



Bureau d'études spécialisé  
Géotechnique, Hydrogéologie et Assainissement

Septembre 2025

## MISSION G2AVP-G2PRO ETUDE GEOTECHNIQUE

### Maître d'ouvrage

ECOLE DES MINES DE SAINT-ETIENNE

158 Cours Fauriel

42100 SAINT-ETIENNE

Référence de dossier  
GEO 250957



### Lieu d'intervention

880 Avenue de Mimet

13541 GARDANNE

SARL VEGEO-Environnement au capital de 1600 euros  
57 Impasse des Oliviers – 13320 BOUC-BEL-AIR – Julien OGNIBENE  
06.22.47.52.58 – [contact@vegeo.pro](mailto:contact@vegeo.pro)  
SIRET : 537 466 104 – Numéro intracommunautaire : FR 13 537 466 104 – APE : 7490 B

[www.vegeo.pro](http://www.vegeo.pro)



**SUIVI DES MODIFICATIFS ET MISES A JOUR**

<b>Version</b>	<b>Date</b>	<b>Rédacteur</b>	<b>Contact tél.</b>	<b>Revue</b>	<b>Contact tél.</b>
V1	23/09/2025	Jean-Antoine LUÈRE	06.09.09.88.30	Julien OGNIBENE	06.22.47.52.58
V2					
V3					



## Sommaire

I	Avant-Propos .....	1
II	Mission confiée.....	2
II.1	Objet.....	2
II.2	Mission selon la norme NF P94-500.....	2
II.3	Document(s) mis à disposition.....	2
III	Informations générales et approche documentaire.....	3
III.1	Projet soumis .....	3
III.2	Description du site .....	4
III.3	Géologie du site .....	6
III.4	Risques à considérer.....	7
III.4.a	Aléa retrait gonflement des argiles .....	7
III.4.b	Risque sismique.....	7
III.4.c	Risque remontée de nappe.....	8
III.4.d	Mouvement de terrain .....	8
IV	Investigations géotechniques .....	9
IV.1	Méthode de reconnaissance mise en œuvre.....	9
IV.1.a	Sondage(s) pénétrométrique(s).....	9
IV.1.b	Sondage(s) pressiométrique(s) .....	9
IV.1.c	Fouille(s) de reconnaissance .....	9
IV.1.d	Altimétrie relative.....	10
IV.1.e	Implantation des sondages .....	10
IV.2	Hydrogéologie .....	11
IV.3	Description géotechnique du site.....	12
IV.3.a	Sol au droit du projet.....	12
IV.3.b	Remarque(s) concernant les sondages .....	12
IV.3.c	Modèle géotechnique retenu .....	13
IV.1	Reconnaissance des fondations existantes.....	14
V	Principes généraux de construction.....	16
V.1	Terrassements généraux .....	16
V.1.a	Conditions de terrassement.....	16
V.1.b	Recommandations concernant les venues d'eau.....	16
V.1.c	Talutage.....	16

V.2	Fondations envisagées.....	17
V.2.a	Fondations à envisager.....	17
V.2.b	Généralités.....	18
V.2.c	Travaux en présence d'eau dans le sol (nappe, veines, sources) .....	19
V.2.d	Dispositions constructives.....	19
V.3	Contrainte à considérer.....	20
V.4	Frottement axial et résistance de pointe à considérer.....	21
V.5	Paramètres sismiques .....	21
VI	Prédimensionnement des fondations – cas des escaliers .....	22
VI.1	Données utilisées .....	22
VI.1.a	Descentes de charges .....	22
VI.2	Synthèse des charges sur les fondations considérées .....	22
VI.3	Principe de calculs pour des fondations superficielles .....	23
VI.3.a	Critère de portance.....	23
VI.3.b	Critère d'excentrement.....	24
VI.3.c	Critère de glissement.....	24
VI.3.d	Calcul des tassements .....	25
VI.4	Calculs pour les semelles filantes .....	27
VI.4.a	Justification aux ELU .....	27
VI.4.b	Justification aux ELS .....	27
VII	Prédimensionnement des fondations – cas de la terrasse.....	28
VII.1	Données utilisées .....	28
VII.1.a	Niveau d'ancrage .....	28
VII.1.a	Descentes de charges .....	28
VII.2	Synthèse des charges sur les fondations considérées .....	28
VII.3	Principe de calculs pour des fondations profondes .....	29
VII.3.a	Vérification de la portance à l'ELU.....	29
VII.3.b	Vérification de la portance à l'ELS .....	29
VII.3.c	Estimation des tassements.....	30
VII.4	Calculs pour les ouvrages considérés.....	30
VII.4.a	Hypothèses de calculs.....	30
VII.4.b	Frottement axial.....	31
VII.4.c	Vérification de la portance .....	31
VII.4.d	Tassement.....	31

VII.4.e	Vérification de l'armature .....	32
VII.4.f	Vérification au flambement.....	32
VIII	Observations .....	33
Annexe 1	: profondeur minimale de début d'ancrage au droit des points réalisés .....	34
Annexe 2	: note sur les missions d'ingénierie géotechnique.....	35
Annexe 3	: sondage(s) pénétrométrique(s).....	38
Annexe 4	: sondage(s) pressiométrique(s) .....	42
Annexe 5	: découverte(s) de fondations.....	44
Annexe 6	: modélisation(s) GEOFOND – cas des escaliers .....	47
Annexe 7	: modélisation(s) GEOFOND – cas de la terrasse.....	48



## I Avant-Propos

---

Le présent rapport et ses annexes constituent un ensemble indissociable.

La responsabilité du bureau d'études VEGEO-Environnement ne pourrait être mise en cause dans le cas d'une mauvaise utilisation qui pourrait être faite d'une communication ou reproduction partielle du présent document, sans accord écrit préalable de son auteur.

**La présente étude correspond à une mission de type G2PRO intégrant une mission G2AVP (selon la norme NF P94-500). La prestation du bureau d'études VEGEO-Environnement se limite uniquement aux missions de la mission géotechnique suscitée, rappelées par la suite. Le bureau d'études VEGEO-Environnement n'a en aucun cas une mission de bureau d'études structure ou de maîtrise d'œuvre.**

La présente étude est couverte par une **assurance décennale auprès de la SMA BTP**.

## II Mission confiée

---

### II.1 Objet

Suite à la demande de ECOLE DES MINES DE SAINT-ETIENNE, le bureau d'études VEGEO-Environnement est intervenu pour la réalisation d'une étude géotechnique de type Projet (G2PRO) intégrant une mission de type G2AVP. Cette étude s'inscrit dans le cadre de la construction d'un escalier, d'une terrasse en ossature bois et l'ajout de poteaux. La présente étude se limite uniquement au projet décrit ici est aucunement à un autre ouvrage (soutènement, voirie...). Le projet est localisé sur la commune de GARDANNE.

### II.2 Mission selon la norme NF P94-500

La mission G2AVP établira, conformément à la norme NF P94-500 (Missions Géotechniques Types – Révision Novembre 2013) :

- Le contexte géotechnique sur l'emprise du projet.
- Les hypothèses géotechniques à considérer au stade de l'Avant-Projet.
- La définition des choix constructifs des ouvrages géotechniques considérés ici.

La mission G2PRO établira, conformément à la norme NF P94-500 (Missions Géotechniques Types – Révision Novembre 2013) :

- La définition et la réalisation, au besoin, d'une phase d'investigation supplémentaire.
- La synthèse du contexte géotechnique au droit du site.
- Le prédimensionnement des fondations pour le projet étudié.
- La définition des choix constructifs des ouvrages géotechniques considérés ici.
- Les prescriptions de réalisation et de contrôle des ouvrages étudiés.

### II.3 Document(s) mis à disposition

Les documents listés ci-dessous ont été utilisés pour mener à bien la mission confiée :

- Plan(s) de masse de l'existant
- Plan(s) de masse du projet
- Plan(s) de coupe
- Plan(s) intérieur(s) de l'existant
- Plan(s) intérieur(s) du projet

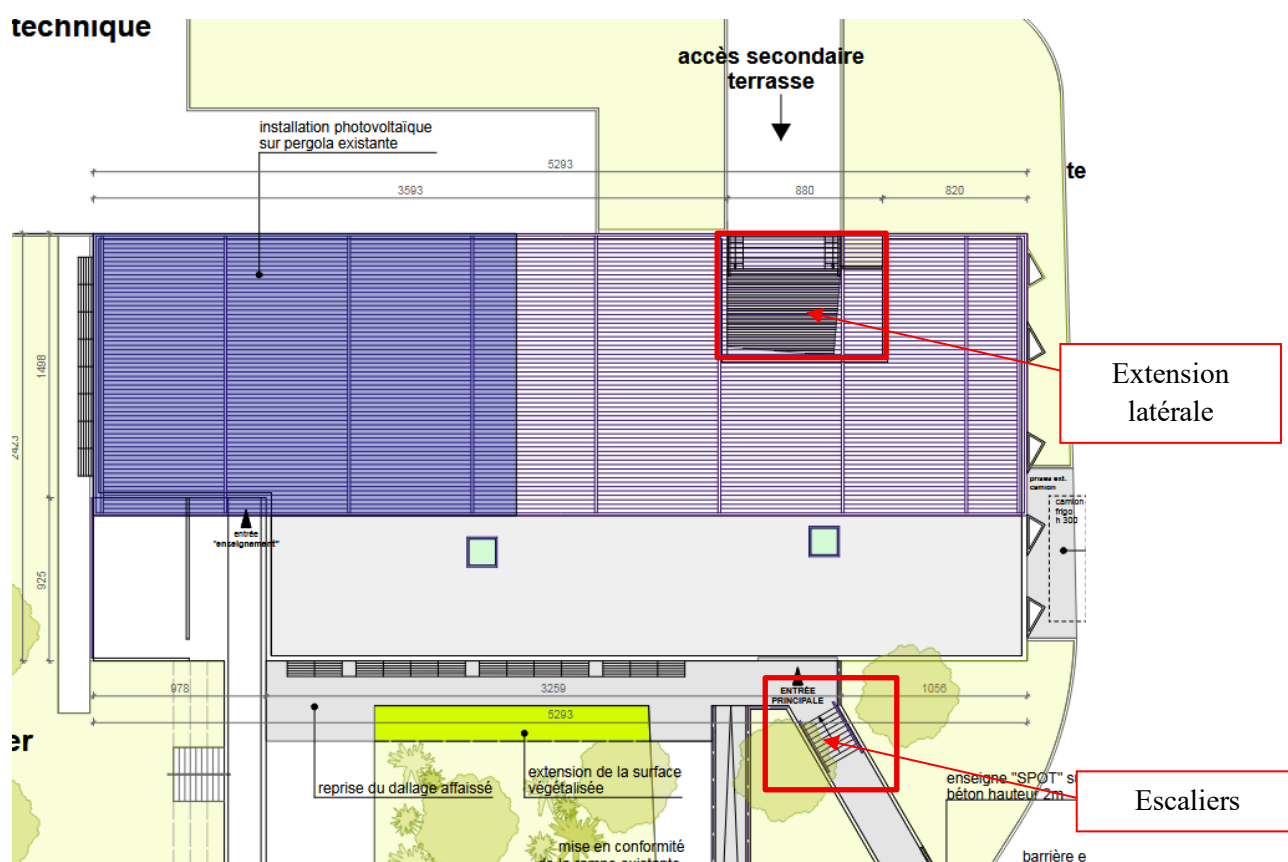
### III Informations générales et approche documentaire

#### III.1 Projet soumis

Le projet consiste en la construction d'un escalier, d'une terrasse en ossature bois et l'ajout de poteaux à l'intérieur d'un bâti.

Les nouvelles constructions ont les caractéristiques suivantes :

Bâti	Type	Dimensions
Bâti en place	R+0 avec R-1	≈950 m <sup>2</sup>
Terrasse en ossature bois	R+0	≈50 m <sup>2</sup>



Vue du projet

### III.2 Description du site

Le site étudié est localisé à l'adresse suivante : 880 Avenue de Mimet – 13541 GARDANNE

Les références cadastrales du site sont : section BP, parcelle(s) 215 et 229.

Le terrain a une superficie de :  $>10000 \text{ m}^2$

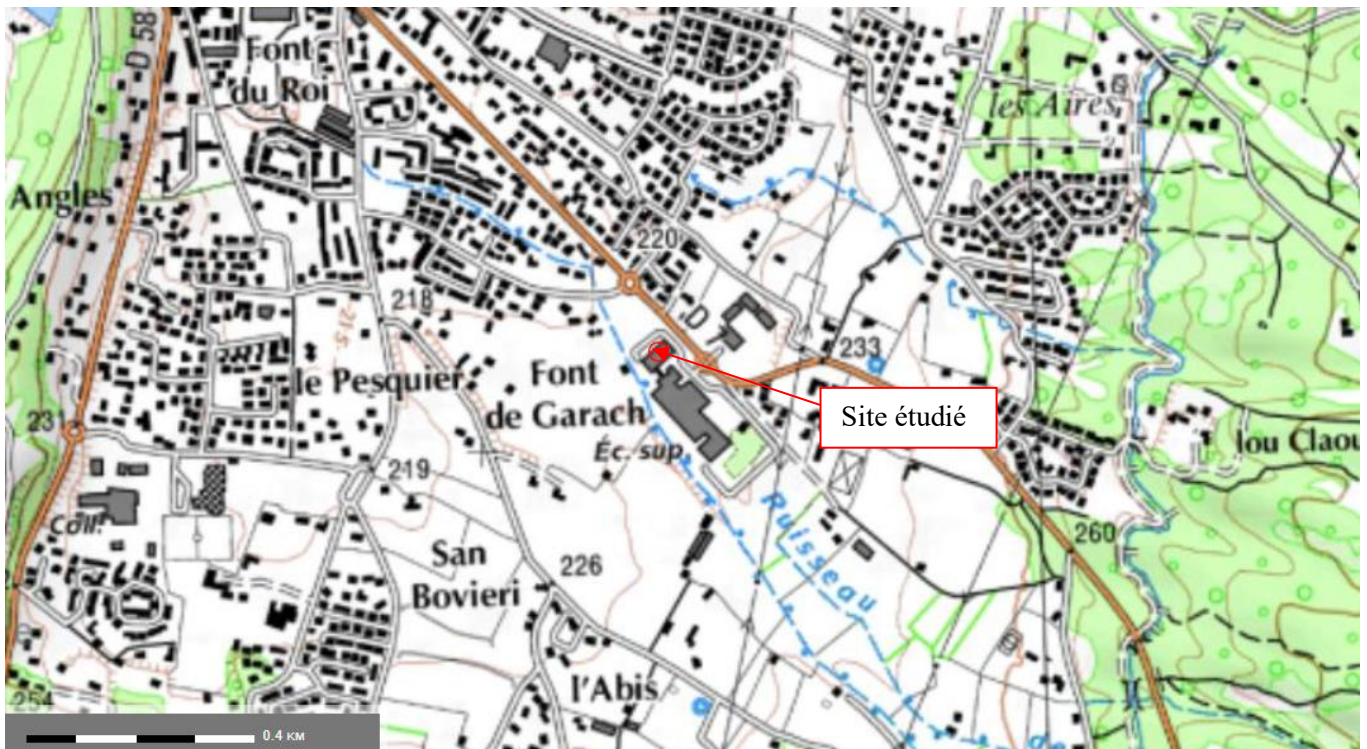
Lors de la visite de terrain, le site se présentait sous la forme d'une zone actuellement occupée par le bâti étudié. La parcelle est bordée par le complexe de l'école des mines, quelques habitations individuelles et des parcelles agricoles.

L'altitude moyenne du site peut être située à 224.7 m NFG, d'après la carte IGN.



**Vue aérienne du site (source géoportail)**

La topographie de la zone étudiée met en évidence un terrain en pente vers le Nord-Ouest.



Plan de situation (source infoterre)

### III.3 Géologie du site

D'après les cartes géologiques du BRGM, le site est situé sur la/les couche(s) géologique(s) suivante(s) :

- Épandages locaux, colluvions (Würm). Dans la plupart des thalwegs, les limons et cailloutis, ci-devant attribués à une action fluviatile (apports longitudinaux) proviennent en réalité de glissement sur les pentes et de ruissellements aréolaires. Ils passent latéralement, dans la vallée de l'Arc, aux alluvions de la basse-terrace. L'attribution au Würm est vraisemblable.

Recouvrant :

- Argiles et grès inférieurs à Reptiles (250 à 300 m). Ils forment au Nord de Fuveau, la base de la série rognacienne. Cependant dans la partie orientale du bassin de l'Arc à partir de Trets, étant donnée la convergence de faciès, la limite Bégudien - Rognacien devient imprécise dans la série monotone des argiles rouges à lentilles gréseuses. Dans les environs de Rousset, les grès, souvent pisolithiques, ont livré des ossements de Rhabdodon priseum et surtout de Hypselosaurus priscus. La fréquence des restes de ce dernier Dinosaurien lui font attribuer les œufs découverts fréquemment dans les argiles ou les grès, voire dans les brèches, du Rognacien inférieur ou supérieur. Les plus beaux gisements se trouvent auprès de Sainte-Victoire, à Roques Hautes, au-dessus et au-dessous du calcaire rognacien, l'ensemble de la série passant localement à des brèches



Carte géologique (source infoterre)

### III.4 Risques à considérer

D'après les différentes bases de données mises à notre disposition, il est possible de déterminer les points suivants :

#### III.4.a Aléa retrait gonflement des argiles

Existence d'un PPR : ☒ Oui ☐ Non

Classement de la zone (PPR) : B2 - risque faible à moyen

Risque (d'après le BRGM) : ☐ Nul ☐ Faible ☐ Moyen ☐ Fort

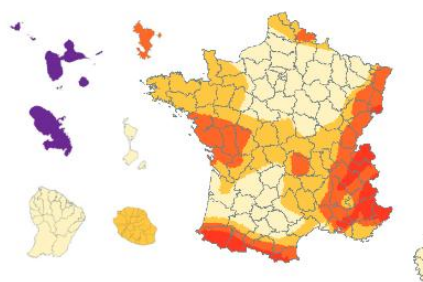


Exposition au retrait gonflement des argiles (source infoterre)

#### III.4.b Risque sismique

Selon le décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français, la zone présente un risque :

- ☐ Zone 1 : Très faible
- ☐ Zone 2 : Faible
- ☒ Zone 3 : Modéré
- ☐ Zone 4 : Moyen
- ☐ Zone 5 : Fort

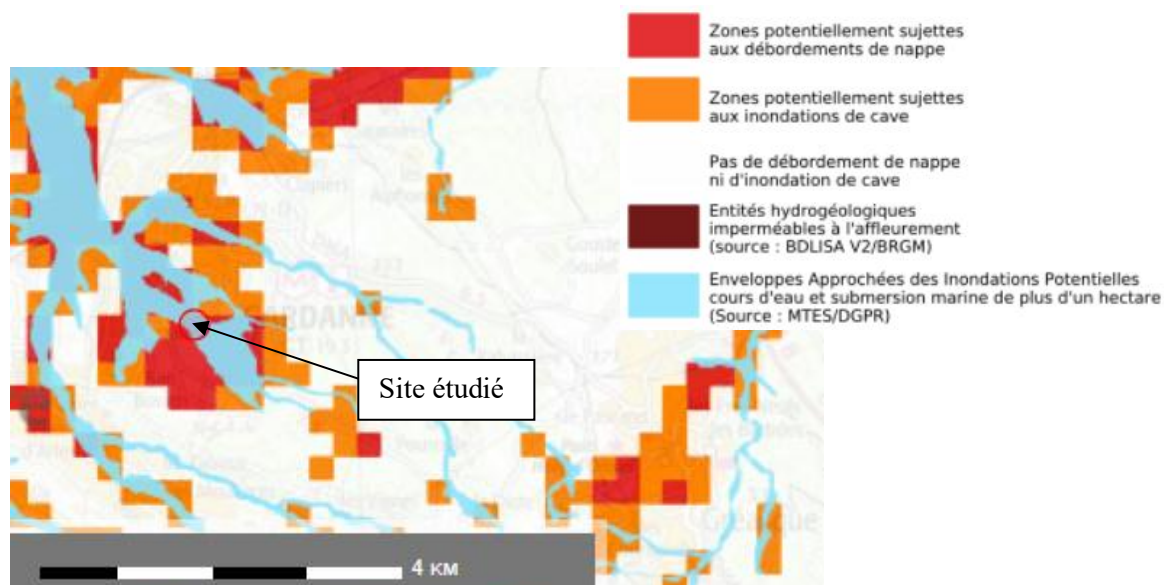


Zone de sismicité	Niveau d'aléa	$a_g$ (m/s <sup>2</sup> )
Zone 1	Très faible	0,4
Zone 2	Faible	0,7
Zone 3	Modéré	1,1
Zone 4	Moyen	1,6
Zone 5	Fort	3

### III.4.c Risque remontée de nappe

D'après la carte disponible sur infoterre, la sensibilité de la parcelle aux remontées de nappe est la suivante :

- ☐ Zone potentiellement sujette aux débordements de nappe
- ☐ Zone potentiellement sujette aux inondations de cave
- ☐ Pas de débordement de nappe ni d'inondation de cave
- ☐ Entités hydrogéologiques imperméables à l'affleurement
- ☒ Enveloppes approchées des inondations potentielles cours d'eau et submersion marine de plus d'un hectare



Carte de remontée de nappe (source infoterre)

### III.4.d Mouvement de terrain

Présence d'un PPR : ☒ Oui ☐ Non

Classement de la zone (PPR) : à priori nul

D'après les données recueillies, il apparaît que le risque de mouvement de terrain n'est pas à considérer.

Remarque : le concepteur du projet devra s'assurer que le projet prend en compte de l'ensemble des prescriptions liées aux différents risques s'appliquant au site.

## IV Investigations géotechniques

### IV.1 Méthode de reconnaissance mise en œuvre

Dans la suite du rapport, il sera entendu par TN (terrain naturel), la surface du terrain relevée lors de la phase de prospections.

Une phase de sondage in-situ a été réalisée par nos services en date du 23/09/2025. Les investigations menées sont décrites ci-dessous.

#### IV.1.a Sondage(s) pénétrométrique(s)

Les mesures obtenues permettent de visualiser en continu, sur des diagrammes, la résistance à la rupture des sols  $Q_d$  (MPa), calculée à partir de la formule des Hollandais, jusqu'au refus dynamique de l'appareil.

$$Q_d = \frac{M^2 \cdot H \cdot g}{M + CT} \times \frac{1}{S} \times \frac{N_{\Delta h}}{\Delta h}$$

Avec :  $Q_d$  : la résistance de la pointe      CT : la masse frappée  
 M : la masse frappante      S : la section de la pointe  
 H : la hauteur de chute       $N_{\Delta h}$  : le nombre de coups pour un enfoncement de  $\Delta h$   
 g : l'accélération de pesanteur       $\Delta h$  : hauteur d'enfoncement désiré de la pointe

Matériel utilisé :    ☒ pénétromètre dynamique lourd    ☐ pénétromètre dynamique léger

N° du sondage	PD1	PD2	PD3	PD4
Prof d'arrêt (m/TN)	6.0	6.0	6.0	6.0
Cause de l'arrêt	>6m	>6m	>6m	>6m

#### IV.1.b Sondage(s) pressiométrique(s)

Conduit(s) en accord avec la norme NF EN ISO 22476-4, les mesures obtenues permettent de calculer le module pressiométrique  $E_m$  (MPa), la pression limite nette  $pl^*$  (MPa) et la pression de fluage  $pf^*$  (MPa) des différentes couches de sol.

N° du sondage	SP1	SP2
Prof d'arrêt (m/TN)	6.0	15.0
Nombre de tests	4	6

#### IV.1.c Fouille(s) de reconnaissance

Elles permettent de statuer la/les fondation(s) du bâti actuellement en place ainsi que sur la lithologie du sol en place.

Matériel utilisé :    ☒ pelle mécanique    ☒ pelle / pioche    ☒ perforateur

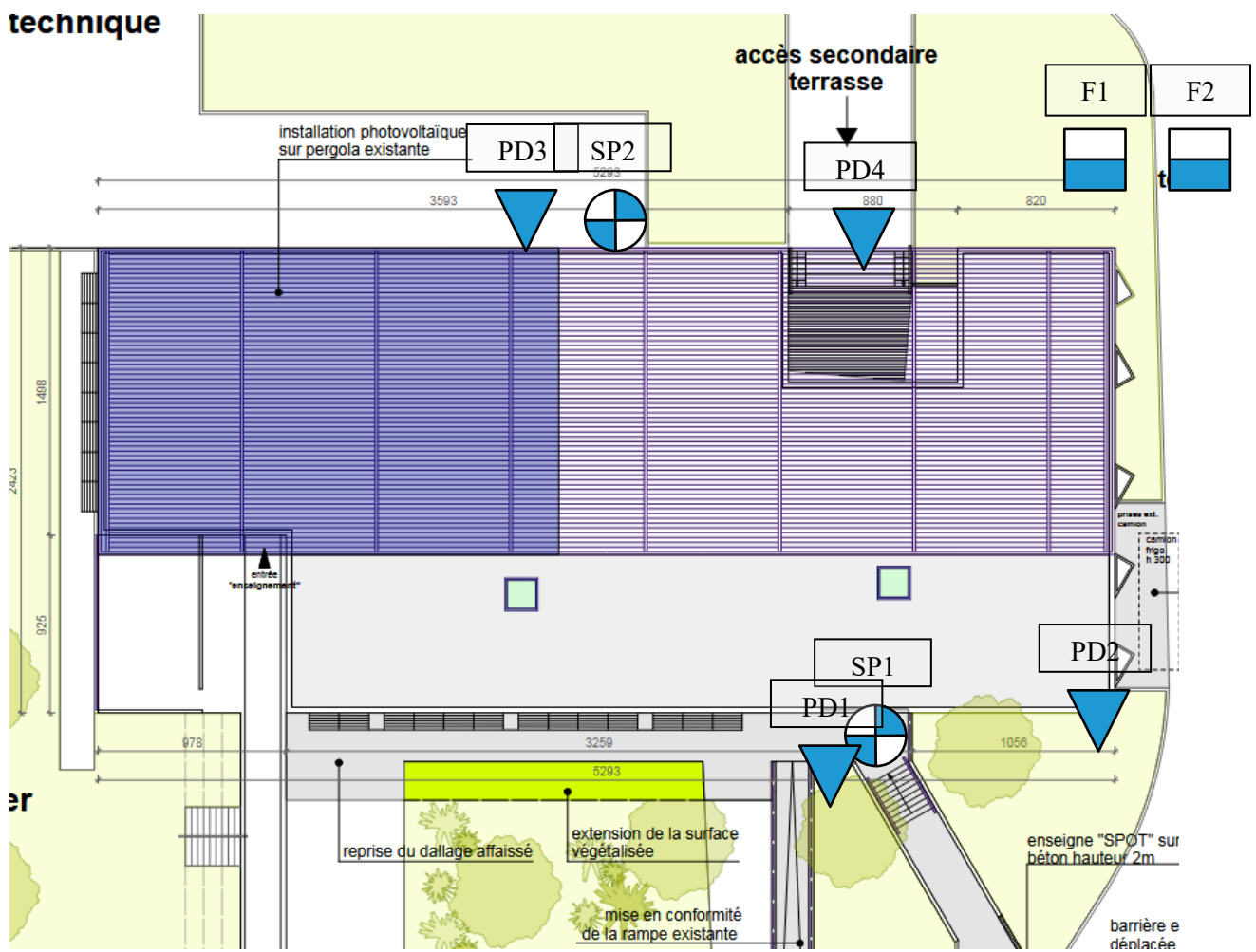
N° du sondage	F1	F2	F3
Prof d'arrêt (m/TN)	1.2	1.0	0.1
Cause	Fondation découverte	Fondation découverte	Fondation découverte

## IV.1.d Altimétrie relative

Le tableau ci-dessous donne un estimatif des différences d'altitudes entre les différents points réalisés.

N° du sondage	PD1	PD2	PD3	PD4	SP1	SP2
Altitude relative approximative(m)	0	0	-2.0	-0.3	0	-2.0

## IV.1.e Implantation des sondages



**Localisation des points de sondage**

## IV.2 Hydrogéologie

**La présente étude n'a pas vocation à se substituer à une étude de risque hydrogéologique.** Les constatations faites ici sont ponctuelles dans le temps et l'espace.

Lors de nos prospections, les venues d'eau suivantes ont été constatées :

N° du sondage	PD1	PD2	PD3	PD4	SP1	SP2
Profondeur (m/TN)	NA	NA	NA	NA	NA	NA

NB : une mention NA (non attribué) indique une absence d'eau.

Remarque(s) :

- Compte tenu de la méthode de forage par injection d'eau pour le(s) forage(s) pressiométrique(s), il n'est pas possible de statuer clairement sur la présence d'eau à partir de 3.8 m/TN. Avant ce niveau, le sondage pressiométrique n'a mis en évidence aucune arrivée d'eau.

Même si aucune venue d'eau n'a été constatée, compte tenu des sols mis en évidence et du contexte géologique en place. Il est possible que des phénomènes tels que des circulations d'eau locales ou la présence de nappes (temporaires ou permanentes) soient ici en présence. Afin de statuer sur ce type de phénomènes, il convient de réaliser la pose de piézomètres au droit du site et de réaliser un suivi de ces derniers sur une durée minimale de 1 an.

### IV.3 Description géotechnique du site

Les différentes prospections géotechniques permettent de statuer sur le type de formations rencontrées et leurs caractéristiques géotechniques.

#### IV.3.a Sol au droit du projet

##### Horizon 1

- Nature : limons sableux à argiles sableuses lâches
- Côte altimétrique du toit (m/TN) : 0.0
- Côte altimétrique de la base(m/TN) : 9.5 (uniquement dépassé sur SP2)
- La compacité de cet horizon tend à décroître avec la profondeur
- Etat de compacité : peu compact
- Les caractéristiques de cette couche sont :
  - $0.5 < Q_d \text{ (MPa)} < 4$  (très localement plus en tête, jusqu'à ponctuellement 20 MPa)
  - $0.25 < p_l^* \text{ (MPa)} < 0.94$
  - $1.7 < E_m \text{ (MPa)} < 10.1$

##### Horizon 2

- Nature : marnes (pouvant présenter une altération en tête)
- Côte altimétrique du toit (m/TN) : 9.5
- Côte altimétrique de la base(m/TN) : au-delà de la fin des différents sondages
- La compacité de cet horizon tend à s'accroître avec la profondeur
- Etat de compacité : peu à moyennement compact
- Les caractéristiques de cette couche sont :
  - $Q_d \text{ (MPa)} : \text{Non testée}$
  - $2.07 < p_l^* \text{ (MPa)} > 2.78$
  - $12 < E_m \text{ (MPa)} > 49.7$

**Les sols en place sont jugés comme présentant une sensibilité à l'eau non négligeable.**

#### IV.3.b Remarque(s) concernant les sondages

Il convient de rappeler que les sondages pénétrométriques sont des sondages à « l'aveugle ». La lithologie proposée ici est donc une interprétation voir une extrapolation à partir des données obtenues. La nature des horizons devra être confirmée lors des travaux ou d'investigations complémentaires qui permettront de s'adapter à ces nouveaux paramètres.

Les épaisseurs de sol indiquées ci-avant sont susceptibles de varier sur la surface d'emprise du projet (données ponctuelles).

De part leur nature, les dépôts de remblais anthropiques sont susceptibles de présenter une grande variation aussi bien terme de nature, de compacité et de profondeur. Cette variation n'est pas précisément identifiable avec les tests effectués, des adaptations aux préconisations faites ici pourront être nécessaires en fonction des constatations de chantier.

La méthode de forage utilisée étant destructive, elle ne permet pas de statuer avec précision sur la limite de chaque horizon.

## IV.3.c Modèle géotechnique retenu

Le modèle donné ci-après sera retenu dans la suite du rapport :

Type de sol	Prof. base (m/TN)	pl* (MPa) retenu	Em (MPa) retenu	$\alpha$
Limons sableux à argiles sableuses lâches	9.5	0.4 <sup>1</sup>	3 <sup>1</sup>	0.5
Marnes	>15	3	30	0.5

<sup>1</sup> Valeur minorée du fait de l'hétérogénéité de l'horizon

## IV.1 Reconnaissance des fondations existantes

### Reconnaissance : F1

- Type de fondation mise en évidence : semelle isolée reposant sur au moins 1 pieu
- Type de matériaux constituant la fondation : béton pour la semelle et pieux avec un enrobage béton
- Type de sol dans lequel est ancré la fondation : limons sableux pour l'assise de la semelle isolée
- [A] Epaisseur du mur (bord à bord, isolation comprise) supporté par la fondation (m) : 0.2
- [B] Profondeur de début d'ancrage de la fondation (m/TN) : 0.0
- [C] Epaisseur de la fondation (m) : 0.6
- [D] Débord constaté, du bord du mur à l'extrémité de la fondation (m) : 0.5 (largeur de la semelle de 1.2 m)
- Longueur de la semelle isolée (m) : 1.2
- Assise des fondations en dessous de la côte de hors gel : oui
- Assise des fondations en dessous du front de dessiccation (1.2 m/TN) : oui
- Fondations correctement protégées vis-à-vis des variations d'eau : NA, fondation intérieure

**Un pieu de diamètre de 0.35 m environ a été mis en évidence au centre de la fondation. Les caractéristiques de ce dernier sont inconnues. Il convient cependant de noter que le bâti est assez récent. Ce type d'ouvrage a dû faire l'objet d'un relevé précis d'implantation et de géométrie ainsi que de paramètres de forage qu'il conviendra de récupérer.**

### Reconnaissance : F2

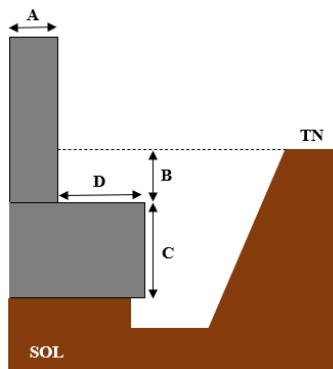
- Type de fondation mise en évidence : semelle isolée
- Type de matériaux constituant la fondation : béton
- Type de sol dans lequel est ancré la fondation : limons sableux
- Drainage constaté : non
- [A] section du poteau soutenu (m\*m) : 0.5\*0.5
- [B] Profondeur de début d'ancrage de la fondation (m/TN) : 0.0
- [C] Epaisseur de la fondation (m) : 0.6 à 0.7
- [D] Débord constaté, du bord du mur à l'extrémité de la fondation (m) : 0.4 (largeur de la semelle de 1.3 m)
- Longueur de la semelle isolée (m) : 1.45
- Assise des fondations en dessous de la côte de hors gel : oui
- Assise des fondations en dessous du front de dessiccation (1.2 m/TN) : oui
- Fondations correctement protégées vis-à-vis des variations d'eau : NA, fondation intérieure

**Il est possible que cette fondation repose sur un ou des pieux. Ces derniers n'ont cependant pas été découverts.**

## Reconnaissance : F3

- Type de fondation mise en évidence : semelle isolée
- Type de matériaux constituant la fondation : béton
- Type de sol dans lequel est ancré la fondation : limons sableux
- [A] Epaisseur du mur (bord à bord, isolation comprise) supporté par la fondation (m) : 0.2
- [B] Profondeur de début d'ancrage de la fondation (m/TN) : 0.3
- [C] Epaisseur de la fondation (m) : 0.6
- [D] Débord constaté, du bord du mur à l'extrémité de la fondation (m) : 0.5 (largeur de la semelle de 1.2 m)
- Longueur de la semelle isolée (m) : 1.2
- Assise des fondations en dessous de la côte de hors gel : oui
- Assise des fondations en dessous du front de dessiccation (1.2 m/TN) : oui
- Fondations correctement protégées vis-à-vis des variations d'eau : NA, fondation intérieure

**Il est possible que cette fondation repose sur un ou des pieux. Ces derniers n'ont cependant pas été découverts.**



**Schématisation en coupe d'une fondation, les mesures A à D font référence aux mesures indiquées au droit des reconnaissances**

## V Principes généraux de construction

### V.1 Terrassements généraux

La présente étude n'a pas vocation à décrire les différents moyens d'extraction des matériaux en présence sur la parcelle, ni à définir leur éventuelle réutilisation. Ce type de données doit faire l'objet d'une étude spécifique impliquant des tests laboratoires.

#### V.1.a Conditions de terrassement

Les terrassements généraux pourront être réalisés par l'intermédiaire d'un engin de terrassement moyennement puissant. L'utilisation d'un brise roche n'est pas exclue du fait de la présence potentielle de points durs au sein des formations géologiques en présence.

Lors de la présence d'avoisinants, la méthodologie de terrassement mise en œuvre devra impérativement en tenir compte (ne pas induire de vibrations, d'affouillements ou de tassements). En cas d'utilisation d'un BRH à proximité d'un ouvrage existant, toutes les précautions devront être prises pour éviter l'apparition de désordres sur ce dernier (sectionner la roche pour éviter la propagation des vibrations...).

#### V.1.b Recommandations concernant les venues d'eau

Les terrassements devront être effectués sur un sol sec, en dehors des périodes de pluie, afin d'éviter toute déstabilisation du sol. Si malgré cela, des pluies se produisent avant bétonnage, il conviendra alors de procéder à un curage systématique et précautionneux des fonds de fouilles remaniés et des matériaux de parois effondrées.

Lors des travaux, les fonds des terrassements devront être fermés chaque soir et il conviendra, dès le démarrage des travaux, de mettre en place un système de récupération des eaux de ruissellement, type rigoles, en périphérie des plateformes aménagées. Les eaux ainsi recueillies devront être évacuées, soit gravitairement ou via l'utilisation d'un système de relevage vers un exutoire adapté, éloigné des ouvrages. Toutes les dispositions doivent être prises pour garder la plateforme sèche.

En cas de venue d'eau en fond de fouille (cas de la présence d'une nappe ou de veines), il conviendra, si nécessaire, d'aménager des dispositifs particuliers tels qu'un drainage périphérique associé à des pompes de relevage.

#### V.1.c Talutage

Dans le cas de la mise en place de talus, aussi bien en phase travaux qu'en phase finale, ces derniers devront avoir une pente de 3H/1V à 3H/2V. Ils devront permettre de stabiliser le terrain et devront être protégés face au risque d'érosion dû au ruissèlement (pose de polyanes). Un terrassement par passes peut être envisagée.

## V.2 Fondations envisagées

Le principe de fondation de l'ouvrage tient compte de l'importance des charges soumises et de la sollicitation d'un horizon portant, homogène suffisamment compact pour supporter la contrainte de l'ouvrage.

### V.2.a Fondations à envisager

Compte tenu des éléments mis en évidence, il est conseillé de passer par la mise en place de fondations profondes pour la création de la terrasse et l'ajout, d'éventuelles, fondations supplémentaires au sein de l'existant. Les fondations devront présenter un ancrage suffisant, dimension à établir en fonction du type de fondations envisagées, au sein d'un horizon présent sous l'ensemble de la construction et permettant de reprendre les charges induites par la construction.

Le type de pieux et leur diamètre seront à adapter en fonction des charges à reprendre. Il est à noter qu'en cas de remblaiement du terrain, des frottements négatifs pourraient être à prendre en compte.

En l'état des connaissances actuelles, les éléments suivants peuvent être donnés à titre indicatifs :

- Couche de début d'ancrage des fondations : **marnes**
- Profondeur de début d'ancrage des fondations :

N° de sondage	SP2
Prof. bon sol (m/TN)	>9.5

- Ancrage minimum à respecter : 3 diamètres ou 1.5 m pour les pieux dont le diamètre est supérieur à 0.5 m.
- Les assises des pieux devront respecter un dénivelé de 3H/2V.

Le dimensionnement des pieux devra être conduit selon la norme NF P94-262.

L'effet de groupe des pieux pourra être négligé dès lors que ces derniers sont espacés (entraxe) de plus de 3 diamètres

Les pieux devront être réalisés (travaux), selon les recommandations du DTU 13.2 et en appliquant les Règles de l'Art, par une entreprise spécialisée mettant en œuvre le matériel le plus adapté.

Lors de la mise en place des pieux on s'assurera du respect des éléments suivants :

- Implantation précise des pieux.
- Bonne verticalité des pieux.
- Vérification de l'ancrage des pieux au sein de la couche d'ancrage (observation des cuttings lors du forage)
- Curage soigneux de la base des pieux avec un coulage dans la foulée du béton, adapté au degré d'agressivité de l'environnement.

Pour les escaliers à installer, compte tenu des différents éléments mis en évidence, il est conseillé de passer par la mise en place de **fondations superficielles** de type semelles filantes ou isolées. Ces dernières devront respecter les critères généraux suivants :

- Couche d'ancrage de la fondation : **limons sableux à argiles sableuses lâches**
- Profondeur de début d'ancrage des fondations :
  - Profondeur minimale par rapport au TN <sup>1</sup>

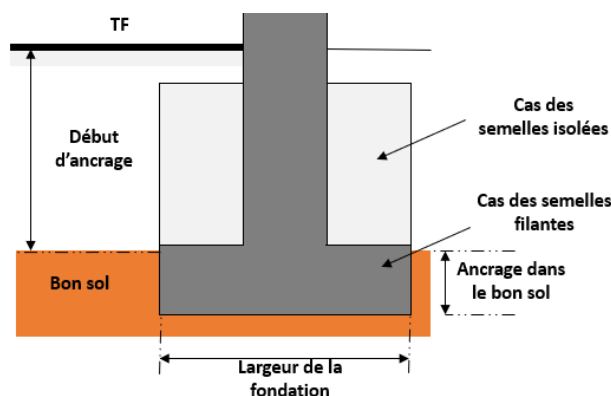
N° de sondage	PD1	SP1
Prof. bon sol (m/TN)*	0.9	0.9

\*Est entendu par bon sol, un sol de portance suffisante non soumis aux variations hydriques.

- 0.9 m/TF au minimum <sup>1</sup>

<sup>1</sup> Il convient de choisir la profondeur la plus contraignante. Ces profondeurs prennent en compte la portance du sol, la sensibilité de ces derniers à l'eau et la mise hors gel des fondations.

- Ancrage minimum à respecter dans le bon sol : 0.3 m.



**Schéma de principe d'une fondation superficielle (vue en coupe)**

Remarque(s) :

- Le nouvel ouvrage ne devra en aucun cas porter préjudice aux ouvrages existants.
- Afin de limiter les risques de déstabilisation du sol les terrassements, au droit des existants, devront être réalisés par passes. Ces dernières devront avoir une largeur maximale de 1.5 m.

### V.2.b Généralités

Il est possible que le toit de la couche d'ancrage soit localement plus bas que les niveaux relevés lors de la campagne de sondage. Il conviendra alors de purger la couche sus-jacente et de la combler de gros béton jusqu'au niveau d'ancrage indiqué. Ceci pourra entraîner par conséquent, un surcoût.

Dans le cas de la construction d'un bâti au niveau d'un ouvrage à démolir, il conviendra de purger l'ensemble des fondations de l'ancien ouvrage avant l'installation de la nouvelle construction.

Dans le cas de la mise en place d'un ouvrage à proximité de constructions mitoyennes existantes, les fondations du nouvel ouvrage devront à minima descendre à la cote d'assise des fondations des bâtis existants. Elles devront de préférence se placer perpendiculairement aux fondations existantes pour éviter au maximum un déchaussement. Le niveau d'ancrage conseillé plus haut pourra être rattrapé via la réalisation de redans devant respecter une pente de 3H/2V. Dans le cas où des fondations

perpendiculaires ne pourraient être mises en place, on optera pour des fondations ponctuelles reliées par des longrines.

### V.2.c Travaux en présence d'eau dans le sol (nappe, veines, sources)

Les quelques recommandations suivantes peuvent être données, elles ne se substituent pas aux bonnes pratiques :

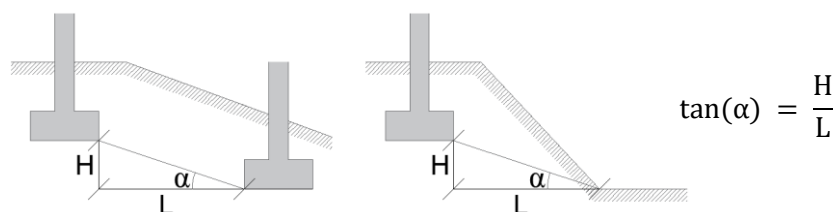
- Prendre les dispositions nécessaires pour travailler hors d'eau : confortement des fouilles, tranchées drainantes, rabattement de la nappe via pompage...
- L'évacuation des eaux devra se faire au plus loin de la zone de travaux.

### V.2.d Dispositions constructives

Les dispositions constructives sont à la charge du bureau d'études structure. Il convient cependant de noter les points suivants dans le cadre de la construction :

- Mise en place d'un vide sanitaire dans le cas de la création de planchers.
- Structure à rigidification forte.
- Les soubassements de plus de 1m devront être réalisés en aggro à bancher.
- Les murs de façade partiellement enterrés, au-dessus d'un plancher, devront être réalisés en aggro à bancher et devront être munis d'un drainage (du niveau du TF au début de l'ancrage des fondations).
- L'ancrage des fondations devra se faire au sein d'un sol non remanié, au-delà de tout remblai et au sein d'un horizon homogène.
- Les poches de sol de qualité médiocre devront être purgées et comblées par l'intermédiaire de gros béton.
- Les fonds de fouille devront être parfaitement propres et horizontaux avant coulage.
- Des fondations coulées en pleine fouille avec des parois des fouilles verticales.
- Pour éviter le poinçonnement des sols d'assises, il convient de réaliser, au minimum des semelles filantes de 0.5m de large ou des semelles isolées de 0.7m de côté (dimensions pouvant être revues à la hausse en fonction des descentes de charges à considérer). Le dimensionnement et la réalisation de ces dernières devra se conformer aux prescriptions de l'Eurocode.
- Dans le cas de fondations avec un niveau d'assise variable, elles devront impérativement respecter une pente respectant  $\tan(\alpha)=1/3$ . Cette pente s'applique également entre l'assise des fondations, les pieds de talus et les assises des soutènements voisins.

NB : l'application de ce point pour des semelles filantes imposera la création de redans.



#### Illustration de la mise en place de fondations avec une pente $\alpha$

- Les ouvrages chargés différemment doivent être désolidarisés.
- Dans le cas de la mise en place d'un nouvel élément à proximité d'un mitoyen, les fondations mitoyennes devront être adaptées et réalisées après vérification des fondations existantes.

- Dans le cas de la présence d'un niveau d'eau à proximité des nouvelles fondations, il conviendra de mettre en place un puits de décompression au droit de l'ouvrage.

Compte tenu de la sensibilité des sols aux variations hydriques, les points suivants seront également à respecter (les techniques à mettre en œuvre sont à l'appréciation du constructeur) :

**Dans tous les cas :**

- Une collecte des eaux de toiture et rejet des eaux pluviales dans un collecteur étanche, ou dans un fossé suffisamment éloigné des fondations et talus, et plus globalement éviter la circulation des eaux pluviales à proximité du bâtiment.
- Qu'aucun arbre ne doit se situer à une distance de la construction inférieure à sa hauteur prévisible à maturité. Dans le cas contraire, on mettra en place des écrans anti-racines dont la mise en place est à adapter en fonction de la végétation concernée (profondeur d'ancrage minimale de 2 m).

**Pour les escaliers :**

- Une étanchéification d'une zone de 1.5 m de large, au minimum, tout autour de la construction (trottoir étanche, membrane imperméable posée sous la terre végétale...) et l'associer à un drainage périphérique (à réaliser selon le DTU 20.1). La mise en place d'un jeu de pentes au droit de cette zone étanche permettra d'acheminer les eaux vers le drainage.

### V.3 Contrainte à considérer

La contrainte admissible à considérer au droit des fondations est donnée ci-après.

**Au droit des escaliers :**

$$q_{ELS} = 0.08 \text{ MPa}$$

$$q_{ELU} = 0.12 \text{ MPa}$$

Avec :

- $q_{ELU}$  contrainte de calcul à l'état limite ultime
- $q_{ELS}$  contrainte de calcul à l'état limite de service caractéristique

NB : dans le cas de charges inclinées ou à proximité d'un talus en aval de la fondation, la valeur donnée ci-dessus doit être minorée via l'application de coefficients  $i\delta$  et  $i\beta$ .

Avec :

- $i\delta$  coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement
- $i\beta$  coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus

## V.4 Frottement axial et résistance de pointe à considérer

Il est possible de déterminer ces données via l'annexe F de la Norme NF P94-262.

La formule du frottement axial est la suivante :

$$q_s(z) = \alpha_{\text{pieu sol}} \cdot f_{\text{sol}}(p_l^*(z))$$

La formule résistance de pointe est la suivante :

$$R_b = A_b \cdot q_b$$

Avec :

- $A_b$  la surface de la base de fondation profonde
- $q_b$  la valeur de pression de rupture du terrain sous la base du pieu

Le tableau suivant indique les résultats obtenus pour des **micropieux type III** :

Formations rencontrées	Prof. (m/TN)	$p_l^*$ (MPa)	$\alpha_{\text{pieu sol}}$	$f_{\text{sol}}(p_l^*(z))$ (kPa)	$q_s$ (kPa)	$q_{s \text{ max}}$ (kPa)
Limons sableux à argiles sableuses lâches	9.5	0.4	Frottement négligé			
Marnes	>12	3	2.4	104	<b>250</b>	320

## V.5 Paramètres sismiques

Compte tenu de la norme NF EN 1998 (Eurocode 8), les paramètres sismiques à prendre en considération pour le projet sont les suivants :

Zonage sismique <sup>1</sup> :	<b>Zone 2</b>	il en découle $a_{gr}$ ( $m/s^2$ ) :	<b>0.7</b>
Catégorie d'importance <sup>2</sup> :	<b>II</b>	il en découle $\gamma_I$	<b>1</b>
Classe de sol <sup>3</sup> :	<b>D</b>	il en découle S (zone 1 à 4) :	<b>1.6</b>

Classe D selon l'Eurocode 8 : « Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité des sols cohérents mous à fermes ».

$$\text{D'où : } a_{\text{max}} = a_{gr} * \gamma_I * S = \mathbf{1.12}$$

<sup>1</sup> selon le décret n°2010-1255 du 22/10/2010

<sup>2</sup> selon l'Eurocode 8

<sup>3</sup> à confirmer par le maître d'ouvrage

## VI Prédimensionnement des fondations – cas des escaliers

Le dimensionnement proposé ici se base sur les normes françaises en vigueur pour les ouvrages considérés.

Le dimensionnement sera conduit en utilisant le modèle terrain et la méthode pressiométriques.

### VI.1 Données utilisées

- Couche d'ancrage de la fondation : **limons sableux à argiles sableuses lâches**
- Profondeur de début d'ancrage des fondations :
  - Profondeur minimale par rapport au TN <sup>1</sup>

N° de sondage	PD1	SP1
Prof. bon sol (m/TN)*	0.9	0.9

\*Est entendu par bon sol, un sol de portance suffisante non soumis aux variations hydriques.

- 0.9 m/TF au minimum <sup>1</sup>

<sup>1</sup> Il convient de choisir la profondeur la plus contraignante. Ces profondeurs prennent en compte la portance du sol, la sensibilité de ces derniers à l'eau et la mise hors gel des fondations.

- Ancrage minimum à respecter dans le bon sol : 0.3 m.

#### VI.1.a Descentes de charges

Aucun plan de fondations ni de descente de charges ne nous a été fourni par le commanditaire. Dans la suite du rapport, il sera choisi d'étudier une solution via fondations de type semelles filantes.

Cas	$\theta_{fELS}$ (kN/m)
SF1	50

**Il conviendra de s'assurer que les charges réelles sont bien inférieures ou égales aux charges envisagées ici. Au besoin, un redimensionnement plus précis pourra être assuré au stade G3.**

### VI.2 Synthèse des charges sur les fondations considérées

Compte tenu des données fournies par le client, les charges considérées seront estimées avec les formules données ci-après.

Les charges à l'état limite ultime (ELU) seront approchées par la formule suivante :

$$\theta_{fELU} = 1.5 \theta_{fELS}$$

- $\theta_{fELU}$  contrainte de calcul du sol
- $\theta_{fELS}$  contrainte de résistance nette du sol

Cas	$\theta_{fELU}$ (kN/m)	$\theta_{fELS}$ (kN/m)
SF1	75	50

## VI.3 Principe de calculs pour des fondations superficielles

### VI.3.a Critère de portance

Il faut s'assurer que la contrainte verticale  $\theta_f$  (MPa) due au poids de la structure et des fondations, à laquelle il faut retrancher la contrainte exercée sur le fond de fouille avant travaux, est inférieure à celle que peut supporter le sol. Cette grandeur est appelée la contrainte de calcul du sol  $q$  (MPa).

La contrainte de calcul du sol  $q$  s'exprime sous la forme :

$$q = \frac{q_{\text{net}}}{\gamma_{\text{EL}} \cdot \gamma_{\text{m}}}$$

- $q$  contrainte de calcul du sol
- $q_{\text{net}}$  contrainte de résistance nette du sol
- $\gamma_{\text{EL}}$  coefficient dépendant de l'état limite considéré. ( $\gamma_{\text{ELS}} = 2,3$  et  $\gamma_{\text{ELU}} = 1,4$ )
- $\gamma_{\text{m}}$  coefficient dépendant de la méthode géotechnique utilisée. ( $\gamma_{\text{m}} = 1,2$  dans le cas de la méthode pressiométrique)

Avec :

$$q_{\text{net}} = k_p \cdot i_\delta \cdot i_\beta \cdot p_{\text{le}}^*$$

- $k_p$  facteur de portance pressiométrique, fonction des dimensions de la fondation
- $i_\delta$  coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement
- $i_\beta$  coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus
- $p_{\text{le}}^*$  pression limite nette équivalente

On pourra ici considérer les valeurs sécuritaires suivantes :

$$q_{\text{ELS}} = 0.08 \text{ MPa}$$

$$q_{\text{ELU}} = 0.12 \text{ MPa}$$

Avec :

- $q_{\text{ELU}}$  contrainte de calcul à l'état limite ultime
- $q_{\text{ELS}}$  contrainte de calcul à l'état limite de service caractéristique

NB : dans le cas de charges inclinées ou à proximité d'un talus de talus en aval de la fondation, la valeur donnée ci-dessus doit être minorée via l'application de coefficients  $i_\delta$  et  $i_\beta$ .

Avec :

- $i_\delta$  coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement
- $i_\beta$  coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus

### VI.3.b Critère d'excentrement

Les inégalités suivantes doivent être vérifiées :

	Semelle filante de largeur B	Semelle circulaire de diamètre B	Semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L
ELU durables et transitoires	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{15}$	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{3}{40}$	$\left(1 - \frac{2eb}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{2el}{L}\right) \geq \frac{1}{15}$
ELS quasi permanent et fréquent	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{2}{3}$	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{3}{4}$	$\left(1 - \frac{2eb}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{2el}{L}\right) \geq \frac{2}{3}$
ELS caractéristique	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{2}$	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{9}{16}$	$\left(1 - \frac{2eb}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{2el}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$

- B largeur de la semelle
- L longueur de la semelle
- e excentricité par rapport au centre de la semelle (cas d'une semelle filante ou circulaire)
- eb excentricité par rapport au centre de la semelle dans le sens de la largeur (cas d'une semelle filante)
- el excentricité par rapport au centre de la semelle dans le sens de la longueur (cas d'une semelle filante)

### VI.3.c Critère de glissement

Sous les états limites, il convient de s'assurer de l'absence de glissement sous la base de la fondation. Ceci passe par la vérification de l'inégalité suivante :

$$H_d \leq R_{h;d} + R_{p;d}$$

- $H_d$  valeur de calcul de la composante horizontale des efforts appliqués à la base de la fondation
- $R_{h;d}$  valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain
- $R_{p;d}$  valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation

Avec :

En conditions non drainées :

$$R_{h;d} = \min \left( \frac{c_{u;k} \cdot A'}{\gamma_{R,h} \cdot \gamma_{R,h;d}} ; 0.4 \cdot V_d \right)$$

En conditions drainées :

$$R_{h;d} = \frac{V_d \cdot \tan \delta}{\gamma_{R,h} \cdot \gamma_{R,h;d}}$$

- $A'$  valeur de la surface effective de la semelle
- $V_d$  valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain
- $c_{u;k}$  valeur caractéristique de la cohésion non drainée du terrain d'assise de la fondation
- $\delta$  valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain.
- $\gamma_{R,h}$  facteur partiel pour la résistance au glissement de la fondation superficielle
- $\gamma_{R,h;d}$  coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement

	$\gamma_{R;h}$	$\gamma_{R;h;d}$
ELU – situations de projet durables et transitoires	1.1	1.1
ELU – situations de projet accidentelles	1.0	1.0

### VI.3.d Calcul des tassements

Les paramètres mesurés via les essais pressiométriques (module pressiométrique et pression limite) permettent également de déduire le tassement que va subir le sol suite au chargement imposé par l'ouvrage géotechnique.

Le tassement final noté  $S_f$  se décompose en deux termes :

$$S_f = S_c + S_d$$

- $S_c$  tassement de consolidation, qui concerne la couche de sol comprise entre la fondation et la profondeur  $B/2$
- $S_d$  tassement déviatorique, qui concerne le sol compris entre les profondeurs  $B/2$  et  $8.B$
- $B$  largeur de la fondation envisagée.

Le tassement de consolidation s'exprime sous la forme suivante :

$$S_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_1} \cdot (p_{ELS} - \sigma_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B$$

- $\alpha$  coefficient rhéologique. Il dépend du type de sol ainsi que de son degré de consolidation. Le degré de consolidation est déterminé grâce au rapport  $E/p_l$ .

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable Gravier	
	$\alpha$	$E/p_l$	$\alpha$	$E/p_l$	$\alpha$	$E/p_l$	$\alpha$	$E/p_l$	$\alpha$
Surconsolidé très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sousconsolidé altéré remanié ou lâche		7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		

Type	Roche			
	Très peu fracturé	Normal	Très fracturé	Très altéré
$\alpha$	2/3	1/2	1/3	2/3

- $E$  module pressiométrique comprise entre la fondation et la profondeur  $B/2$
- $p_{ELS}$  contrainte moyenne appliquée par la fondation au sol calculée à l'ELS
- $\sigma_{v0}$  contrainte verticale totale au niveau du fond de fouille avant travaux
- $B$  largeur de la fondation
- $\lambda_c$  coefficient de forme pour le tassement de consolidation

Le tassement déviatorique s'exprime sous la forme suivante :

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot E_d} \cdot (p_{ELS} - \sigma_{v0}) \cdot B_0 \cdot \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)$$

- $E_d$  module pressiométrique équivalent
- $\lambda_d$  coefficient de forme pour le tassement déviatorique
- $B_0$  largeur de référence (0.6m)

L/B	1 cercle	1 carré	2	3	5	20
$\lambda_c$	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
$\lambda_d$	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Le sol est découpé en 16 couches d'épaisseur  $B / 2$ . Dans le cas où les essais réalisés permettent de définir une valeur  $E$  pour chacune des 16 couches,  $E_d$  est calculé via l'expression suivante :

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

$$\frac{3}{E_{3-5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

$$\frac{3}{E_{6-8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8}$$

$$\frac{8}{E_{9-16}} = \frac{1}{E_9} + \frac{1}{E_{10}} + \dots + \frac{1}{E_{15}} + \frac{1}{E_{16}}$$

Dans le cas de la connaissance de  $E$  sur seulement 8 couches, l'expression de  $E_d$  devient :

$$\frac{3,6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{6-8}}$$

Dans le cas de la connaissance de  $E$  sur seulement 5 couches, l'expression de  $E_d$  devient :

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3-5}}$$

## VI.4 Calculs pour les semelles filantes

### VI.4.a Justification aux ELU

#### VI.4.a.i Critère de portance

Rappel :  $q_{ELU} = 0.12$  MPa

Cas	Largeur (m)	$\theta f_{ELU}$ (kN)	$R_{v,d}$ (kN)	Validité
SF1	0.7	75.0	84.0	OUI

L'inégalité  $R_{v,d} \geq \theta f_{ELU}$  est vérifiée pour toutes les fondations.

#### VI.4.a.ii Critère d'excentricité

Les charges sont supposées verticales, homogènes et centrées, ce critère est donc vérifié pour toutes ces fondations.

#### VI.4.a.iii Critère de glissement

Les charges sont supposées verticales, homogènes et centrées, ce critère est donc vérifié pour toutes ces fondations.

### VI.4.b Justification aux ELS

#### VI.4.b.i Critère de portance

Rappel :  $q_{ELS} = 0.08$  MPa

Cas	Largeur (m)	$\theta f_{ELS}$ (kN)	$R_{v,d}$ (kN)	Validité
SF1	0.7	50.0	56.0	OUI

L'inégalité  $R_{v,d} \geq \theta f_{ELS}$  est vérifiée pour toutes les fondations.

#### VI.4.b.ii Critère d'excentricité

Les charges sont supposées homogènes et centrées, ce critère est donc vérifié pour toutes ces fondations.

#### VI.4.b.iii Estimation des tassements

Les tassements pour les fondations respectant l'inégalité  $R_{v,d} \geq \theta f_{ELS}$ , sont au maximum de 5 mm.

## VII Prédimensionnement des fondations – cas de la terrasse

Le dimensionnement proposé ici se base sur les normes françaises en vigueur pour les ouvrages considérés.

Le dimensionnement sera conduit en utilisant le modèle terrain et la méthode pressiométriques.

### VII.1 Données utilisées

#### VII.1.a Niveau d'ancrage

- Couche de début d'ancrage des fondations : **marnes**
- Profondeur de début d'ancrage des fondations :

N° de sondage	SP2
Prof. bon sol (m/TN)	>9.5

- Ancrage minimum à respecter : 3 diamètres ou 1.5 m pour les pieux dont le diamètre est supérieur à 0.5 m.
- Les assises des pieux devront respecter un dénivelé de 3H/1V.

#### VII.1.a Descentes de charges

Aucun plan de fondations ni de descente de charges ne nous a été fourni par le commanditaire. Dans la suite du rapport il sera considéré les cas suivants :

Cas	$\theta_{f_{ELS}}$ (kN)
MP1	50
MP2	100
MP3	150

**Il conviendra de s'assurer que les charges réelles sont bien inférieures ou égales aux charges envisagées ici. Au besoin, un redimensionnement plus précis pourra être assuré au stade G3.**

### VII.2 Synthèse des charges sur les fondations considérées

Compte tenu des données fournies par le client, les charges considérées seront estimées avec les formules données ci-après.

Les charges à l'état limite ultime (ELU) seront approchées par la formule suivante :

$$\theta_{f_{ELU}} = 1.5 \cdot \theta_{f_{ELS}}$$

- $\theta_{f_{ELU}}$  contrainte de calcul du sol
- $\theta_{f_{ELS}}$  contrainte de résistance nette du sol

Cas	$\theta_{f_{ELU}}$ (kN)	$\theta_{f_{ELS}}$ (kN)
MP1	75	50
MP2	150	100
MP3	225	150

### VII.3 Principe de calculs pour des fondations profondes

#### VII.3.a Vérification de la portance à l'ELU

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t}$$

- $R_{c,k}$  : la portance caractéristique du terrain pour un pieu
- $\gamma_t$  : facteur partiel sur la charge de compression

	$\gamma_t$
Situation durables et transitoires	1.1
Situation accidentelles	1.0

#### VII.3.b Vérification de la portance à l'ELS

$$F_{c,d} \leq R_{c,cr,d} = \frac{0.7 * R_{b,k} + 0.7 * R_{s,k}}{\gamma_{cr}}$$

- $R_{c,cr,d}$  : la valeur de calcul de la charge de fluage de compression
- $R_{b,k}$  : la valeur caractéristique de la résistance en pointe de la fondation profonde (négligée dans le cas d'un micropieu)
- $R_{s,k}$  : la valeur caractéristique de la résistance de frottement latéral sur la hauteur du fût de la fondation profonde
- $\gamma_{cr}$  : facteur partiel sur la charge de compression

	$\gamma_{cr}$
Combinaisons caractéristiques	0.9
Combinaison quasi-permanentes	1.1

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k}$$

- $R_{c,k}$  : la portance caractéristique du terrain pour la fondation profonde
- $R_{b,k}$  : la valeur caractéristique de la résistance en pointe de la fondation profonde
- $R_{s,k}$  : la valeur caractéristique de la résistance de frottement latéral sur la hauteur du fût de la fondation profonde

$$R_{b,k} = A_b q_{b,k}$$

$$R_{b,k} = A_b \frac{k_p * p_{le}^*}{\gamma_{R,d1} * \gamma_{R,d2}}$$

- $R_{b,k}$  : la valeur caractéristique de la résistance en pointe de la fondation profonde
- $A_b$  : section de la pointe

- $k_p$  : le facteur de portance pressiométrique
- $p_{le}^*$  : la pression limite nette équivalente
- $\gamma_{R,d1}$  : coefficient partiel
- $\gamma_{R,d2}$  : coefficient partiel

Ce facteur est négligé dans le cas de micropieux.

$$R_{s,k} = \sum_i q_{s,i,k} A_{s,i}$$

$$R_{s,k} = \sum_i A_{s,i} \frac{q_{s,i}}{\gamma_{R,d1} * \gamma_{R,d2}}$$

- $R_{s,k}$  : la valeur caractéristique de la résistance de frottement latéral sur la hauteur du fût de la fondation profonde
- $A_{s,i}$  : la surface de la section transversale du fût de la fondation
- $q_{s,i}$  : le frottement latéral unitaire limite de la couche considérée
- $\gamma_{R,d1}$  : coefficient partiel
- $\gamma_{R,d2}$  : coefficient partiel

Les coefficients partiels sont déterminés par le modèle choisi. Ici le modèle terrain a été sélectionné. Ainsi, les coefficients sont les suivants :

	Compression	Traction
$\gamma_{R,d1}$	1.15	1.4
$\gamma_{R,d2}$	1.1	1.1

### VII.3.c Estimation des tassements

$$S_{f(x,y)} \leq 1.2 \sum_i \frac{h_i * \Delta\theta_{i(x,y)} * \alpha_i}{E_i * \gamma_{R,d2}}$$

- $S_f$  : tassement
- $h_i$  : épaisseur de la couche  $i$
- $\Delta\theta_i$  : accroissement de la contrainte due au remblai
- $\alpha_i$  : coefficient rhéologique de la couche  $i$

## VII.4 Calculs pour les ouvrages considérés

### VII.4.a Hypothèses de calculs

- Justification en considérant des micropieux de type III d'un diamètre de 0.25 m.
- Les pieux seront considérés individuellement du fait de leur écartement (plus de 3 diamètres).
- Les charges sont supposées centrées.

#### VII.4.b Frottement axial

Il est possible de déterminer ces données via l'annexe F de la Norme NF P94-262.

La formule du frottement axial est la suivante :

$$q_s(z) = \alpha_{\text{pieu sol}} f_{\text{sol}}(p_l^*(z))$$

La formule résistance de pointe est la suivante :

$$R_b = A_b * q_b$$

Le tableau suivant indique les résultats obtenus pour des **micropieux type III** :

Formations rencontrées	Prof. (m/TN)	pl* (MPa)	$\alpha_{\text{pieu sol}}$	$f_{\text{sol}}(p_l^*(z))$ (kPa)	$q_s$ (kPa)	$q_{s \text{ max}}$ (kPa)
Limons sableux à argiles sableuses lâches	9.5	0.4	Frottement négligé			
Marnes	>12	3	2.4	104	<b>250</b>	320

#### VII.4.c Vérification de la portance

A partir des données calculées, il est possible de déterminer la capacité portante des pieux envisagés.

N° du cas	Nbre de pieux	Diam. Pieux (m)	L. pieu(x) (m)	Rc ELU (kN)	Fc,d ELU (kN)	Rc ELS (kN)	Fc,d ELS (kN)
MP1	1	0.25	11	75.0	122	50.0	104
MP2	1	0.25	12	150.0	203	100.0	174
MP3	1	0.25	13	225.0	284	150.0	243

L'inégalité  $R_c > F_{c,d}$  est vérifiée à l'ELU et à l'ELS.

Remarque(s) :

- La colonne « Nbre de pieux », indique le nombre de pieux nécessaires pour reprendre la charge appliquée sur chacun des massifs.
- La colonne « L. pieu(x) » indique la longueur du/des pieu(x).

#### VII.4.d Tassement

Des simulations ont été effectuées via le logiciel GEOFOND. Les tassements déterminés pour les pieux considérés sont inférieurs à 5 mm.

#### VII.4.e Vérification de l'armature

Le calcul passe par une neutralisation sur l'ensemble du périmètre extérieur d'une épaisseur d'acier sacrifiée à la corrosion.

Il sera ici considéré l'armature avec les caractéristiques suivantes :

Øext (mm)	88.9
Øint (mm)	75.9
Epaisseur (mm)	6.5
Limite élastique considérée (MPa)	560

L'épaisseur à sacrifier est déterminée par le tableau donné ci-après.

	25 ans	50 ans	75 ans	100 ans
Sols ou remblais peu corrosifs	0.25	0.60	0.70	0.80
Sols ou remblais moyennement corrosifs	1.00	1.60	2.00	2.50
Sols ou remblais fortement corrosifs	2.50	4.00	5.00	6.00

On se place ici dans le cas d'un ouvrage avec une durée de vie de 50 ans. Il sera retenu une corrosion de 1.6 mm sur l'ensemble du périmètre extérieur de l'armature.

La vérification de l'armature se fait par l'utilisation d'une valeur de la limite élastique minorée.

Øext après corrosion (mm)	85.7
Øint (mm)	75.9
Section brute (mm <sup>2</sup> )	1683
Section après corrosion (mm <sup>2</sup> )	1244
Limite élastique minorée (MPa)	448
Effort limite (kN)	557

#### VII.4.f Vérification au flambement

La vérification sera menée selon la méthode de Mandel.

Elle passe par le calcul de la demi-longueur réduite :

$$\lambda = \frac{D}{2} \sqrt{\frac{k_h * B}{E * I}}$$

Avec :

- $\lambda$  : la demi-longueur réduite
- D : la longueur du pieu dans la couche molle
- $k_h$  : le coefficient de réaction horizontal surfacique
- $E * I$  : la rigidité du pieu, en tenant compte de la corrosion
- $p_{le}^*$  : la pression limite nette équivalente
- B : le diamètre du forage

On se place ici dans un cas d'une épaisseur de sol lâche de 9.5m.

$\varnothing_{\text{ext}}$ (mm)	88.9
$\varnothing_{\text{int}}$ (mm)	75.9
Epaisseur (mm)	6.5
Fc (kN)	850
Fc/3 (kN)	283

La vérification au flambement est donc validée.

## VIII Observations

---

La présente étude se limite uniquement à une mission G2PRO intégrant une mission G2AVP tel que décrite dans la norme NF P94-500 de Novembre 2003. Les préconisations données ici ne sont valables que dans le cadre du projet soumis par le commanditaire. **Si ce dernier devait évoluer, les conclusions apportées ici seraient à revoir.**

Selon la norme NF P94-500, il conviendra de faire réaliser les missions complémentaires associées, soit :

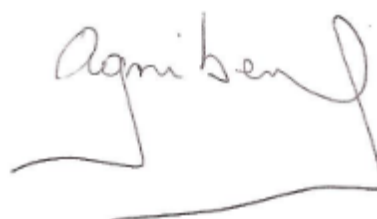
- Etude et suivi géotechniques d'exécution (G3)
- Supervision géotechnique d'exécution (G4)

Si, lors des terrassements, des éléments non concordants avec la présente étude sont découverts, il conviendra d'en informer impérativement le bureau d'études VEGEO-Environnement pour que ce dernier puisse, si nécessaire, adapter ses préconisations.

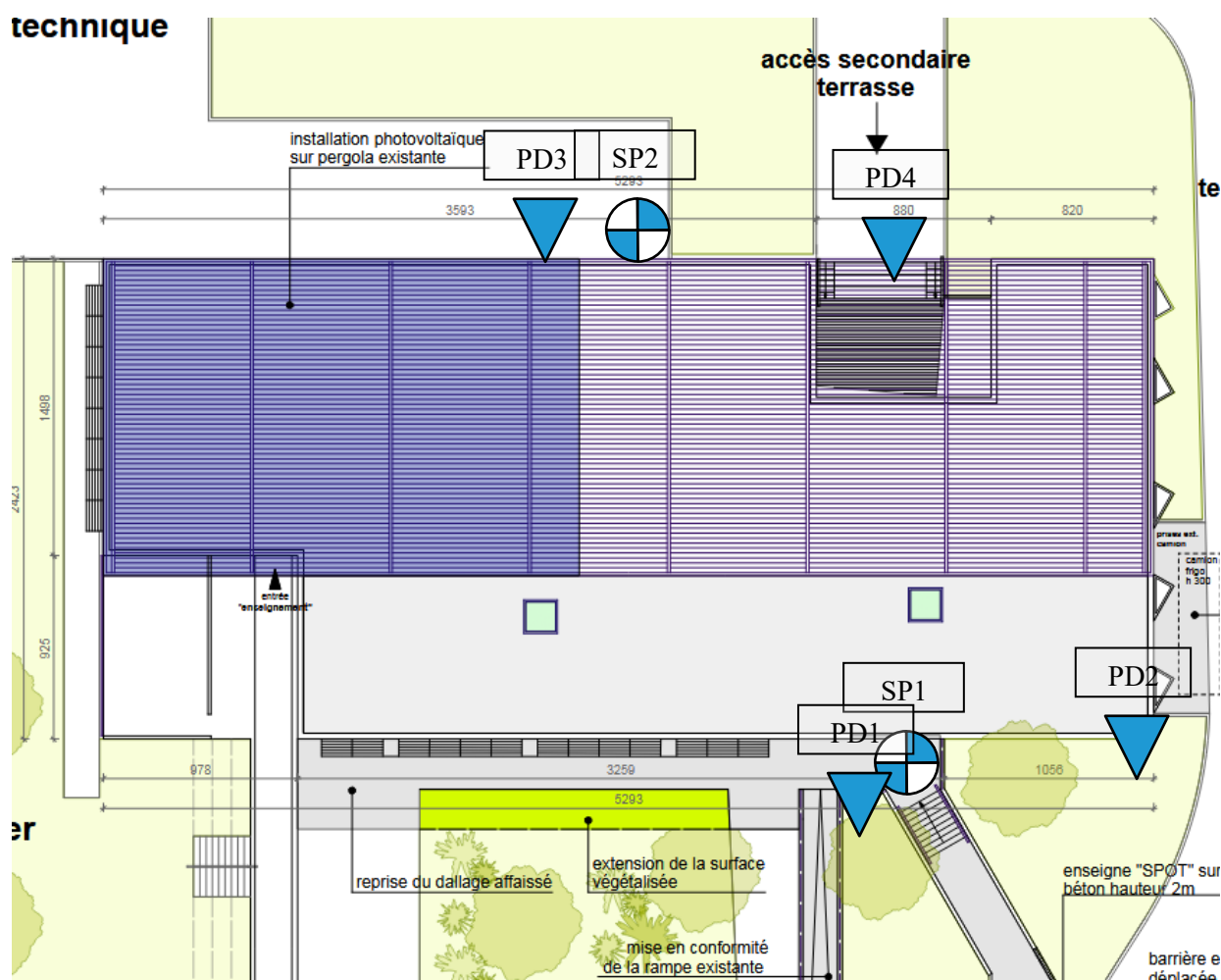
M. LUÈRE Jean-Antoine,  
Chargé d'études



M. OGNIBENE Julien,  
Gérant



## Annexe 1 : profondeur minimale de début d'ancrage au droit des points réalisés



### Localisation des points de sondage

#### Pour les escaliers

N° de sondage	PD1	SP1
Prof. bon sol (m/TN)*	0.9	0.9

\*Est entendu par bon sol, un sol de portance suffisante non soumis aux variations hydriques.

#### Pour la terrasse et d'éventuelles reprises

N° de sondage	SP2
Prof. bon sol (m/TN)*	9.5

\*Est entendu par bon sol, un sol de portance suffisante non soumis aux variations hydriques.

## Annexe 2 : note sur les missions d'ingénierie géotechnique

Tableau 1 : Enchainement des missions d'ingénierie géotechniques

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

Tableau 2 : Classification des missions d'ingénierie géotechnique

<p>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.</p>
<p><b>ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)</b></p> <p>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 :</p> <p><u>Phase Étude de Site (ES)</u> Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours.</li> <li>— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.</li> <li>— Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.</li> </ul> <p><u>Phase Principes Généraux de Construction (PGC)</u> 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.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.</li> <li>— 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).</li> </ul>
<p><b>ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)</b></p> <p>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 :</p> <p><u>Phase Avant-projet (AVP)</u> Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.</li> <li>— Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisinants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques.</li> </ul> <p><u>Phase Projet (PRO)</u> Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.</li> <li>— Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.</li> </ul> <p><u>Phase DCE / ACT</u> 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.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).</li> <li>— 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.</li> </ul>

Tableau 3 : Classification des missions d'ingénierie géotechnique (suite)

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

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

Elle comprend deux phases interactives :

*Phase Étude*

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

*Phase Suivi*

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

**SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)**

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

*Phase Supervision de l'étude d'exécution*

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

*Phase Supervision du suivi d'exécution*

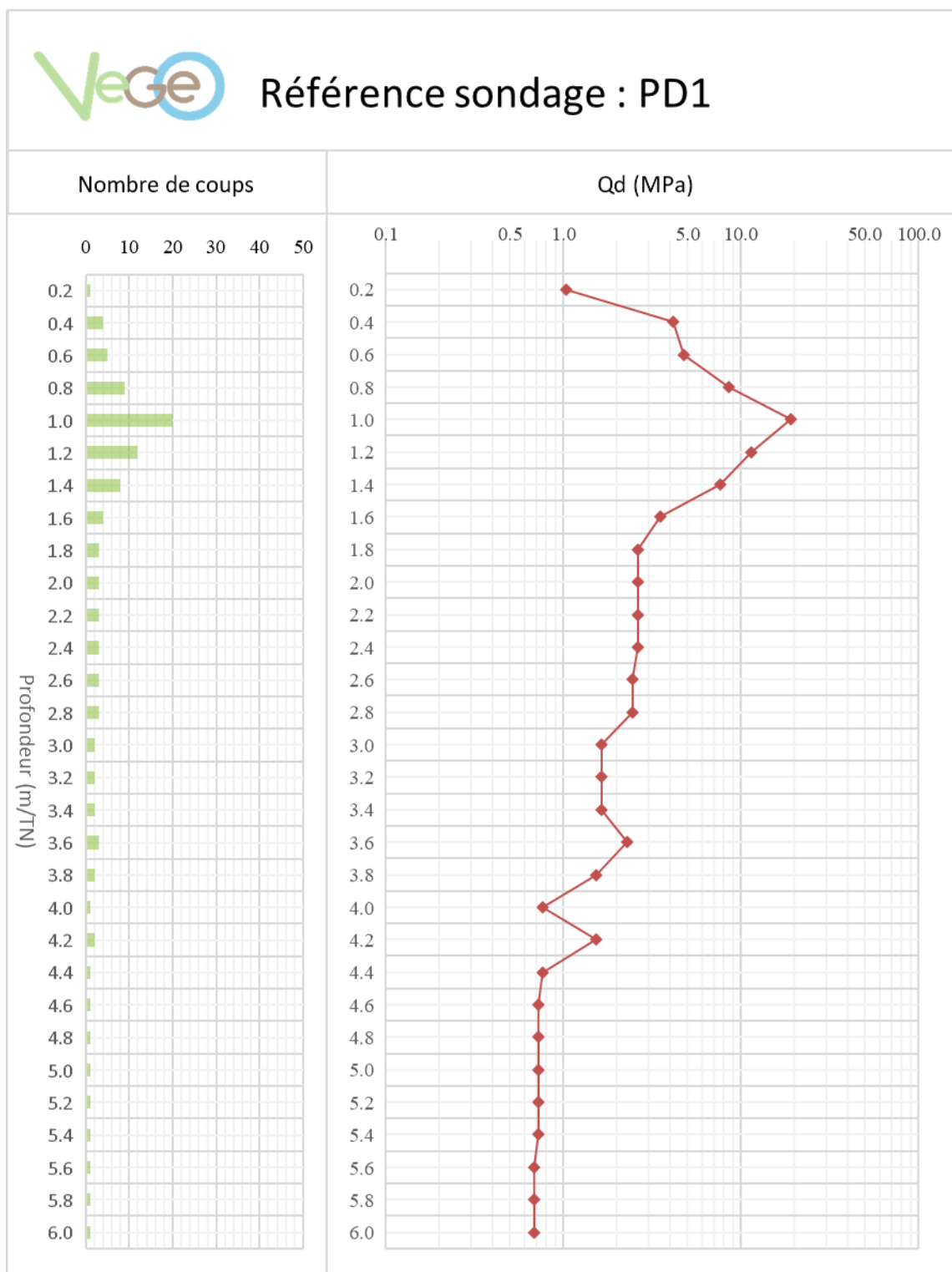
- Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique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

**DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)**

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

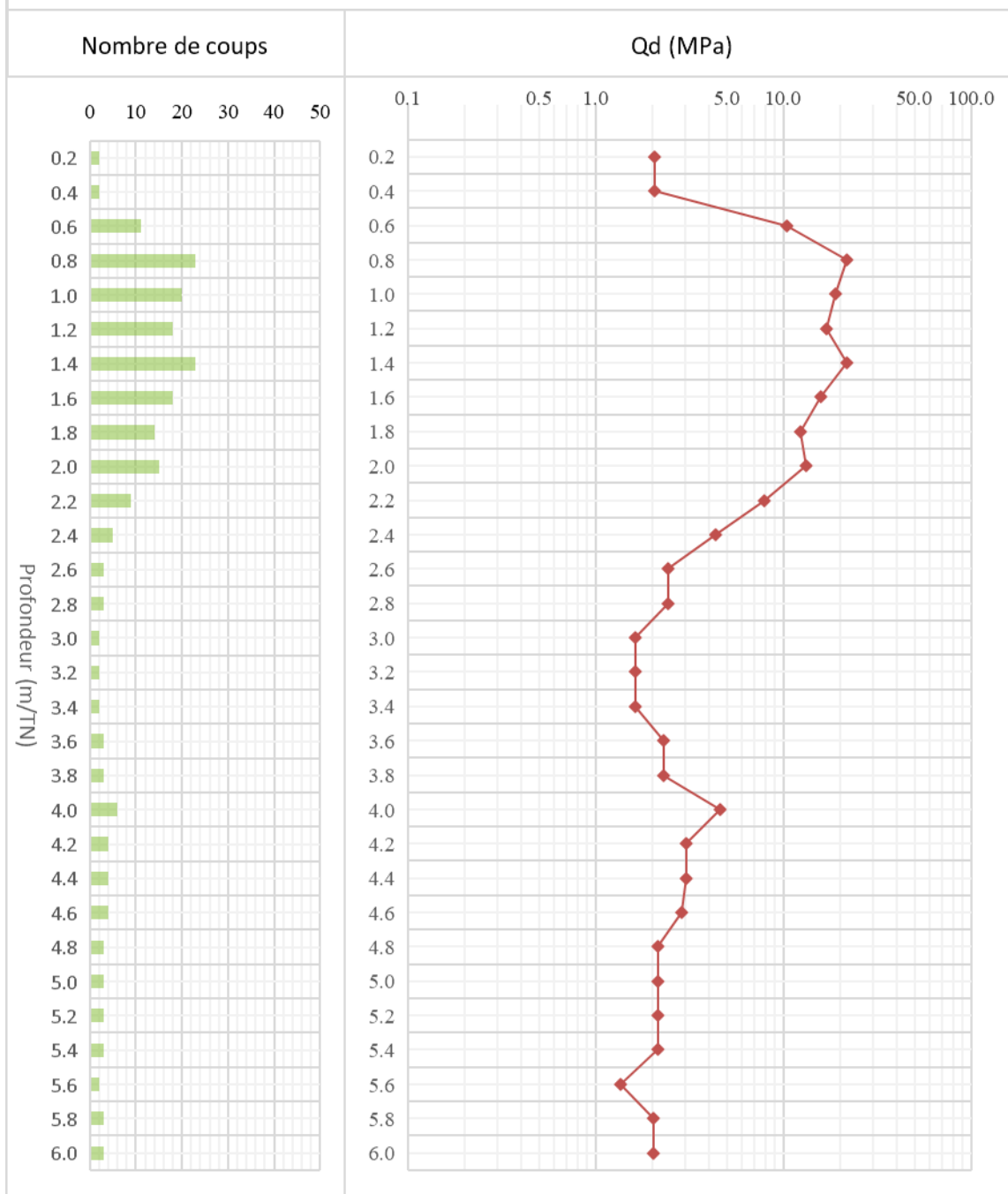
- Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre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

### Annexe 3 : sondage(s) pénétrométrique(s)



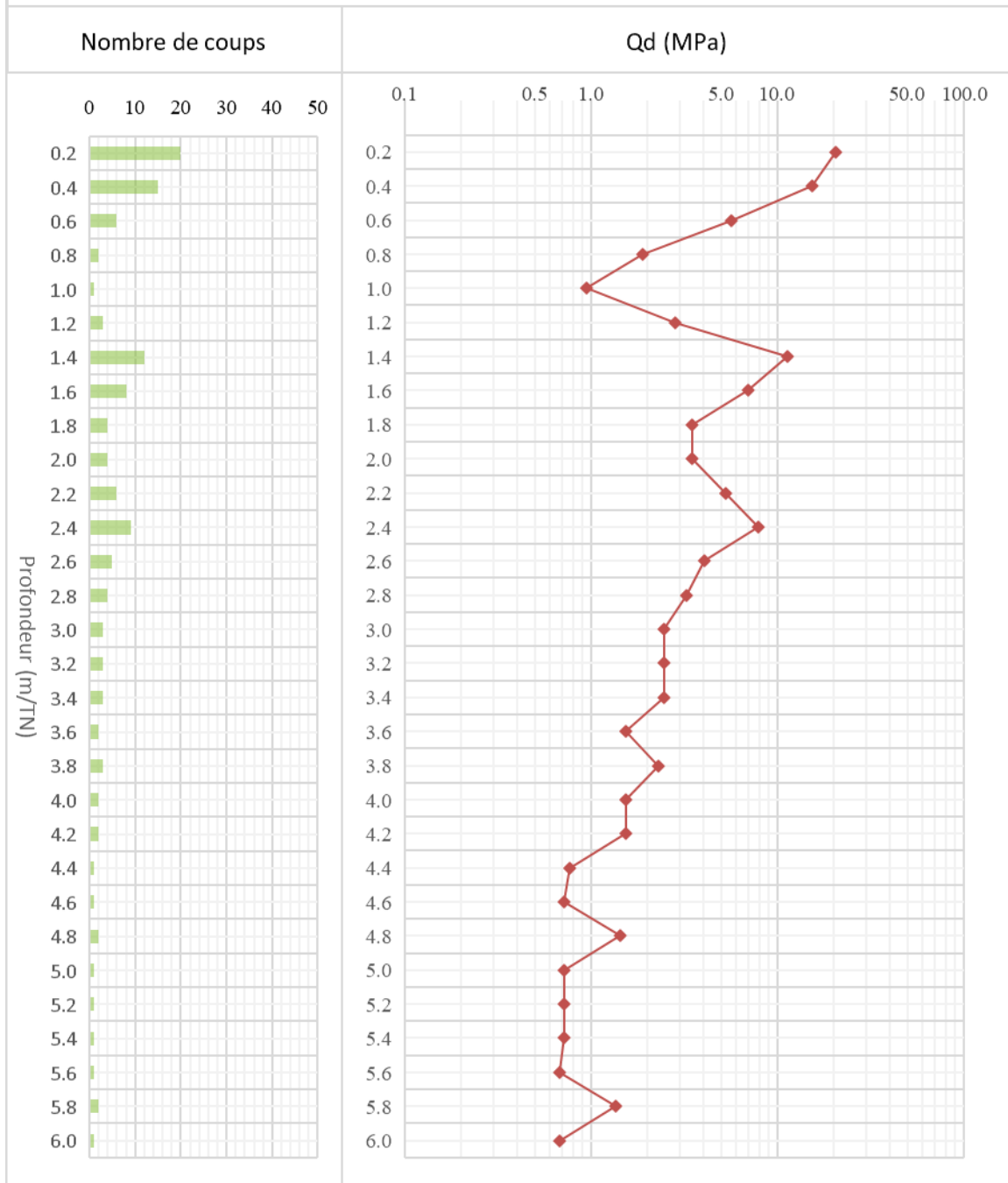


## Référence sondage : PD2



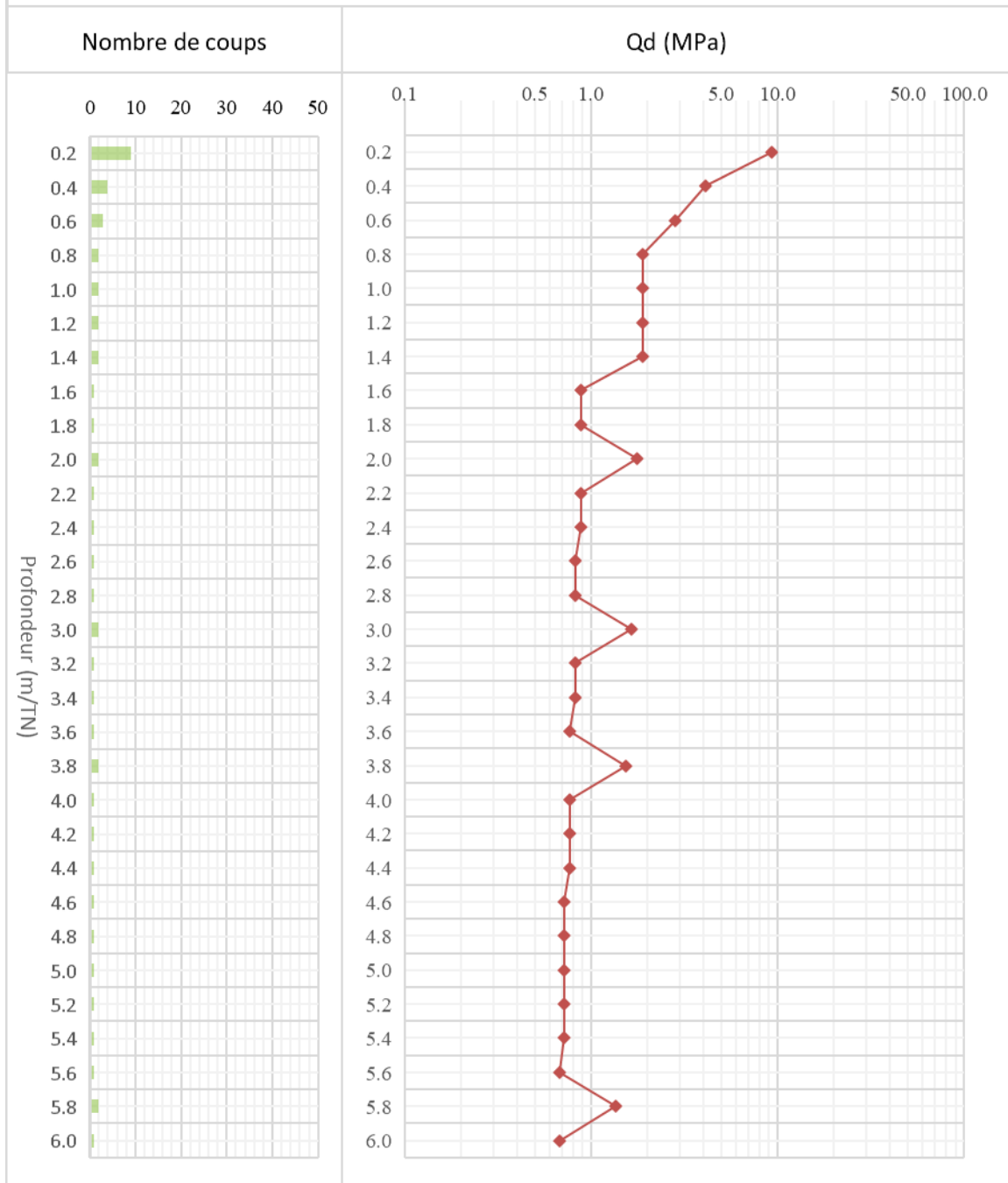


## Référence sondage : PD3





## Référence sondage : PD4



## Annexe 4 : sondage(s) pressiométrique(s)



Bureau d'études spécialisé  
Géotechnique, Hydrogéologie et Assainissement

Outil de forage

Tarière

Dossier

ECOLE DES MINES DE SAINT-ETIENNE, ECOLE DES MINES

Forage

SP1

Machine

GEO 205

Diamètre de l'outil

66 mm

### Paramètres de forage

Date de début Cote début

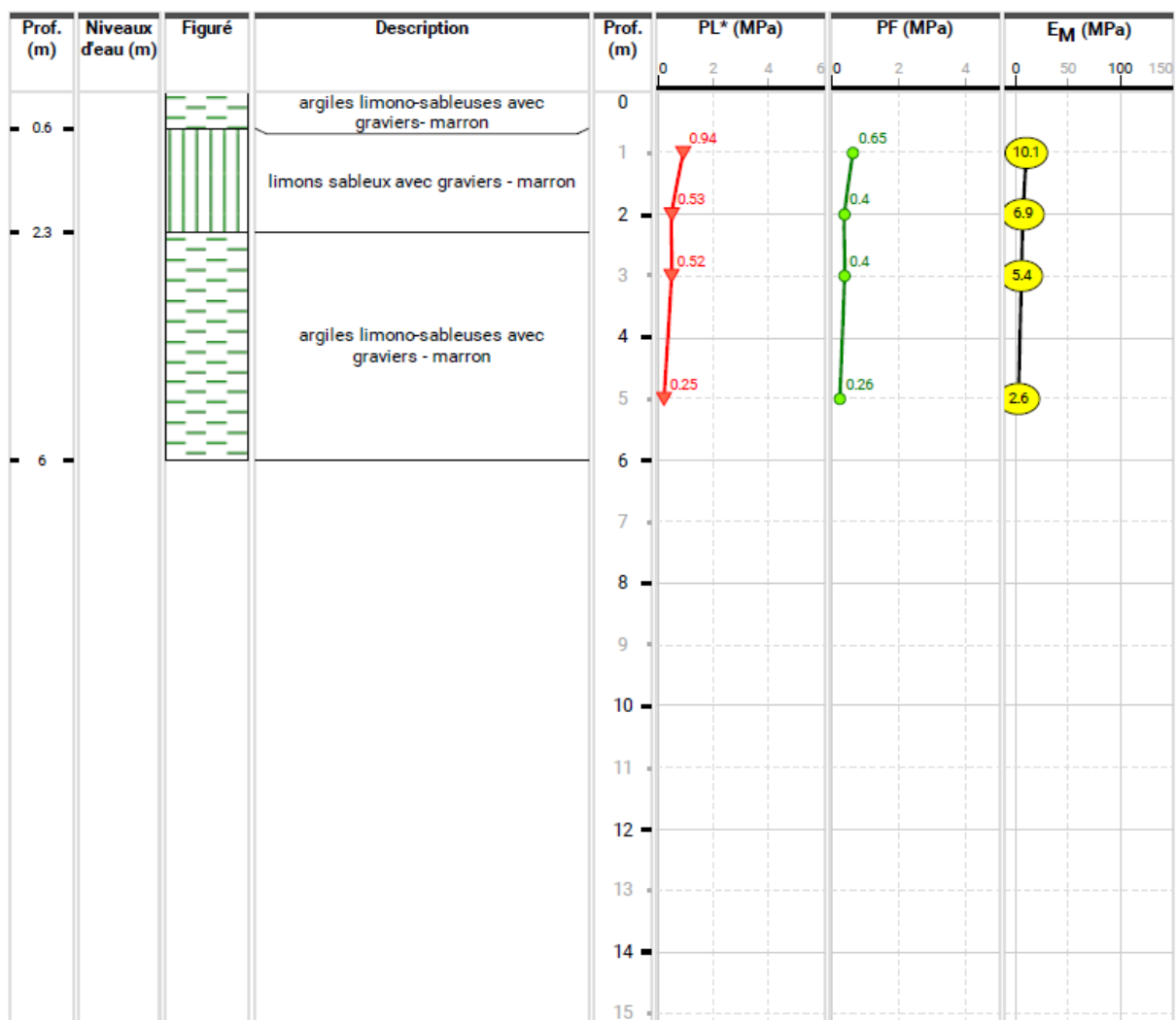
23/09/2025 0 m

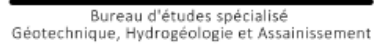
Date de fin Cote fin

23/09/2025 6.03 m

Durée de foration Longueur

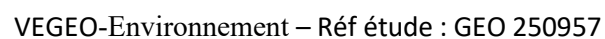
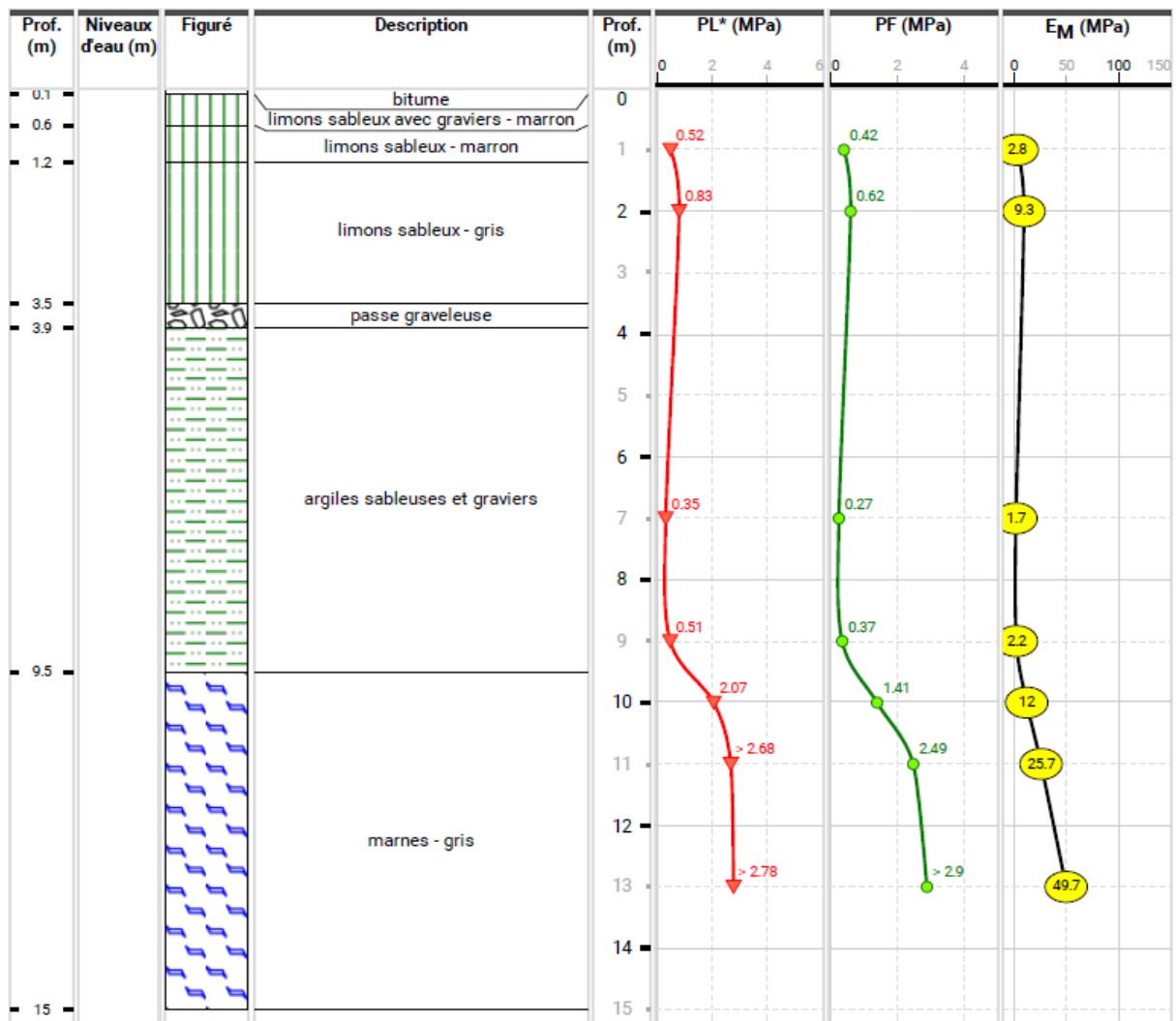
6 min 52 s 6.03 m





ECOLE DES MINES DE SAINT-ETIENNE, ECOLE DES MINES

19 min 38 s, 13 min 41 s    11.66 m, 15.01 m



## Annexe 5 : découverte(s) de fondations

---

Vue(s) de F1 :



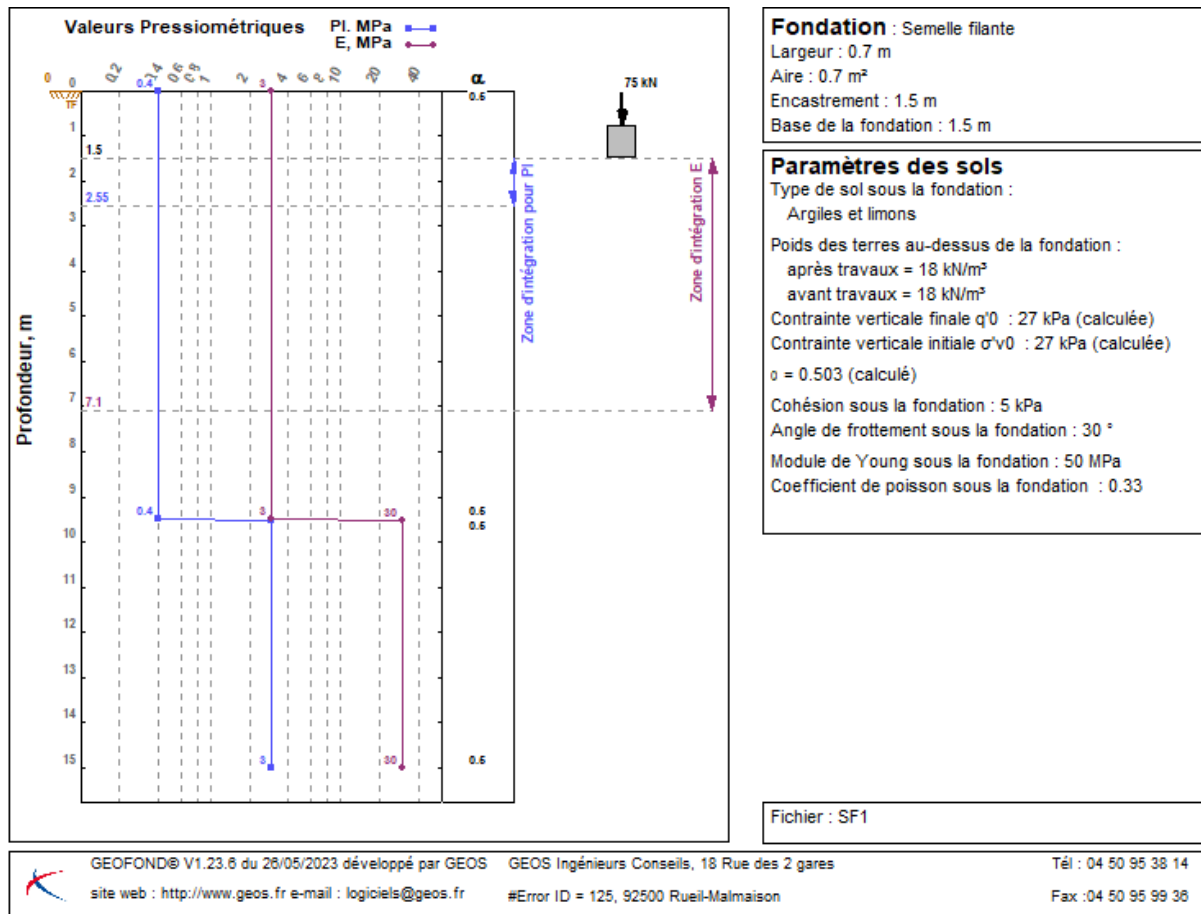
**Vue(s) de F2 :**



**Vue(s) de F3 :**



## Annexe 6 : modélisation(s) GEOFOND – cas des escaliers



### Données :

N°	Etat-limite	F (kN)	$\delta$ (°)	e (m)	$V_d$ (kN)	$H_d$ (kN)	M (kN.m)	$\sigma_{V;d}$ (kPa)
1	ELU dur. trans.	75	0	0	75.01	0	0	107.1
2	ELS cara.	50	0	0	50.01	0	0	71.43

### Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	$h_r$ (m)	$D_e$ (m)	$k_p$	$p_{le}$ (MPa)	$i_{\delta}$	$i_{\delta\beta}$	$q_{net}$ (kPa)	$A'$ (m <sup>2</sup> )	$V'_{r,v}$	$R_{v;d}$ (kN)	Excentricité	$R_{h;d}$ (kN)
1	1.05	1.5	1.03	0.4	1	1	411.2	0.7	1.4	200 vérifié	vérifié	36 vérifié
2	1.05	1.5	1.03	0.4	1	1	411.2	0.7	2.3	130 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)

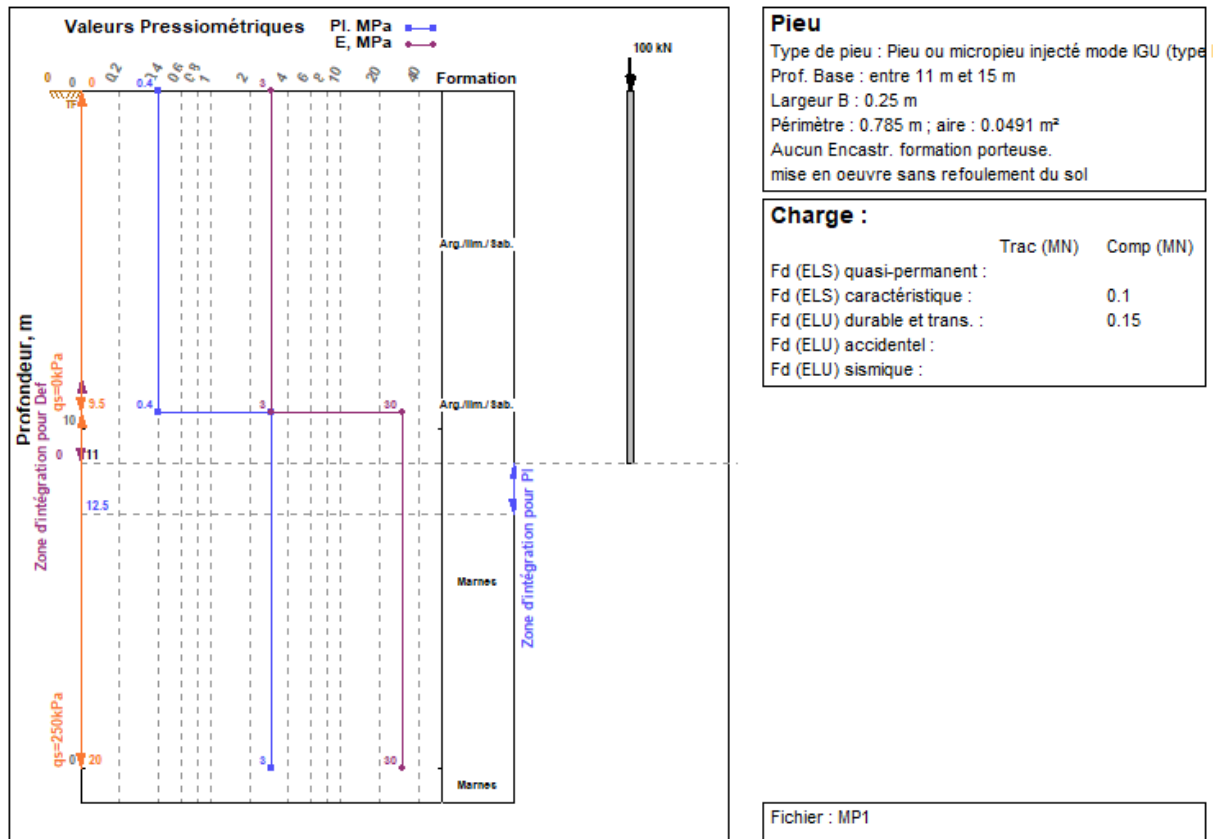
### Tassements suivant la NF P 94-261 :

N°	$q_{ref}$ (kPa)	$E_c$ (MPa)	$E_d$ (MPa)	$\lambda_c$	$\lambda_d$	$S_c$ (cm)	$S_d$ (cm)	$S_f$ (cm)	$S_{def}$ (cm)
1	107	3	3	1.5	2.65	0.156	0.628	0.784	2.61
2	71.4	3	3	1.5	2.65	0.0864	0.348	0.435	1.74

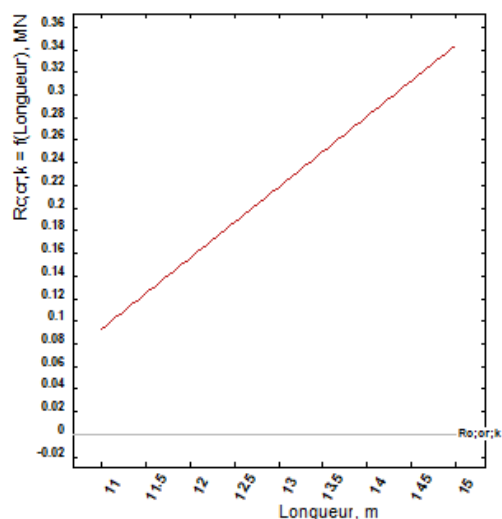
### Raideurs et tassements suivant NF P 94-261 :

N°	$K_v$ (MN/m)	$\delta_v$ (cm)	$K_h$ (MN/m)	$K_\theta$ (MN.m/rd)
1	20.5	0.366	11.3	21.6
2	20.5	0.244	11.3	21.6

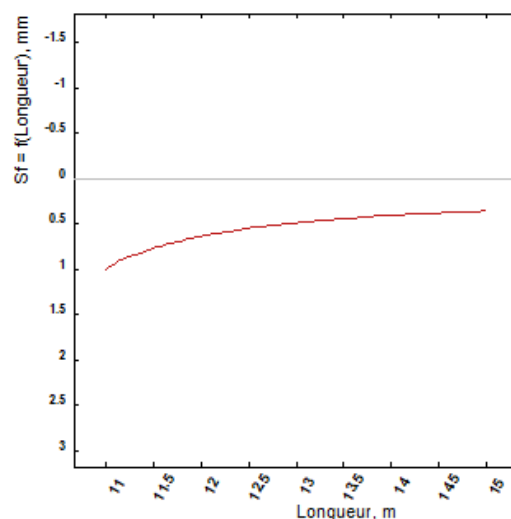
## Annexe 7 : modélisation(s) GEOFOND – cas de la terrasse



### Résultats de calcul : Capacité portante



### Résultats de calcul : Tassement



Longueur pieu (m)	Contraint qref (MPa)	Rc;cr;k (MN)	Rt;cr;k (MN)	Rc;d ELU dur. (MN)	Rc;d ELU acc. (MN)	Rc;d ELU sis. (MN)	Rc;cr;d ELS car. (MN)	Rc;cr;d ELS qp (MN)	Rt;d ELU dur. (MN)	Rt;d ELU acc. (MN)	Rt;d ELU sis. (MN)	Rt;cr;d ELS car. (MN)	Rt;cr;d ELS qp (MN)	Sf sous qref (mm)
11	2.04	0.0937	0.0937	0.122	0.134	0.122	0.104	0.0852	0.116	0.127	0.116	0.0852	0.0625	0.996
11.5	2.04	0.125	0.125	0.162	0.178	0.162	0.139	0.114	0.155	0.17	0.155	0.114	0.0833	0.762
12	2.04	0.156	0.156	0.203	0.223	0.203	0.174	0.142	0.194	0.212	0.194	0.142	0.104	0.635
12.5	2.04	0.187	0.187	0.243	0.268	0.243	0.208	0.17	0.233	0.255	0.233	0.17	0.125	0.547
13	2.04	0.219	0.219	0.284	0.312	0.284	0.243	0.199	0.272	0.297	0.272	0.199	0.146	0.483
13.5	2.04	0.25	0.25	0.325	0.357	0.325	0.278	0.227	0.31	0.34	0.31	0.227	0.167	0.439
14	2.04	0.281	0.281	0.365	0.402	0.365	0.312	0.256	0.349	0.382	0.349	0.256	0.187	0.4
14.5	2.04	0.312	0.312	0.406	0.446	0.406	0.347	0.284	0.388	0.425	0.388	0.284	0.208	0.376
15	2.04	0.344	0.344	0.446	0.491	0.446	0.382	0.312	0.427	0.467	0.427	0.312	0.229	0.352