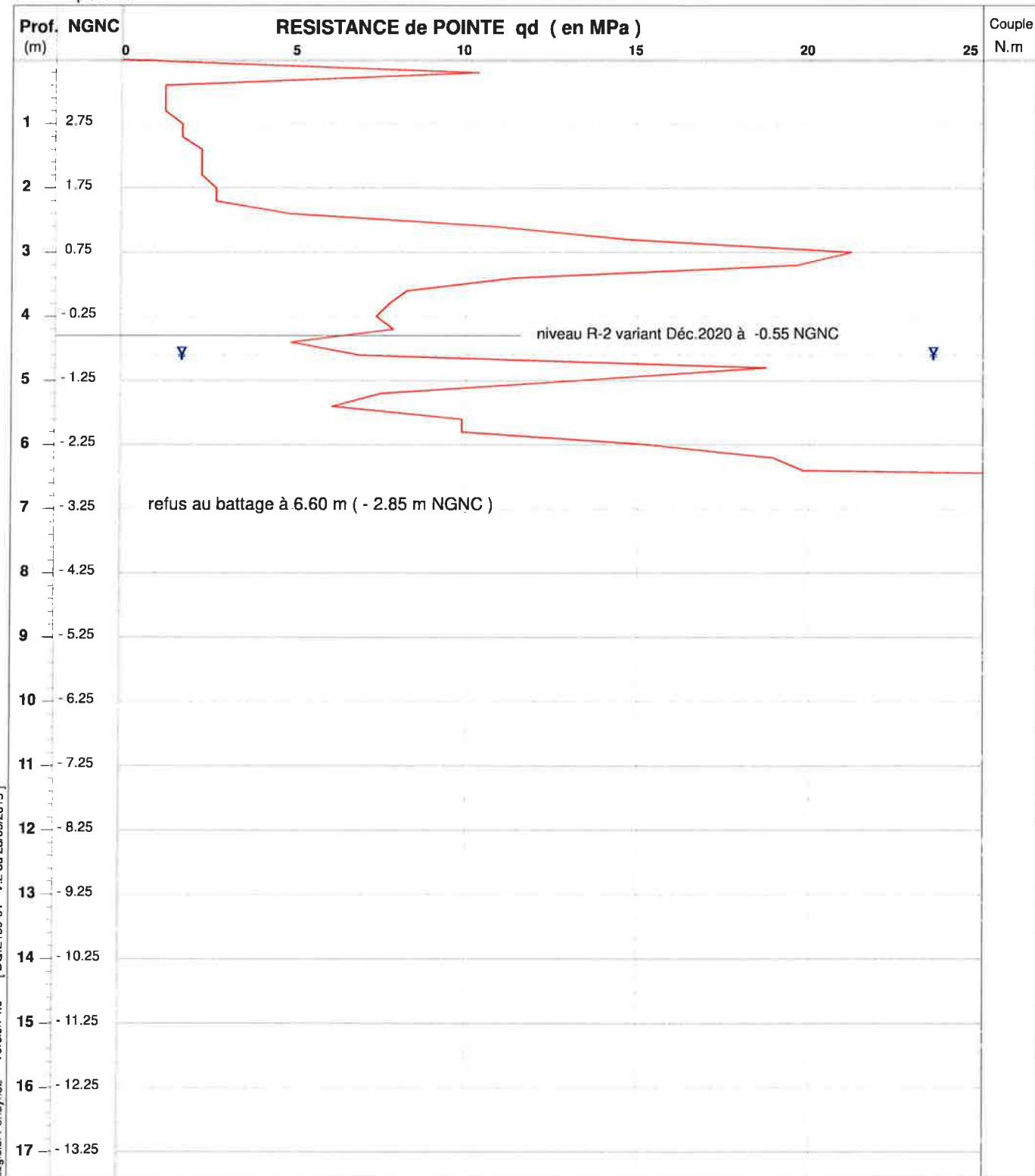
- Y : 211706

- Z : 3.75 (NGNC)

Echelle prof. : /

Niveau d'eau à 4.60 m. à la date de l'essai

Norme NF EN ISO 22476-2



Chantier : RESIDENCE LE SERAÏ BDC

Client : SM2L INVEST

Dossier : FK092

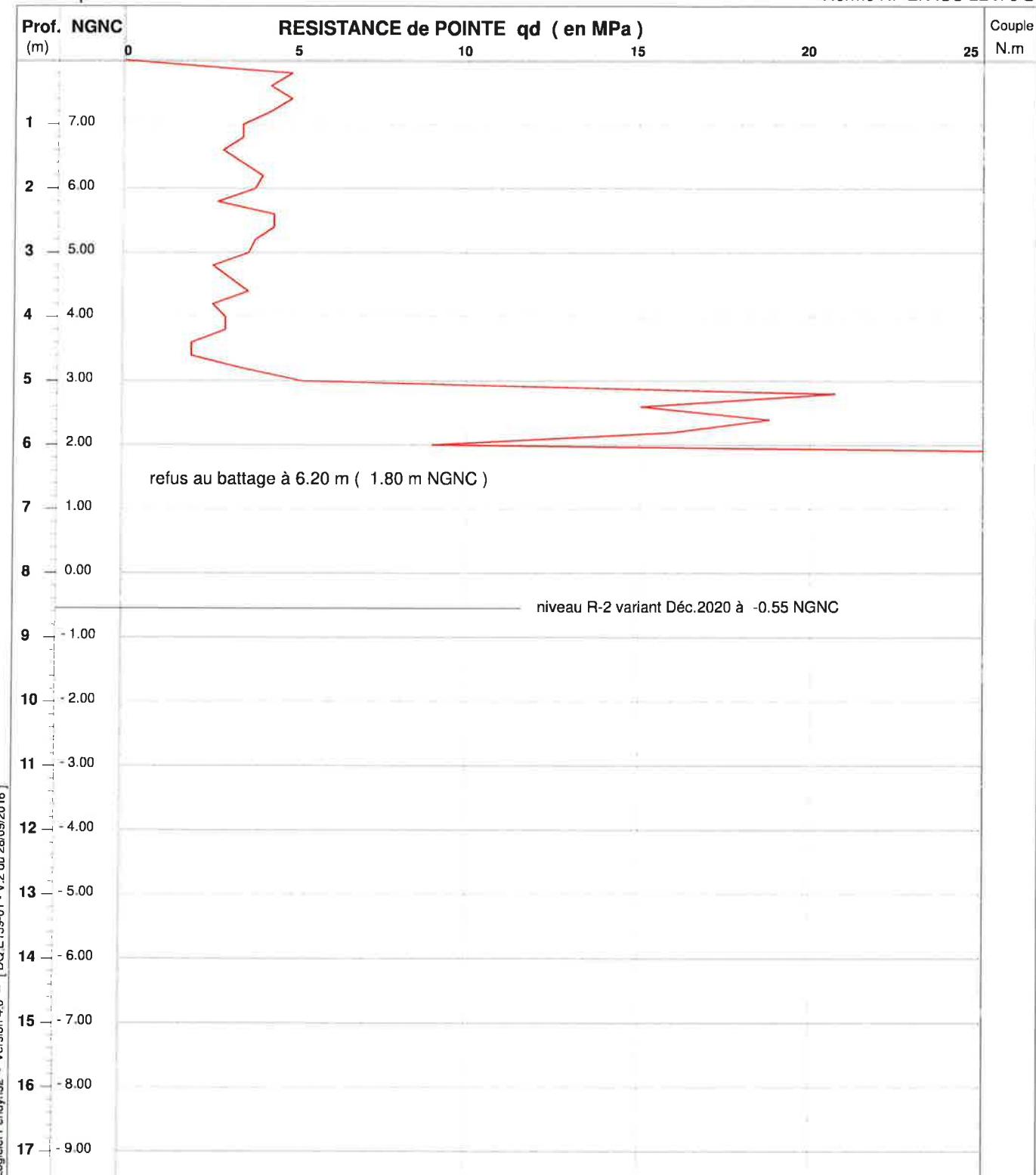
Date essai : 30/09/2020

annexe:

 Localisation essai  
 - X : 445315  
 - Y : 211711  
 - Z : 8 (NGNC)

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



Chantier : RESIDENCE LE SERÂÏ BDC

Client : SM2L INVEST

Dossier : FK092

Date essai : 25/09/2020

Localisation essai

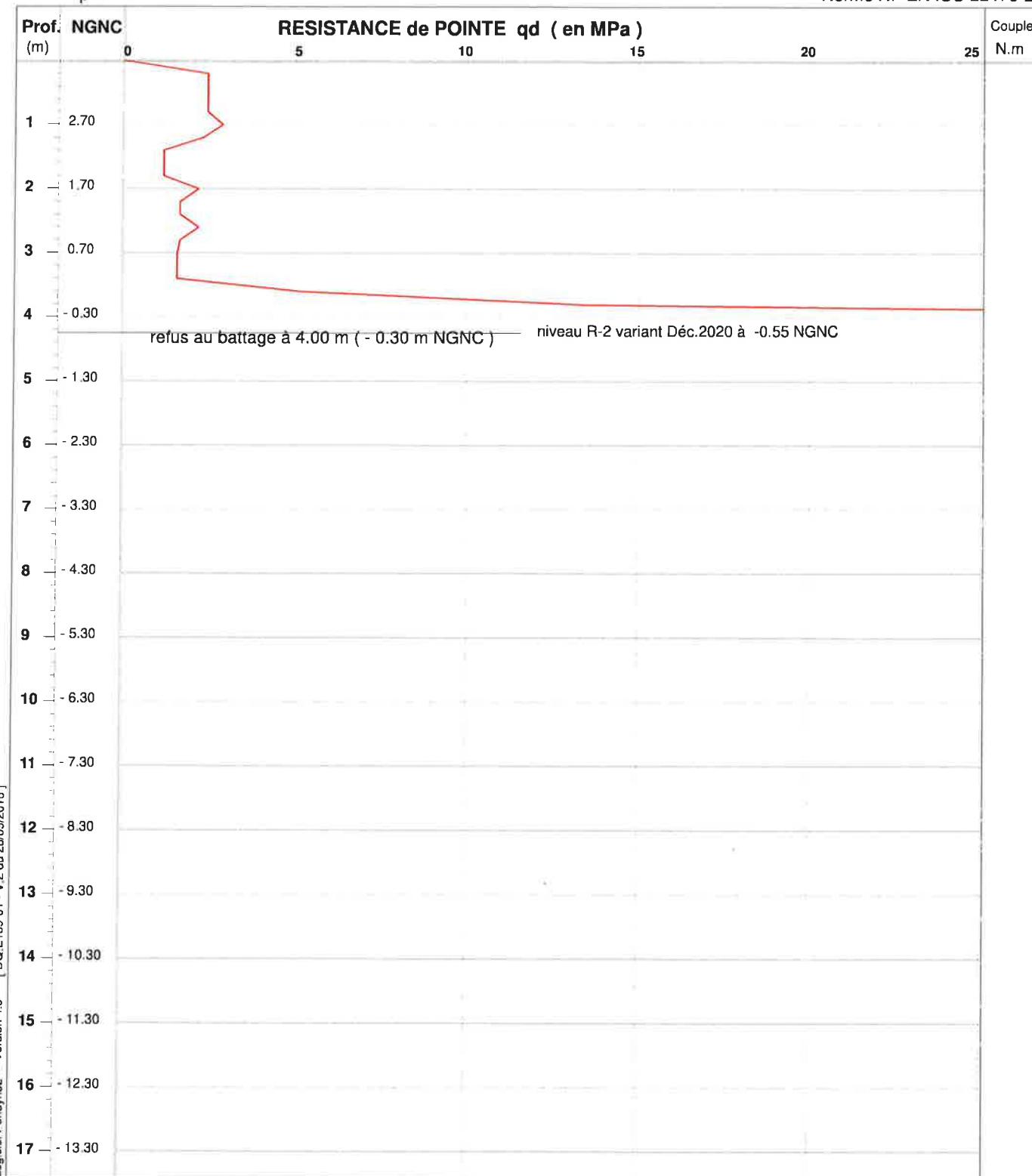
- X : 445299

- Y : 211737

- Z : 3.70 (NGNC)

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



Chantier : RESIDENCE LE SERÂÏ BDC

Client : SM2L INVEST

Dossier : FK092

Date essai : 25/09/2020

Localisation essai

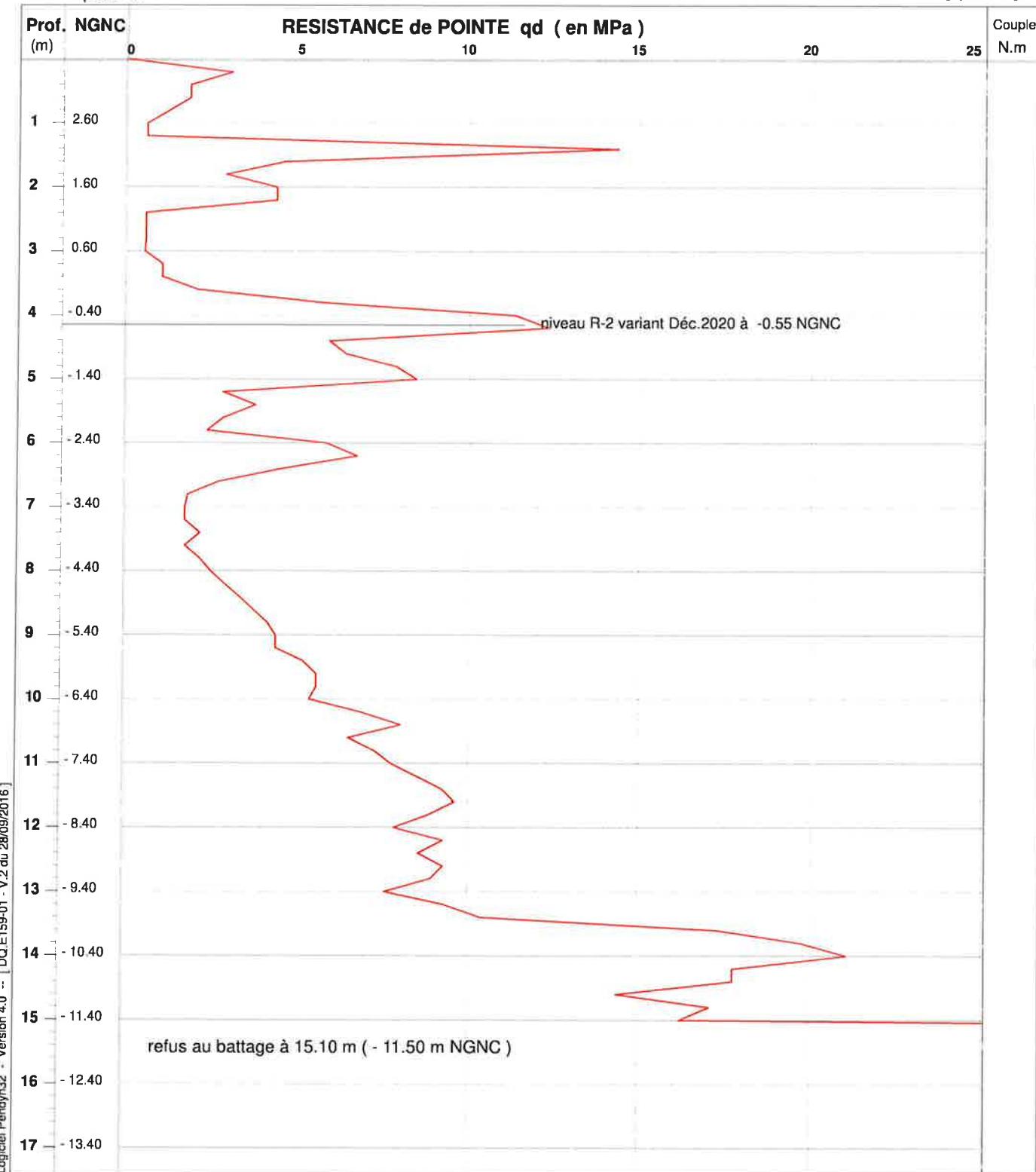
- X : 445262

- Y : 211743

- Z : 3.60 (NGNC)

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



Chantier : RESIDENCE LE SERÂÏ BDC

Client : SM2L INVEST

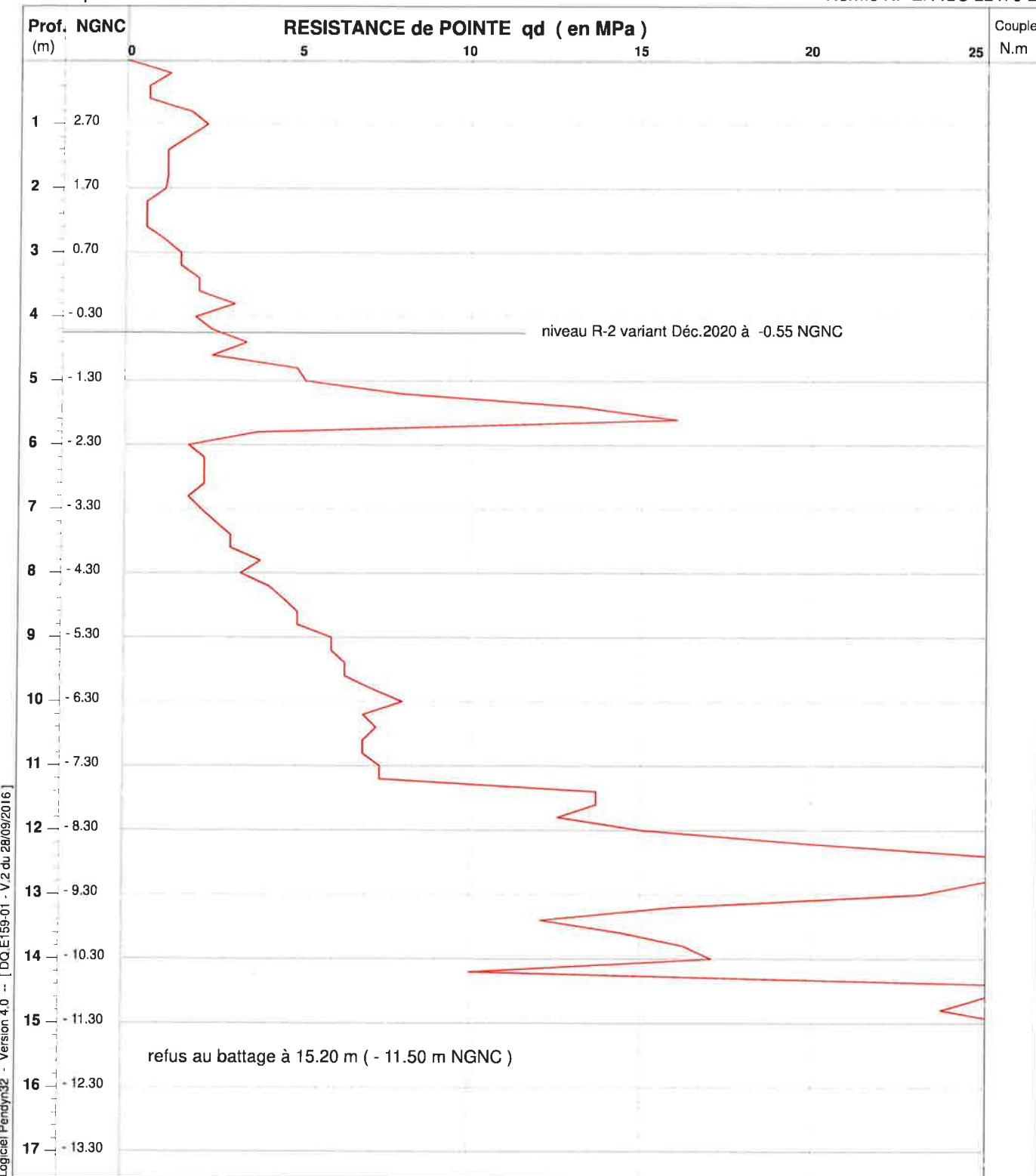
Dossier : FK092

Date essai : 25/09/2020

Localisation essai  
 - X : 445275  
 - Y : 211749  
 - Z : 3.70 (NGNC)

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



Chantier : RESIDENCE LE SERÂÏ BDC

Client : SM2L INVEST

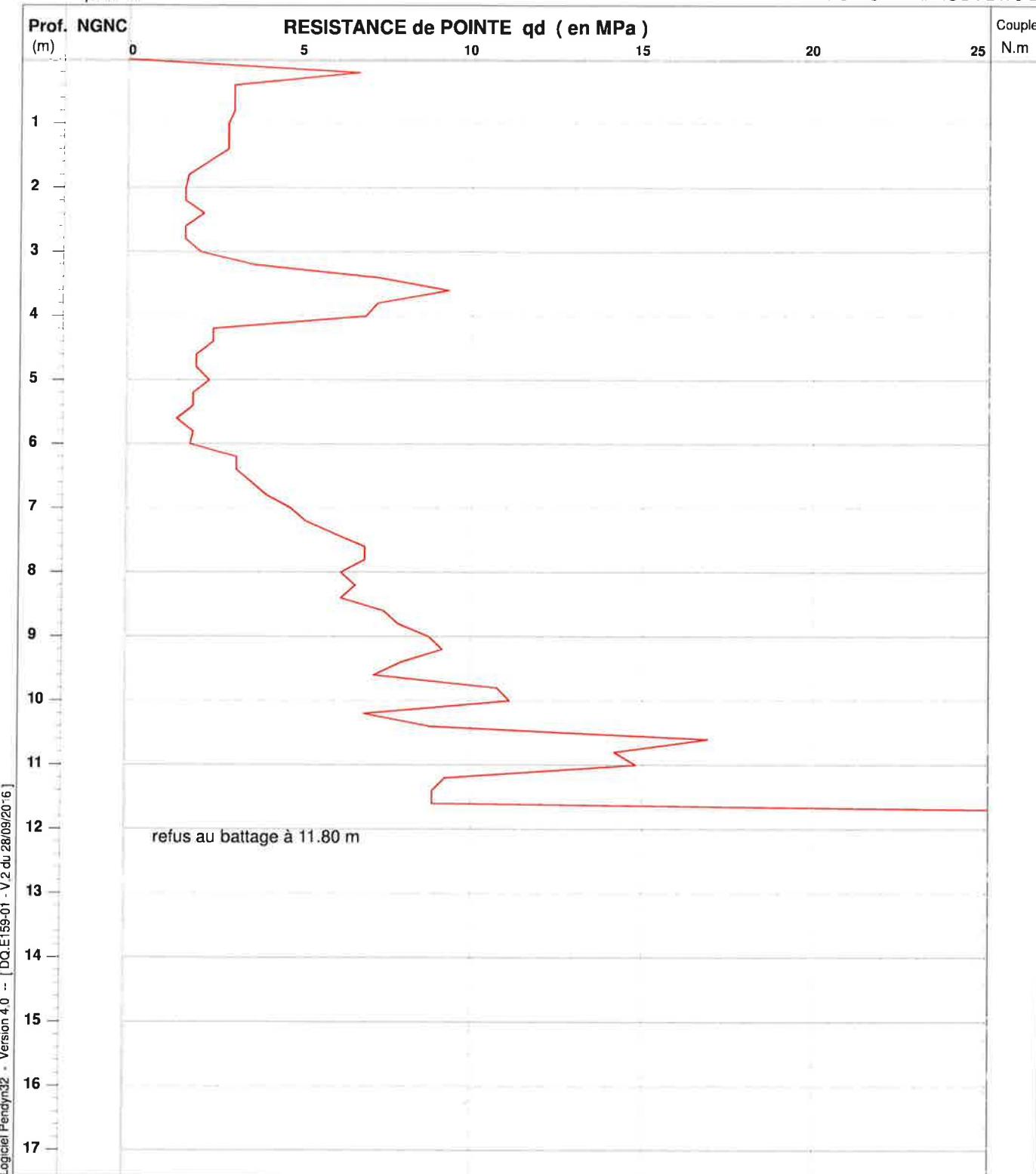
Dossier : FK092

Date essai : 25/09/2020

Localisation essai  
 - X : 445295  
 - Y : 211769  
 - Z :

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



Chantier : RESIDENCE LE SERÂÏ BDC

Client : SM2L INVEST

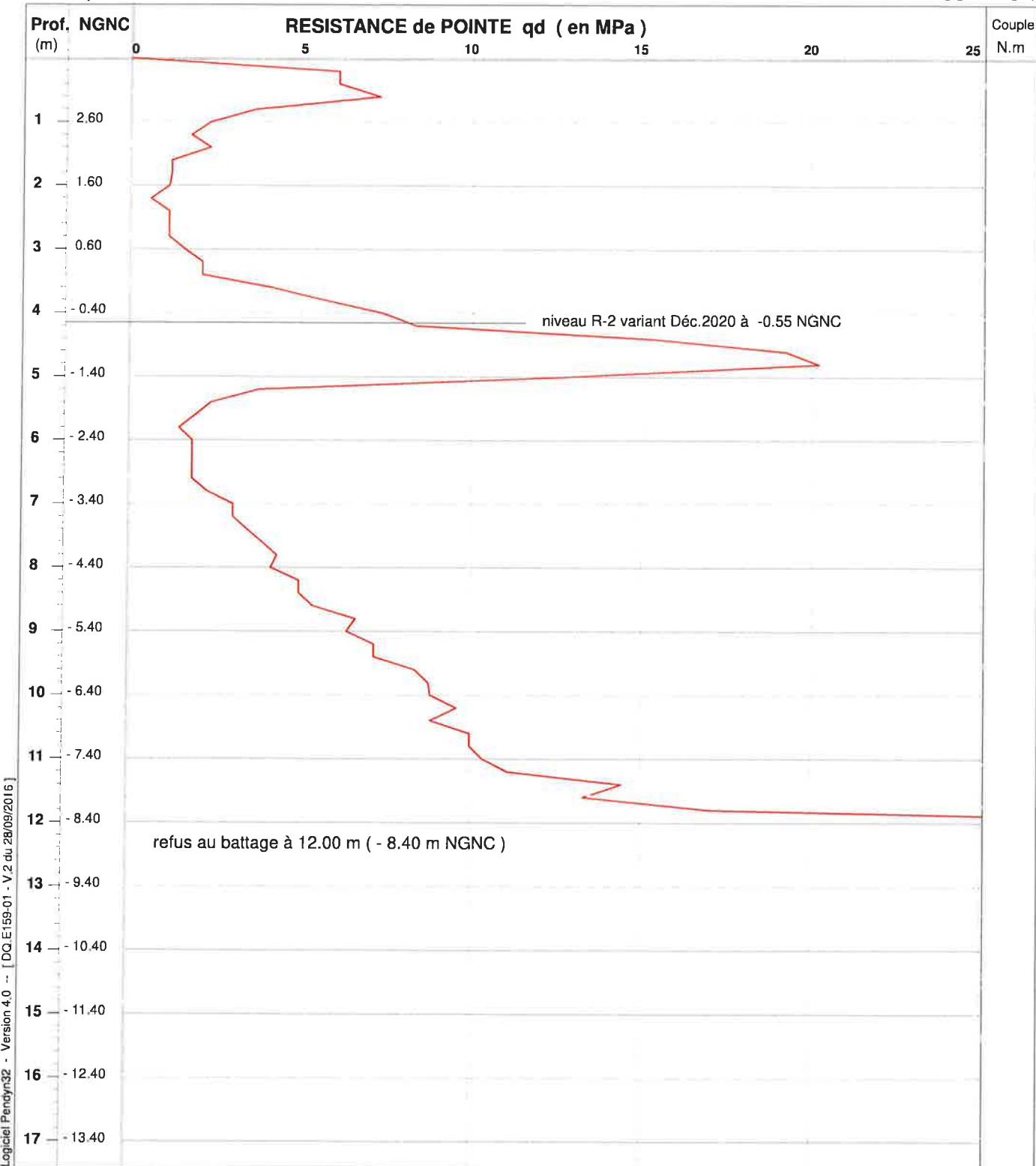
Dossier : FK092

Date essai : 25/09/2020

Localisation essai  
 - X : 445276  
 - Y : 211767  
 - Z : 3.6 (NGNC)

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



MATERIEL UTILISE : Géotool GTR 790

Etalonné le 04/09/2017 --- Coef.[Er] utilisé: 0.80

mouton de 64.15 kg, H.chute 0.75 m - équipage mobile 31.15 kg - tiges de 1 m. et de 5.9 kg - section pointe de 20 cm<sup>2</sup>

OBSERVATIONS : /

# SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SP1

Chantier : RESIDENCE LE SERAÏ BDC

Client : SM2L INVEST

Dossier : FK092

Coordonnées du sondage:

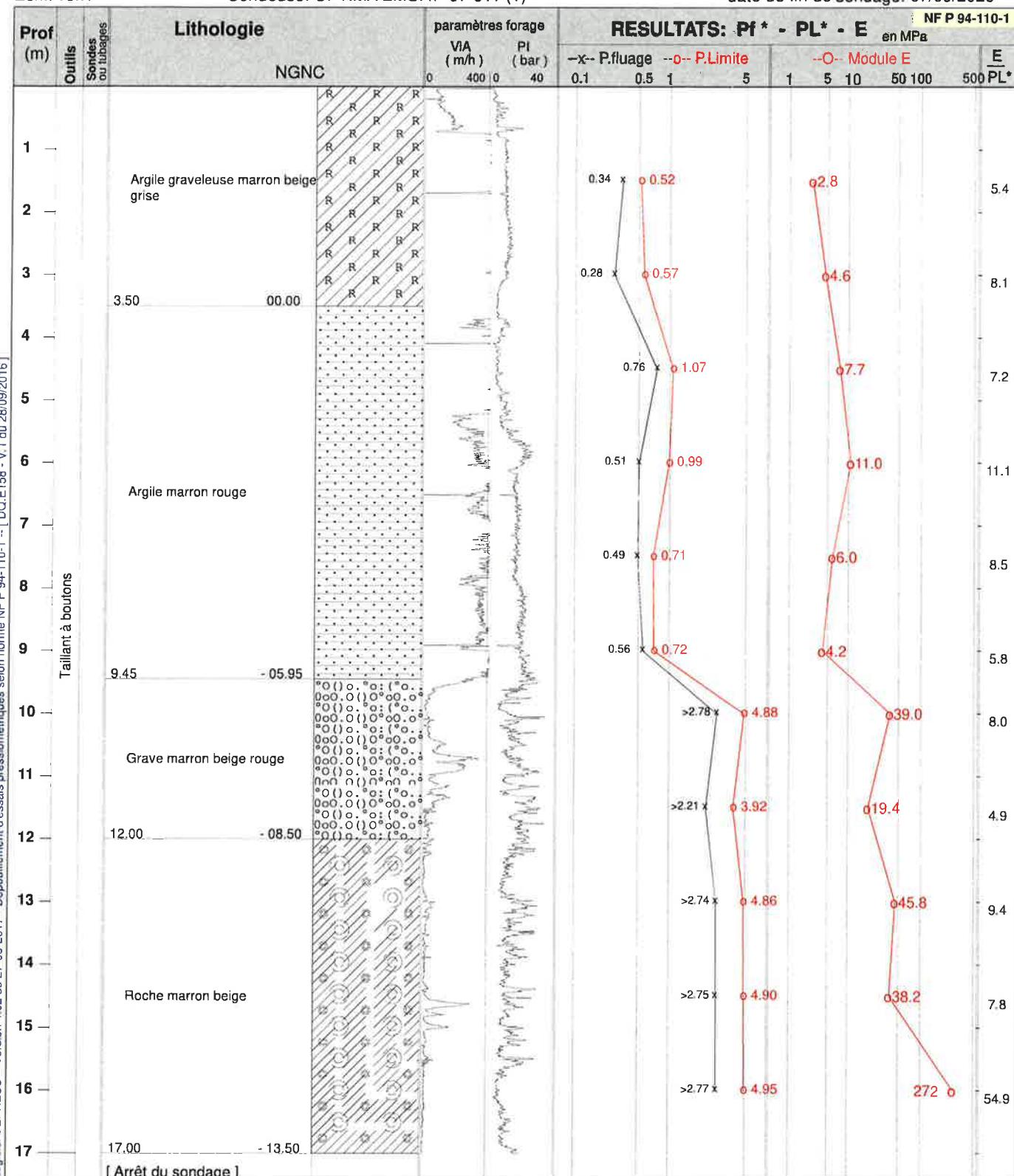
X : 445271 Y : 211707 Z : 3.5 (NGNC)



Ech.Prof: /

Sondeuse: OPTIMA EMCI n° 07-311 (1)

date de fin de sondage: 07/09/2020



Observations : /

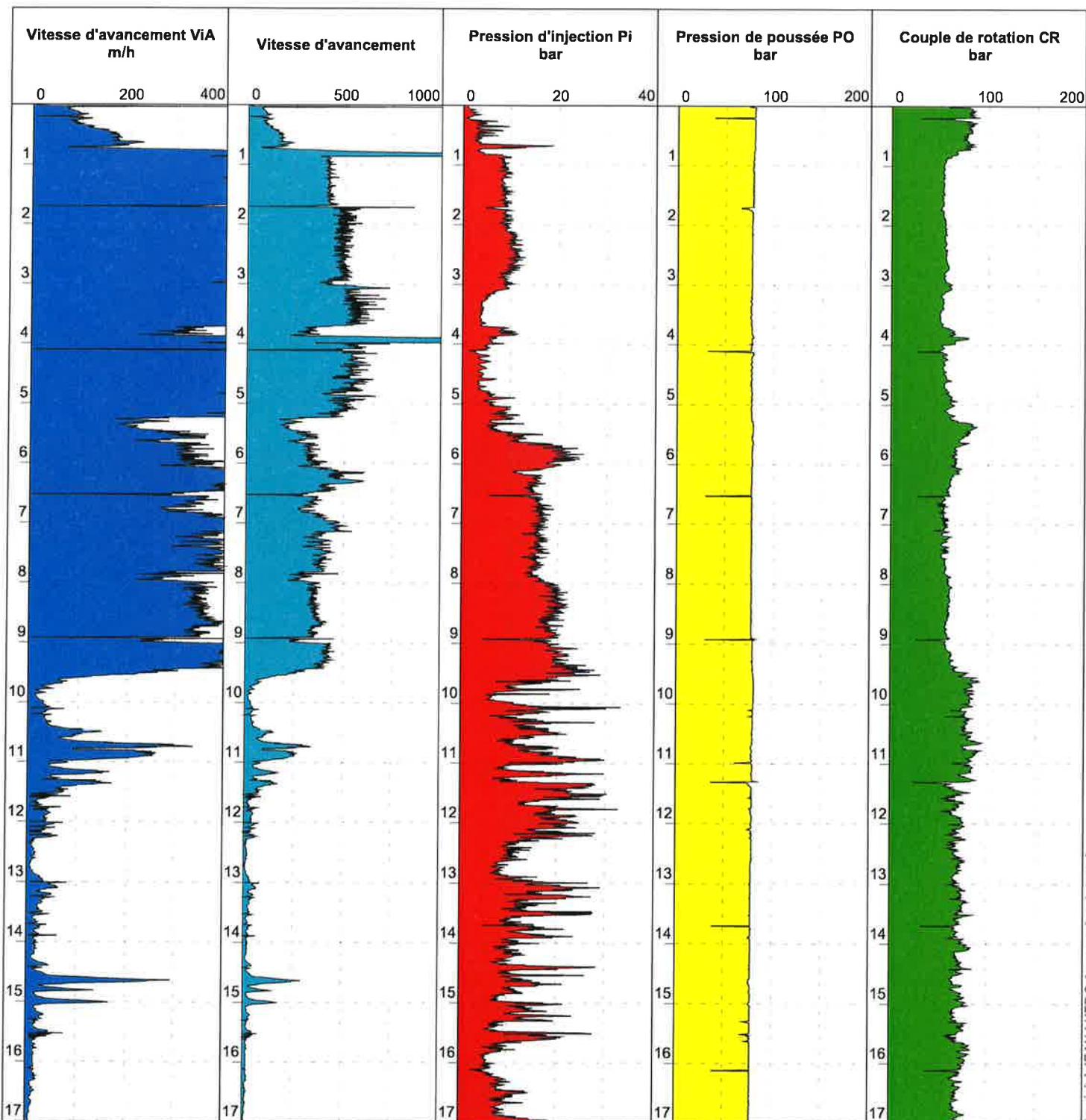
Nappe: /  
(à la date d'exécution du forage)

Date : 07/10/2020	Cote NGNC : 3.50	Méthode : Destructif	Outil : Taillant Boutons	RGNC E : 445271
Machine : EMCI-OPTIMA	Fluide :		Diamètre : 66 mm	RGNC N : 211707
Angle : 0°/v	Tubage :			Profondeur : 0.00 - 17.00 m

1/90

**Forage : SP1**

EXEPF 5.19/LUT3EPF504FR



# SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SP2

annexe:

Chantier : RESIDENCE LE SERÂÏ BDC

Client : SM2L INVEST

Dossier : FK092

Coordonnées du sondage:

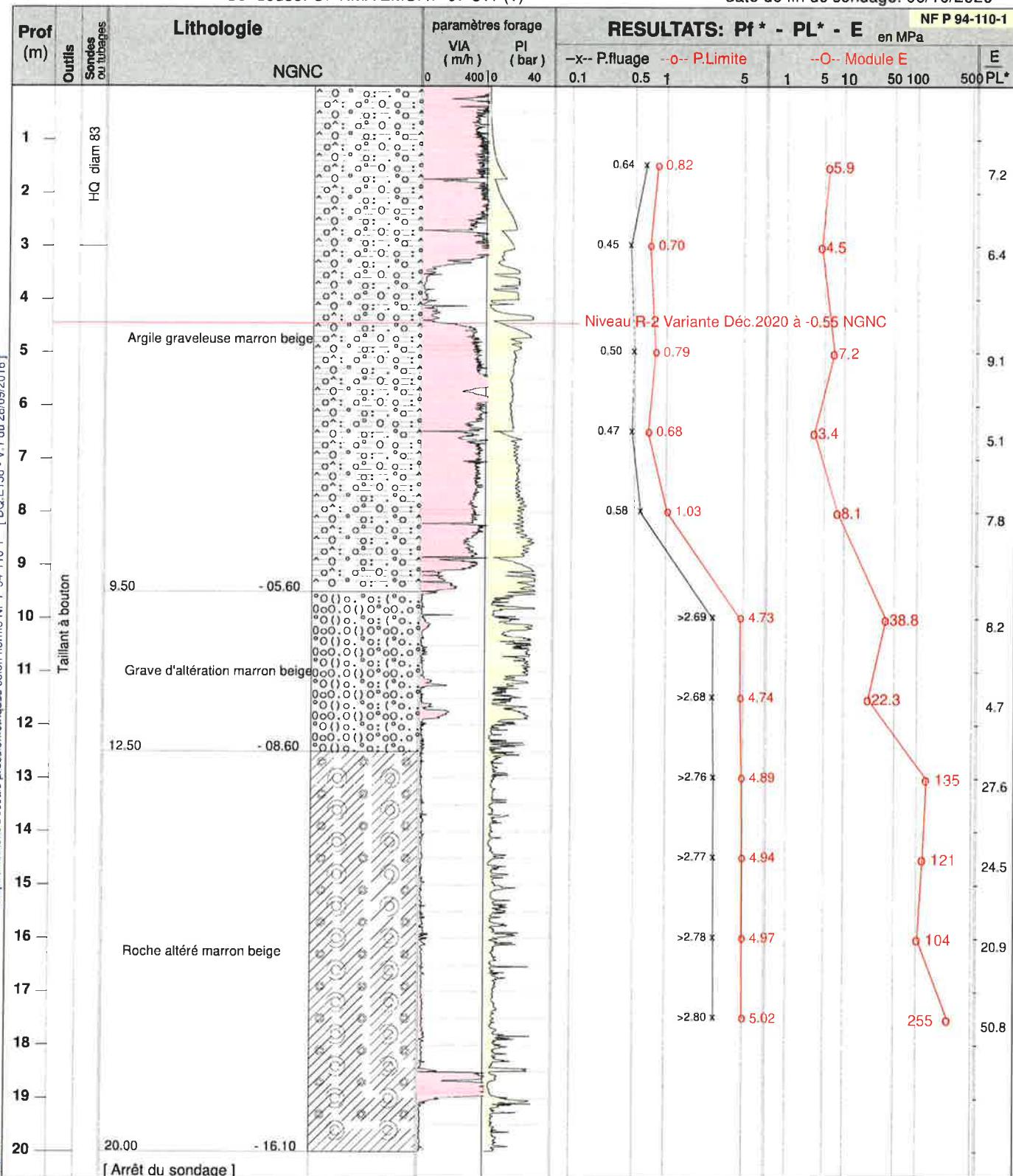
X : 445289 Y : 211755 Z : 3.90 (NGNC)



Ech. Prof: /

Sondeuse: OPTIMA EMCI n° 07-311 (1)

date de fin de sondage: 06/10/2020

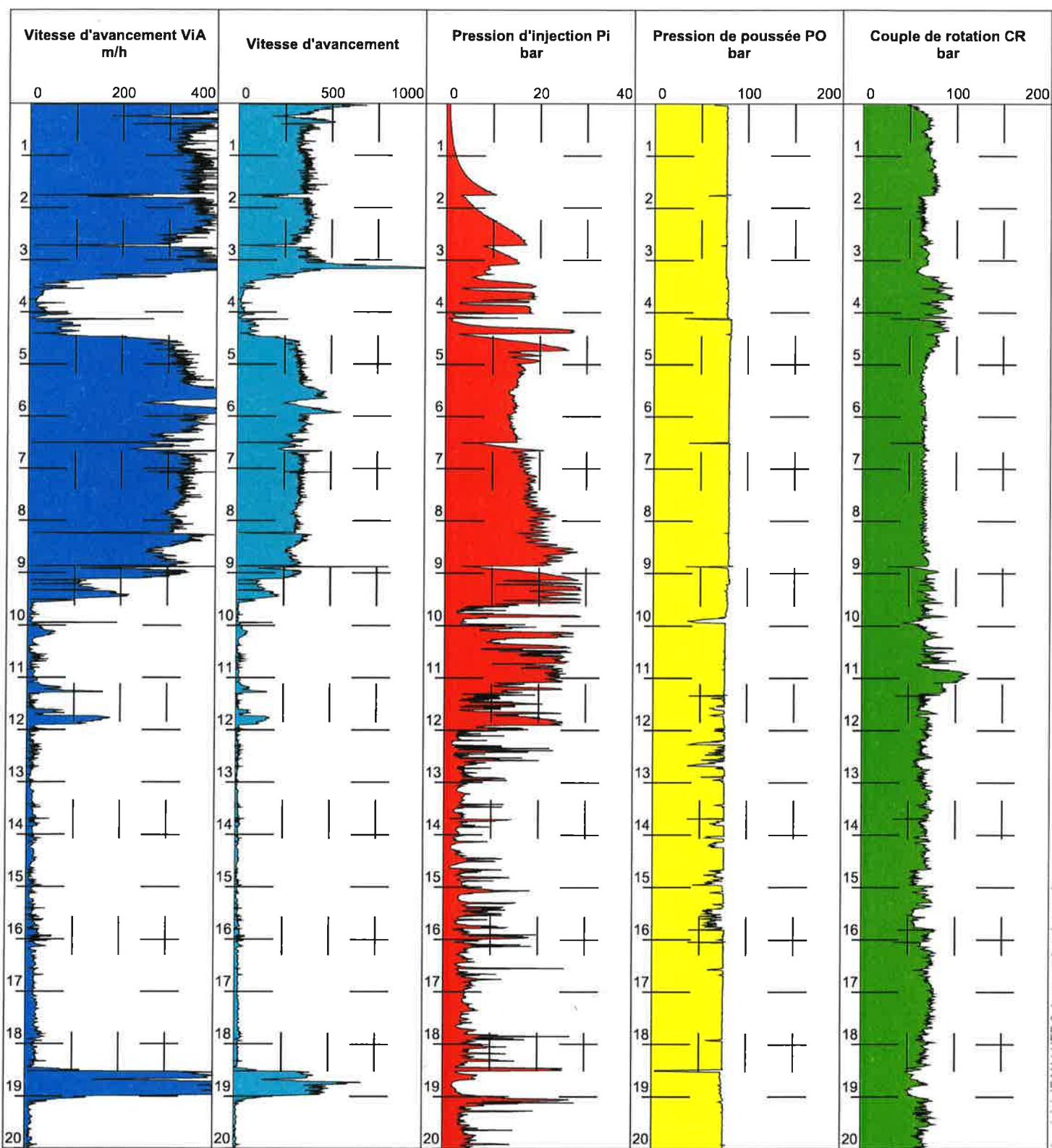


Date : 05/10/2020 Cote NGNC : 3.90 Méthode : Destructif Outil : Taillant Boutons RGNC E : 445289  
Machine : EMCI-OPTIMA Fluide : Diamètre : 66 mm RGNC N : 211755  
Angle : 0°/v Tubage : Profondeur : 0.00 - 20.00 m

1/100

**Forage : SP2**

EXEPF 5.19/LUT3EPF504FR



## SONDAGE CAROTTE SC1-PZ2

Chantier : RESIDENCE LE SERÂÏ BDC

Client : SM2L INVEST

Dossier : FK092

annexe:

Coordonnées du sondage:  
X : 445279 Y : 211687 Z : 4.8 (NGNC)

Ech.Prof: /

date travaux: 15/10/2020

Prof. (m)	Outils	Tubage	Etages	COUPE + Piezo Prof NGNC	Description des sols	% de récup.	R.Q.D %	Echant.	Résultats d'essais ou observations
1				0.05 0.475 0.30 0.450 1.00 03.80	Enrobé Remblais : Grave sableuse marron gris et Grt (CDF)  Argile graveleuse marron beige gris				Non récupéré
2						55			
3						92			
4				3.60 01.20	Argile plastique rouge marron		100		
5						62			Figures de retrait sur les carottes entre 3.50 m et 6.80 m
6						96			
7						78			niveau R-2 Variante Déc.2020 à -0.55 NGNC
8						100			
9						61			Shales gréseux altérés
10				7.20 -02.40 7.80 -03.00 10.00 -05.20	Altération argileuse silto-sableuse marron beige avec des calcaires gréseux et concrétions  Altération silto-sableuse marron beige avec des calcaires gréseux gris/marron (banc ou olistostrome)		85		Altération des shales gréseux, marnes et calcaires gréseux
					[ Arrêt du sondage.]		100		

DOSSIER : FK092

AFFAIRE : RESIDENCE LE SERÃI BAIE DES CITRONS

SONDAGE : SC1-PZ2

CAISSE : 01 / 03

DATE FORATION

COORDONNEES RGNC  
LAMBERTS NC 1991

DE :

A :

DEBUT : 15/10/2020

E : 445279

0.00 m

+4.80 NGNC

4.50 m

+0.30 NGNC

FIN : 15/10/2020

N : 211687



Sondeuse : EMCI-OPTIMA

Outil : Carottier double+overshot

Diamètre : HQ (88.9 mm)

Opérateur : N. FALEMATAGIA

## Légende

APM : Prélèvement de sol intact à l'appareil à parois mince

Carotte prélevée pour essais de laboratoire

Vide ou absence de récupération

Forage destructif

Fin du sondage

DOSSIER : FK092

AFFAIRE : RESIDENCE LE SERÃ‰I BAIE DES CITRONS

SONDAGE : SC1-PZ2

CAISSE : 02 / 03

DATE FORATION

COORDONNEES RGNC  
LAMBERTS NC 1991

DE :

4.50 m

+0.30 NGNC

A :

9.00 m

-4.20 NGNC

DEBUT : 15/10/2020

E : 445279

FIN : 15/10/2020

N : 211687



4.50

5.00

6.00

7.00

8.00

9.00



Sondeuse : EMCI-OPTIMA

Outil : Carottier double+overshot

Diamètre : HQ (88.9 mm)

Opérateur : N.FALEMATAGIA

Légende



APM : Prélèvement de sol intact à l'appareil à parois mince



Carotte prélevée pour essais de laboratoire



Vide ou absence de récupération



Forage destructif



Fin du sondage

DOSSIER : FK092

AFFAIRE : RESIDENCE LE SERÃ‰I BAIE DES CITRONS

SONDAGE : SC1-PZ2

CAISSE : 03 / 03

DATE FORATION

COORDONNEES RGNC  
LAMBERTS NC 1991

DE :

9.00 m

-4.20 NGNC

A :

10.00 m

-5.20 NGNC

DEBUT : 15/10/2020

E : 445279

FIN : 15/10/2020

N : 211687



9.00



10.00



Sondeuse : EMCI-OPTIMA	Outil : Carottier double+overshot	Diamètre : HQ (88.9 mm)	Opérateur : N.FALEMATAGIA	
------------------------	-----------------------------------	-------------------------	---------------------------	--

Légende

APM : Prélèvement de sol intact à l'appareil à parois mince

Carotte prélevée pour essais de laboratoire

Vide ou absence de récupération

Forage destructif

Fin du sondage

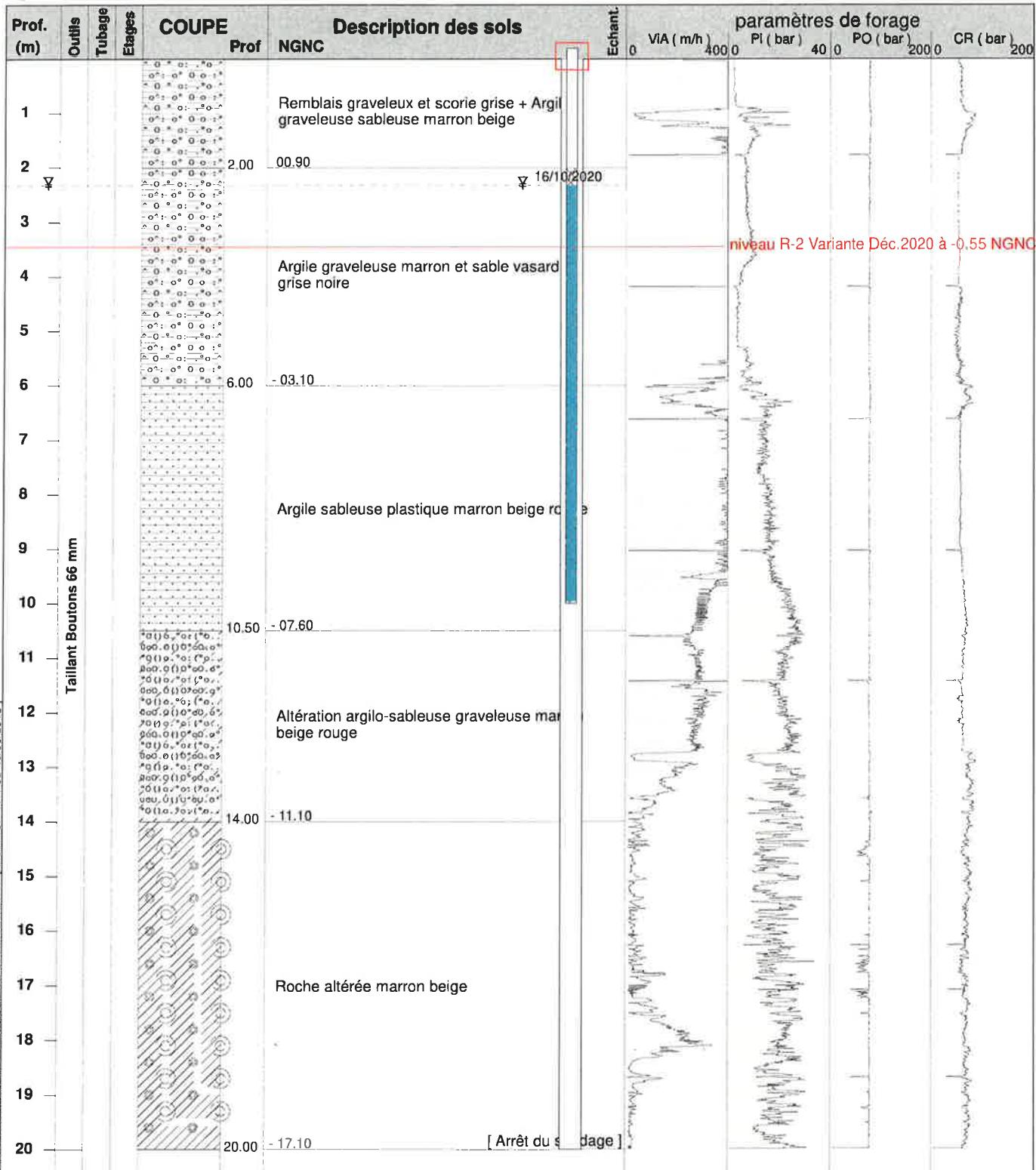
Fin du sondage

**Client : SM2L INVEST**  
**Dossier : FK092**

**Coordonnées du sondage:**  
**X : 445250 Y : 211731 Z : 2.90 (NGNC)**

date travaux: 08/10/2020

Ech. Prof: /



Sondeuse: OPTIMA EMCI n° 07-311 (1)

**Niveau d'eau à 2.32 m.**  
niveau relevé le 16/10/2020

Observations : /

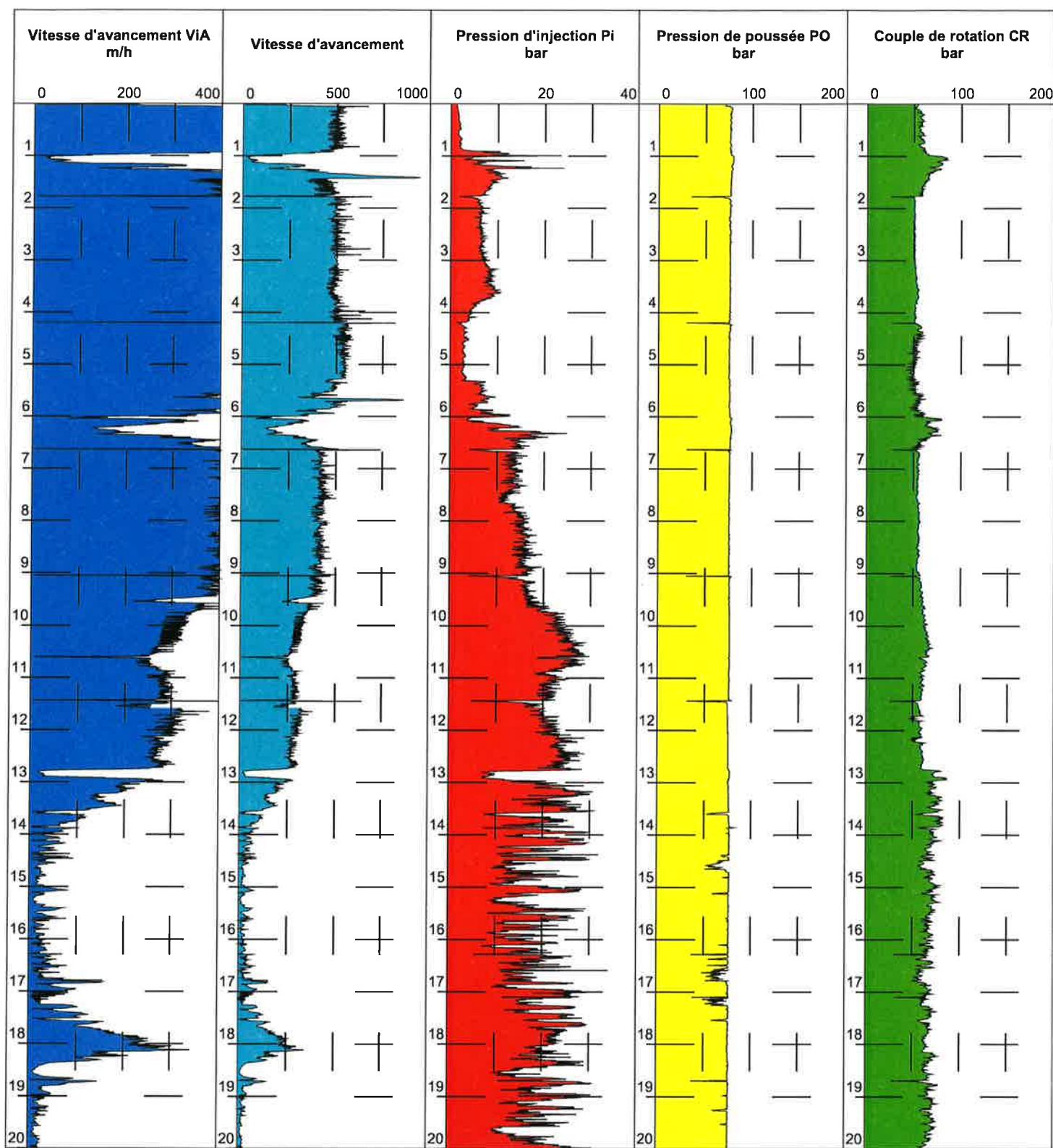
**PIEZOMETRIE:** tube Ø Int. 32mm, longueur 10m, crépiné de 2 à 10m.  
Protection: bouche à clé en tête.

Date : 08/10/2020 Cote NGNC : 2.90 Méthode : Destructif Outil : Taillant Boutons RGNC E : 445250  
Machine : EMCI-OPTIMA Fluide : Diamètre : 66 mm RGNC N : 211732  
Angle : 0°/v Tubage : Profondeur : 0.00 - 20.00 m

1/100

**Forage : SD1**

EXEPF 5.19/LUT3EPF504FR



### ANNEXE A3 – EXEMPLES DE PRE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX SELON LE DTU 13.2

Cette annexe comprend 10 pages.

## Exemple de fondations profondes N° SP1-211220

### Méthode utilisée : D.T.U. 13.2

Nota : Les définitions des symboles utilisés sont présentées sur la dernière page des exemples de fondations.

Chantier : RESIDENCE LE SERÃ BDC

Dossier : FK092

Sauvegardé sous : C:\Program Files\Ginger\LNC\_TECH\SERAI211220.pr

Cas Etudié : R+3+attique+R-1+R-2

### 1. Hypothèses

Type de pieu : Tarière creuse avec Enr.		
Section : circulaire	Diamètre(m)	0.60 à 0.80
Fiche par rapport au T.N. (m) :		9.00 à 11.75
Hauteur neutralisée pour l'encastrement(m)		0.00
Hauteur Hn neutralisée pour le frottement (m)		9.45
Frottement négatif moyen sur Hn (kPa)		0
Profondeur de la nappe (m)		2.80

### 2. Coupe du sol - Caractéristiques pressiométriques

N°	Nature du sol	Base (m)	$\gamma$ (kN/m³)	EM (MPa)	$p_l^*$ (MPa)	$\alpha$
1	Argile	2.80	18.0	5.9	0.44	0.67
2	Argile	9.45	8.0	5.9	0.44	0.67
3	Grave argileuse	12.00	8.0	25.9	3.92	0.67
4	Roche altérée	20.00	8.0	41.6	4.80	0.50

### 3. Catégories de sol et caractéristiques de frottement latéral

N°	Nature du sol	Base (m)	Catégorie de sol	Courbe	$q_s$ (kPa)
1	Argile	2.80	-		0
2	Argile	9.45	1	-	0
3	Grave argileuse	12.00	2	C	150
4	Roche altérée	20.00			0

#### 4. Charges verticales admissibles (hors frottement négatif éventuel)

Type de pieux : Tarière creuse avec Enr.								
Fondations			De/B	facteur portance	ple	Charges admissibles		
						E.L.U.	E.L.S.	
Fiche/TN	Diamètre (m)	Ancrage (m)	kp	(MPa)		Combinaison fondamentale	Combinaison quasi-permanente	
9.00	0.60	6.20				79	52	0.18
	0.70	6.20	9.1	0.90	0.62	108	71	0.18
	0.80	6.20	8.0	0.90	0.62	141	93	0.18
9.25	0.60	6.45	10.9	0.90	0.62	79	52	0.18
	0.70	6.45	9.3	0.90	0.62	108	71	0.18
	0.80	6.45	8.2	0.90	0.62	141	93	0.18
Changement de couche								
9.50	0.60	0.05	1.9	1.37	3.92	770	508	1.80
	0.70	0.05	1.6	1.31	3.92	1000	660	1.72
	0.80	0.05	1.4	1.26	3.92	1255	829	1.65
9.75	0.60	0.30	2.3	1.45	3.92	867	573	2.03
	0.70	0.30	1.9	1.39	3.92	1123	741	1.93
	0.80	0.30	1.7	1.34	3.92	1405	928	1.85
10.00	0.60	0.55	2.7	1.51	3.92	953	630	2.23
	0.70	0.55	2.3	1.46	3.92	1237	818	2.12
	0.80	0.55	2.0	1.40	3.92	1535	1014	2.02
10.25	0.60	0.80	3.1	1.56	3.92	1034	684	2.42
	0.70	0.80	2.7	1.51	3.92	1337	884	2.30
	0.80	0.80	2.3	1.46	3.92	1665	1100	2.19
10.50	0.60	1.05	3.5	1.59	3.92	1104	730	2.58
	0.70	1.05	3.0	1.55	3.92	1429	945	2.46
	0.80	1.05	2.6	1.51	3.92	1785	1180	2.35
10.75	0.60	1.30	3.8	1.60	4.03	1187	785	2.78
	0.70	1.30	3.3	1.57	4.03	1539	1018	2.65
	0.80	1.30	2.9	1.54	4.03	1927	1275	2.54
11.00	0.60	1.55	4.1	1.60	4.14	1265	837	2.96
	0.70	1.55	3.5	1.59	4.14	1650	1092	2.84
	0.80	1.55	3.1	1.56	4.14	2061	1363	2.71
11.25	0.60	1.80	4.4	1.60	4.25	1343	889	3.14
	0.70	1.80	3.8	1.60	4.25	1754	1160	3.02

<b>Type de pieux : Tarière creuse avec Enr.</b>								
<b>Fondations</b>			De/B	facteur portance	ple	<b>Charges admissibles</b>		
						<b>E.L.U.</b>		<b>E.L.S.</b>
Fiche/TN	Diamètre (m)	Ancrage (m)		kp	(MPa)	Combinaison fondamentale	Qmax (kN)	Qmax (kN)      qmax (MPa)
11.50	0.80	1.80	3.3	1.58	4.25		2197	1453      2.89
	0.60	2.05	4.7	1.60	4.34		1416	937      3.32
	0.70	2.05	4.0	1.60	4.34		1843	1220      3.17
	0.80	2.05	3.5	1.59	4.34		2313	1531      3.04
	0.60	2.30	5.1	1.60	4.34		1469	973      3.44
	0.70	2.30	4.3	1.60	4.34		1905	1261      3.28
11.75	0.80	2.30	3.8	1.60	4.34		2395	1585      3.15

Attention : les encastrements équivalents de certains pieux sont inférieurs à l'ancre critique.

Attention : certains ancrages sont inférieurs à 1.5 B.

## 5. Données pour le calcul vis-à-vis des sollicitations transversales

N°	Couche	Base (m)	Diamètre B (m)	Seuil de plasticité $r_f = B \cdot p_f$ (MN/m)	Module linéaire (MPa)	
					courte durée Kf	longue durée Kf/2
1	Argile	2.80	0.60	0.13	21.9	11.0
			0.70	0.15	22.8	11.4
			0.80	0.18	23.6	11.8
2	Argile	9.45	0.60	0.13	21.9	11.0
			0.70	0.15	22.8	11.4
			0.80	0.18	23.6	11.8
3	Grave argileuse	12.00	0.60	1.18	96.2	48.1
			0.70	1.37	100.1	50.1
			0.80	1.57	103.6	51.8

## Exemple de fondations profondes N° SP1-211220

### Méthode utilisée : D.T.U. 13.2

Nota : Les définitions des symboles utilisés sont présentées sur la dernière page des exemples de fondations.

Chantier : RESIDENCE LE SERÃ BDC

Dossier : FK092

Sauvegardé sous : C:\Program Files\Ginger\LNC\_TECH\SERAI211220.pr

Cas Etudié : R+3+attique+R-1+R-2

### 1. Hypothèses

Type de pieu : Tarière creuse avec Enr.		
Section : circulaire	Diamètre(m)	0.60 à 0.80
Fiche par rapport au T.N. (m) :		12.00 à 13.75
Hauteur neutralisée pour l'encastrement(m)		0.00
Hauteur Hn neutralisée pour le frottement (m)		9.45
Frottement négatif moyen sur Hn (kPa)		0
Profondeur de la nappe (m)		2.80

### 2. Coupe du sol - Caractéristiques pressiométriques

N°	Nature du sol	Base (m)	$\gamma$ (kN/m³)	EM (MPa)	$p_l^*$ (MPa)	$\alpha$
1	Argile	2.80	18.0	5.9	0.44	0.67
2	Argile	9.45	8.0	5.9	0.44	0.67
3	Grave argileuse	12.00	8.0	25.9	3.92	0.67
4	Roche altérée	20.00	8.0	41.6	4.80	0.50

### 3. Catégories de sol et caractéristiques de frottement latéral

N°	Nature du sol	Base (m)	Catégorie de sol	Courbe	$q_s$ (kPa)
1	Argile	2.80		-	0
2	Argile	9.45		-	0
3	Grave argileuse	12.00		C	150
4	Roche altérée	20.00	3	F	371

#### 4. Charges verticales admissibles (hors frottement négatif éventuel)

Type de pieux : Tarière creuse avec Enr.								
Fondations			De/B	facteur portance	ple	Charges admissibles		
						E.L.U.	E.L.S.	
Fiche/TN	Diamètre (m)	Ancrage (m)				Combinaison fondamentale	Combinaison quasi-permanente	
				kp	(MPa)		Qmax (kN)	Qmax (kN) qmax (MPa)
12.00	0.60	0.00	4.9	1.50	4.80		1559	1032 3.65
	0.70	0.00		1.45	4.80		1970	1304 3.39
	0.80	0.00		1.39	4.80		2398	1587 3.16
12.25	0.60	0.25	5.3	1.53	4.80		1710	1133 4.01
	0.70	0.25		1.48	4.80		2151	1425 3.70
	0.80	0.25		1.43	4.80		2621	1736 3.45
12.50	0.60	0.50	5.7	1.56	4.80		1862	1234 4.36
	0.70	0.50		1.51	4.80		2332	1545 4.01
	0.80	0.50		1.46	4.80		2832	1876 3.73
12.75	0.60	0.75	6.2	1.57	4.80		1999	1326 4.69
	0.70	0.75		1.53	4.80		2503	1659 4.31
	0.80	0.75		1.48	4.80		3031	2009 4.00
13.00	0.60	1.00	6.6	1.59	4.80		2144	1414 5.00
	0.70	1.00		1.55	4.80		2674	1773 4.61
	0.80	1.00		1.51	4.80		3242	2149 4.28
13.25	0.60	1.25	7.0	1.60	4.80		2282	1414 5.00
	0.70	1.25		1.57	4.80		2846	1888 4.90
	0.80	1.25		1.53	4.80		3441	2282 4.54
13.50	0.60	1.50	7.4	1.60	4.80		2413	1414 5.00
	0.70	1.50		1.58	4.80		3008	1924 5.00
	0.80	1.50		1.55	4.80		3640	2414 4.80
13.75	0.60	1.75	7.8	1.60	4.80		2544	1414 5.00
	0.70	1.75		1.59	4.80		3170	1924 5.00
	0.80	1.75		1.56	4.80		3827	2513 5.00

Nota : les Qmax ont été limitées afin que la contrainte du béton ne dépasse pas 5.0 MPa sous ELS

Attention : les encastrements équivalents de certains pieux sont inférieurs à l'ancre critique.

Attention : certains ancrages sont inférieurs à 1.5 B.

## 5. Données pour le calcul vis-à-vis des sollicitations transversales

N°	Couche	Base (m)	Diamètre B (m)	Seuil de plasticité $rf = B \cdot pf$ (MN/m)	Module linéique (MPa)	
					courte durée Kf	longue durée Kf/2
1	Argile	2.80	0.60	0.13	21.9	11.0
			0.70	0.15	22.8	11.4
			0.80	0.18	23.6	11.8
2	Argile	9.45	0.60	0.13	21.9	11.0
			0.70	0.15	22.8	11.4
			0.80	0.18	23.6	11.8
3	Grave argileuse	12.00	0.60	1.18	96.2	48.1
			0.70	1.37	100.1	50.1
			0.80	1.57	103.6	51.8
4	Roche altérée	20.00	0.60	1.44	186.9	93.5
			0.70	1.68	198.9	99.5
			0.80	1.92	209.8	104.9

## Exemple de fondations profondes N° SP2-211220

### Méthode utilisée : D.T.U. 13.2

Nota : Les définitions des symboles utilisés sont présentées sur la dernière page des exemples de fondations.

Chantier : RESIDENCE LE SERÃI BDC

Dossier : FK092

Sauvegardé sous : C:\Program Files\Ginger\LNC\_TECH\serai211220-sp2...

Cas Etudié : R+3+attique+R-1+R-2

### 1. Hypothèses

Type de pieu : Tarière creuse avec Enr.		
Section : circulaire	Diamètre(m)	0.60 à 0.80
Fiche par rapport au T.N. (m) :		10.00 à 14.00
Hauteur neutralisée pour l'encastrement(m)		0.00
Hauteur Hn neutralisée pour le frottement (m)		9.50
Frottement négatif moyen sur Hn (kPa)		0
Profondeur de la nappe (m)		3.20

### 2. Coupe du sol - Caractéristiques pressiométriques

N°	Nature du sol	Base (m)	$\gamma$ (kN/m³)	EM (MPa)	$p_l^*$ (MPa)	$\alpha$
1	Argile	3.20	18.0	5.1	0.79	0.67
2	Argile	9.50	8.0	5.1	0.79	0.67
3	Grave argileuse	12.50	8.0	28.3	4.70	0.67
4	Roche altérée	20.00	8.0	104.0	4.90	0.50

### 3. Catégories de sol et caractéristiques de frottement latéral

N°	Nature du sol	Base (m)	Catégorie de sol	Courbe	$q_s$ (kPa)
1	Argile	3.20		-	0
2	Argile	9.50		-	0
3	Grave argileuse	12.50	2	C	150
4	Roche altérée	20.00	3	F	378

#### 4. Charges verticales admissibles (hors frottement négatif éventuel)

Type de pieux : Tarière creuse avec Enr.									
Fondations			De/B	facteur portance	ple	Charges admissibles			
						E.L.U.		E.L.S.	
Combinaison fondamentale		Combinaison quasi-permanente				Qmax (kN)		Qmax (kN) qmax (MPa)	
Fiche/TN (m)	Diamètre (m)	Ancrage (m)		kp	(MPa)				
10.00	0.60	0.50	3.5	1.59	4.70	1162	768	2.72	
	0.70	0.50	3.0	1.55	4.70	1525	1008	2.62	
	0.80	0.50	2.6	1.50	4.70	1913	1264	2.51	
10.25	0.60	0.75	3.9	1.60	4.70	1222	808	2.86	
	0.70	0.75	3.4	1.58	4.70	1614	1067	2.77	
	0.80	0.75	2.9	1.54	4.70	2031	1342	2.67	
10.50	0.60	1.00	4.3	1.60	4.70	1275	843	2.98	
	0.70	1.00	3.7	1.60	4.70	1694	1120	2.91	
	0.80	1.00	3.2	1.57	4.70	2137	1412	2.81	
10.75	0.60	1.25	4.7	1.60	4.70	1328	878	3.11	
	0.70	1.25	4.1	1.60	4.70	1756	1161	3.02	
	0.80	1.25	3.6	1.59	4.70	2232	1475	2.93	
11.00	0.60	1.50	5.2	1.60	4.70	1381	914	3.23	
	0.70	1.50	4.4	1.60	4.70	1818	1202	3.12	
	0.80	1.50	3.9	1.60	4.70	2314	1530	3.04	
11.25	0.60	1.75	5.5	1.60	4.72	1440	953	3.37	
	0.70	1.75	4.8	1.60	4.72	1888	1249	3.24	
	0.80	1.75	4.2	1.60	4.72	2395	1584	3.15	
11.50	0.60	2.00	5.9	1.60	4.75	1499	992	3.51	
	0.70	2.00	5.1	1.60	4.75	1957	1295	3.37	
	0.80	2.00	4.4	1.60	4.75	2476	1638	3.26	
11.75	0.60	2.25	6.3	1.60	4.78	1557	1031	3.65	
	0.70	2.25	5.4	1.60	4.78	2027	1341	3.49	
	0.80	2.25	4.7	1.60	4.78	2556	1691	3.36	
12.00	0.60	2.50	6.7	1.60	4.80	1616	1070	3.78	
	0.70	2.50	5.7	1.60	4.80	2096	1387	3.61	
	0.80	2.50	5.0	1.60	4.80	2637	1745	3.47	
12.25	0.60	2.75	7.1	1.60	4.80	1669	1105	3.91	
	0.70	2.75	6.1	1.60	4.80	2158	1429	3.71	

<b>Type de pieux : Tarière creuse avec Enr.</b>								
<b>Fondations</b>			<b>De/B</b>	<b>facteur portance</b>	<b>ple</b>	<b>Charges admissibles</b>		
						<b>E.L.U.</b>		<b>E.L.S.</b>
<b>Fiche/TN</b>	<b>Diamètre</b>	<b>Ancrage</b>				<b>Combinaison fondamentale</b>	<b>Combinaison quasi-permanente</b>	
(m)	(m)	(m)		<b>kp</b>	(MPa)	<b>Qmax</b> (kN)	<b>Qmax</b> (kN)	<b>qmax</b> (MPa)
	0.80	2.75	5.3	1.60	4.80	2707	1792	3.57
						Changement de couche		
12.50	0.60	0.00	7.3	1.60	4.90	1745	1156	4.09
	0.70	0.00	6.3	1.58	4.90	2232	1478	3.84
	0.80	0.00	5.5	1.54	4.90	2745	1817	3.62
12.75	0.60	0.25	7.8	1.60	4.90	1878	1245	4.40
	0.70	0.25	6.7	1.59	4.90	2397	1588	4.13
	0.80	0.25	5.8	1.56	4.90	2948	1952	3.88
13.00	0.60	0.50	8.2	1.60	4.90	2012	1334	4.72
	0.70	0.50	7.0	1.60	4.90	2563	1698	4.41
	0.80	0.50	6.1	1.57	4.90	3138	2079	4.14
13.25	0.60	0.75	8.6	1.60	4.90	2145	1414	5.00
	0.70	0.75	7.4	1.60	4.90	2718	1802	4.68
	0.80	0.75	6.4	1.58	4.90	3328	2206	4.39
13.50	0.60	1.00	9.0	1.60	4.90	2279	1414	5.00
	0.70	1.00	7.7	1.60	4.90	2874	1906	4.95
	0.80	1.00	6.8	1.59	4.90	3519	2333	4.64
13.75	0.60	1.25	9.4	1.60	4.90	2413	1414	5.00
	0.70	1.25	8.1	1.60	4.90	3030	1924	5.00
	0.80	1.25	7.1	1.60	4.90	3709	2460	4.89
14.00	0.60	1.50	9.8	1.60	4.90	2546	1414	5.00
	0.70	1.50	8.4	1.60	4.90	3186	1924	5.00
	0.80	1.50	7.4	1.60	4.90	3887	2513	5.00

Nota : les Qmax ont été limitées afin que la contrainte du béton ne dépasse pas 5.0 MPa sous ELS

Attention : les encastrements équivalents de certains pieux sont inférieurs à l'ancre critique.

Attention : certains ancrages sont inférieurs à 1.5 B.

## 5. Données pour le calcul vis-à-vis des sollicitations transversales

N°	Couche	Base (m)	Diamètre B (m)	Seuil de plasticité $rf = B \cdot pf$ (MN/m)	Module linéique (MPa)	
					courte durée Kf	longue durée Kf/2
1	Argile	3.20	0.60	0.24	18.9	9.5
			0.70	0.28	19.7	9.9
			0.80	0.32	20.4	10.2
2	Argile	9.50	0.60	0.24	18.9	9.5
			0.70	0.28	19.7	9.9
			0.80	0.32	20.4	10.2
3	Grave argileuse	12.50	0.60	1.41	105.1	52.5
			0.70	1.65	109.4	54.7
			0.80	1.88	113.2	56.6
4	Roche altérée	20.00	0.60	1.47	467.3	233.7
			0.70	1.72	497.3	248.7
			0.80	1.96	524.4	262.2

## CONTACT

Ginger LBTP NC – SAS au capital de 32 965 660 F CFP – RIDET 642058.001 – RC  
01B642058 – APE 451 D

Siège social NOUMEA : 1 bis Rue Berthelot, 2ème Vallée du Tir - BP 821

98 845 NOUMEA Cedex Nouvelle Calédonie

Tél : +687 25 00 70 – Fax : +687 28 55 09 – Email : [lbtp.noumea@lbtp.nc](mailto:lbtp.noumea@lbtp.nc)

Agence de KONE : Kataviti, Avenue du Lapita - BP 548 – 98860 KONE –

Tél : +687 47 25 53 – Fax : +687 47 20 26 – Email : [lbtp.kone@lbtp.nc](mailto:lbtp.kone@lbtp.nc)

[www.lbtp.nc](http://www.lbtp.nc)