

**AUDACIA**

**PARIS 10EME (75)**

**HOTEL DE BOURRIENNE**

58 rue d'Hauteville

**Projet d'aménagement  
Ascenseur et sous-sol**

**Architectes 2BDM  
BE : Brizot Masse Ingénierie**

Etude géotechnique de faisabilité  
(Mission géotechniques G<sub>5</sub> et G<sub>2AVP</sub>)

SAS AU CAPITAL DE 40 000 € • RCS EVRY 491 739 678 • SIRET 491 739 678 00028 • NAF 7112 B • N° TVA CEE FR 75 491 739 678

<b>DOSSIER N° G160020</b>					<b>PIECE N° 001</b>
<b>C</b>					
<b>B</b>					
<b>A</b>	26.02.16	T. MAZET 	C MARCIE	43+31	PREMIERE DIFFUSION
INDICE	DATE	ETABL. PAR	VERIFIE PAR	Nb de PAGES	MODIFICATIONS - OBSERVATIONS

## SOMMAIRE

	Page
<b>1. PRESENTATION GENERALE - DEFINITION DE LA MISSION.....</b>	<b>4</b>
<b>2. REFERENCES ET REGLES DE CALCUL.....</b>	<b>6</b>
2.1. Texte règlementaire .....	6
2.2. Documents à disposition.....	6
<b>3. PRESENTATION DU SITE .....</b>	<b>7</b>
<b>4. ANALYSE ET SYNTHESE DES RISQUES D’ALEAS GEOTECHNIQUES.....</b>	<b>11</b>
4.1. Phénomène de retrait-gonflement des argiles.....	11
4.2. Contexte hydrogéologique.....	11
4.2.1. Risque d’inondation par remontée de la nappe .....	12
4.2.2. Risque d’inondation par submersion .....	13
4.3. Carrières et exploitations souterraines.....	14
4.4. Risque de dissolution du gypse antéludien.....	14
4.5. Sismicité .....	15
4.6. Synthèse des risques géotechniques .....	15
<b>5. LE PROJET.....</b>	<b>16</b>
<b>6. RESULTATS OBTENUS.....</b>	<b>18</b>
6.1. Nature des sols depuis le niveau de la cour de service.....	18
6.2. Observations concernant l’eau.....	19
6.3. Caractéristiques pressiométriques .....	20
6.4. Enregistrements de paramètres de forage.....	23
6.4.1. Présentation des enregistrements des paramètres de forage.....	23
6.4.2. Etalonnage des diagraphies .....	24
6.4.3. Analyse des enregistrements de paramètres .....	24
6.5. Sondages pénétrométriques .....	26
6.6. Analyse des diagraphies $\gamma$ -Ray.....	28
6.7. Fouilles de reconnaissance de fondations.....	29
<b>7. CONCLUSIONS – RECOMMNDATIONS .....</b>	<b>33</b>

7.1. Contexte géotechnique .....	33
7.2. Rappel du projet .....	34
7.3. Risques concernant la dissolution du gypse .....	34
7.4. Stabilité des fondations posées dans les remblais actuels .....	34
7.5. Choix et justification des solutions de fondations pour l'ascenseur.....	36
7.5.1. Choix des fondations de la cage d'ascenseur .....	36
7.5.2. Solutions de fondations par micropieux .....	37
7.6. Dallages sur terre-plein.....	39
7.7. Sujétions et recommandations .....	41
7.7.1. Sujétions vis-à-vis des micropieux .....	41
7.7.2. Sujétions spécifiques aux reprises en sous-œuvre.....	41
7.8. Sujétions générales .....	42
7.9. Sujétions spécifiques aux micropieux .....	43

## ANNEXES

- plan de situation,
- plan d'implantation des sondages,
- coupes des forages pressiométriques,
- résultats de l'essai au pénétromètre dynamique,
- coupes et photographies des reconnaissances de fondations,
- résultats de la diagraphie Gamma Ray
- classification des missions géotechniques,
- schéma d'enchaînement des missions géotechniques.

## **1. PRESENTATION GENERALE - DEFINITION DE LA MISSION**

A la demande et pour le compte du Maître d'ouvrage AUDACIA 58 rue d'Hauteville à Paris et sous les directives de la Maîtrise d'œuvre des Architectes 2BDM et du bureau d'étude BMI, Brizot Masse Ingénierie, nous avons procédé à une étude géotechnique pour définir les types et caractéristiques des fondations des nouveaux appuis à créer et définir les assises du dallage dans le cadre de l'aménagement de l'Hôtel de Bourrienne pour la création d'un ascenseur et l'aménagement des sous-sols du bâtiment situé 58 rue d'Hauteville à Paris 10ème.

Le présent rapport rend compte des résultats obtenus dans le cadre d'une mission d'étude de faisabilité géotechnique et diagnostic d'avant-projet (mission géotechnique type G<sub>12</sub> et G<sub>5</sub> selon la norme NF P 94-500 de décembre 2006).

### **LA CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE SUR SITE :**

Dans le cadre de notre mission et, afin de préciser la nature des sols, la géométrie et les assises des fondations existantes et de déterminer les caractéristiques mécaniques des couches superficielles du terrain, nous avons procédé aux investigations suivantes :

- 1 sondage pressiométrique (noté SP1), descendu à 15 m de profondeur puis prolongé en destructif enregistré jusqu'à 45 m
- 14 essais pressiométriques répartis dans les sondages précédents,
- 1 forage destructif SD2 à 45 m de profondeur enregistré et équipé de tube pour diagraphie,
- l'enregistrement des paramètres de forages,
- le relevé de 2 fouilles de reconnaissance des fondations existantes (RF1 et RF2) réalisés par la maîtrise d'œuvre,
- 2 essais au pénétromètre dynamique noté PD1 et PD2,
- 1 diagraphie Gamma Ray du forage SD2.

*Notre intervention sur le site s'est déroulée en plusieurs phases d'intervention entre le 14 janvier et le 11 février 2016.*

Dans la suite, toutes les profondeurs sont données par rapport au niveau du sol :

- soit de la cour d'honneur,
- soit du niveau de sous-sol.

Aucun nivellement des points de forage n'a été réalisé.

Si besoin ce nivellement devra être établi par le géomètre expert du projet. Nous pourrions alors reprendre notre rapport en fonction des cotes altimétriques établies en NVP.

## **2. REFERENCES ET REGLES DE CALCUL**

### **2.1. Texte réglementaire**

- NF P 94-500, 30 novembre 2013 – Missions d'ingénierie géotechnique – Classification et spécifications,
  - NF EN 1990, mars 2003 – Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures,
  - NF P 94-261, juin 2013 – Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles,
  - NF P 94-262, juillet 2012 – Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes,
  - NF P 94-282, Mars 2009 - Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Ecrans,
  - NF EN 1997 - 1, juin 2005 – Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales\*,
  - NF EN 1997 - 2. Septembre 2007 – Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 2 : reconnaissance des terrains et essais,
  - NF EN 1997 – 1/NA : septembre 2006 – Annexe nationale à la NF EN 1997-1 : 2005,
  - NF P 11-213-1, mars 2005 – DTU 13.3 – Dallage – Conception, calcul et exécution.
- \* : Norme faisant l'objet d'un projet de révision, non éditée à ce jour

### **2.2. Documents à disposition**

Pour réaliser cette étude, nous disposons du seul document suivant :

;

- *Plan du sous-sol du bâtiment du 17.11.2015, référence 15-142 de BMI*

### **3. PRESENTATION DU SITE**

Le site étudié se situe dans l'enceinte de l'Hôtel de Bourrienne abritant les locaux d'Audacia, 58 rue d'Hauteville, à Paris 10<sup>ème</sup>.

Il s'agit d'un bâtiment du 18<sup>ème</sup> siècle, construit entre 1787 et 1793 pour Justine Ségard, Dame de Dampierre.

Il est racheté en 1798 par Louis Antoine de Bourrienne Fournisseur aux Armées de Napoléon Bonaparte qui le fait transformer par l'Architecte Etienne Cherubin Lecomte.

L'Hôtel est classé monument historique depuis 1927.

Il est remarquable par son décor et son mobilier Directoire

Il s'agit bâtiment en R+1+ combles sur un niveau de sous-sol.

Nous raisonnerons donc en profondeur par rapport aux 2 niveaux de références. Nous avons estimé que le sous-sol se situait à 2.00 m de profondeur par rapport au niveau de la cour.

Le rez-de-chaussée est surélevé d'environ 1.0 m par rapport au niveau de la cour.

Ce point devra donc être confirmé si nécessaire par des relevés établis par un géomètre expert.



**Hôtel de Bourrienne façade sur cour principale**



**Façade principale Coté droit**



**Façade principale coté gauche**



**Façade arrière**



**Façade arrière**

D'après les renseignements en notre possession (carte géologique et études déjà réalisées dans ce secteur), la succession géologique présumée à cet emplacement est la suivante pour un niveau de sol (terrain actuel) vers 34 NVP :

- Remblais sur 4/5 m,
- Alluvions modernes de la Seine : sables, argiles et limons
- Alluvions anciennes de la Seine : sables et graviers,
- Sable de Beauchamp vers 25 NVP
- Formations du Lutétien vers 15 NVP :
  - Marnes et Caillasses,
  - Calcaire Grossier.

Le niveau de la nappe, en période normale, se situe vers 7.50 m de profondeur sous le sol, soit vers 26.50 NVP.

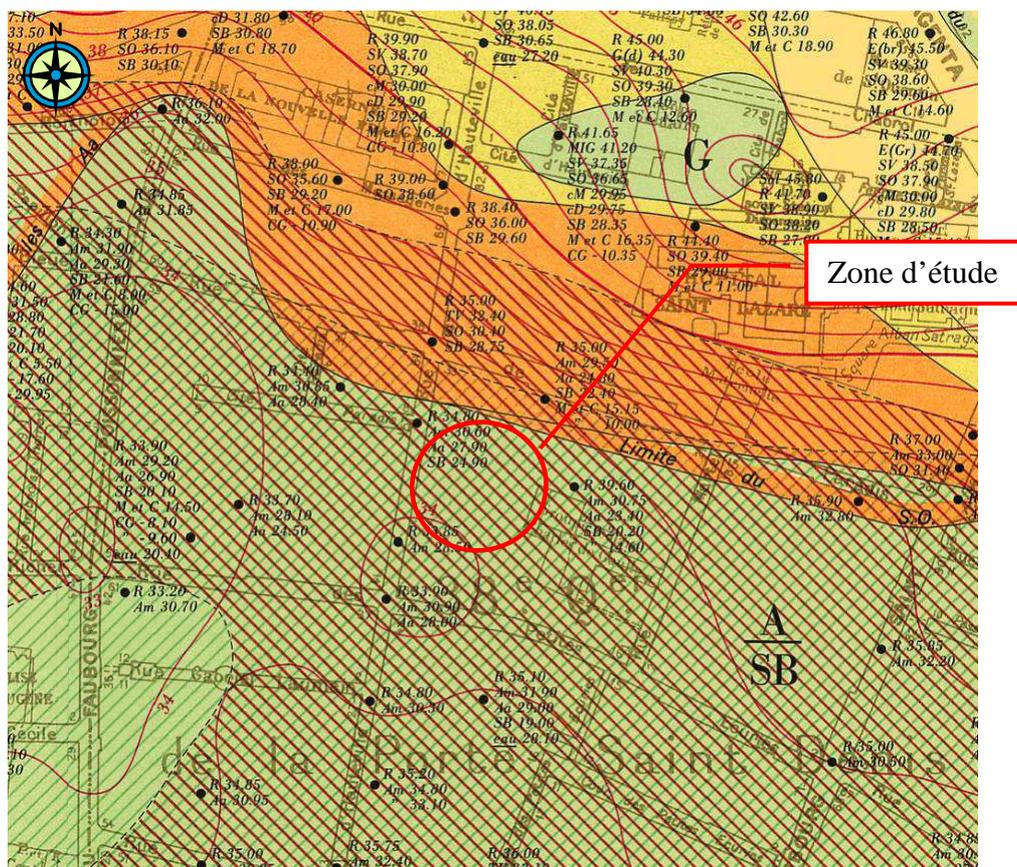




Figure 1 : Localisation de la parcelle étudiée (Source : Geoportail)

## **4. ANALYSE ET SYNTHÈSE DES RISQUES D'ALÉAS GEOTECHNIQUES**

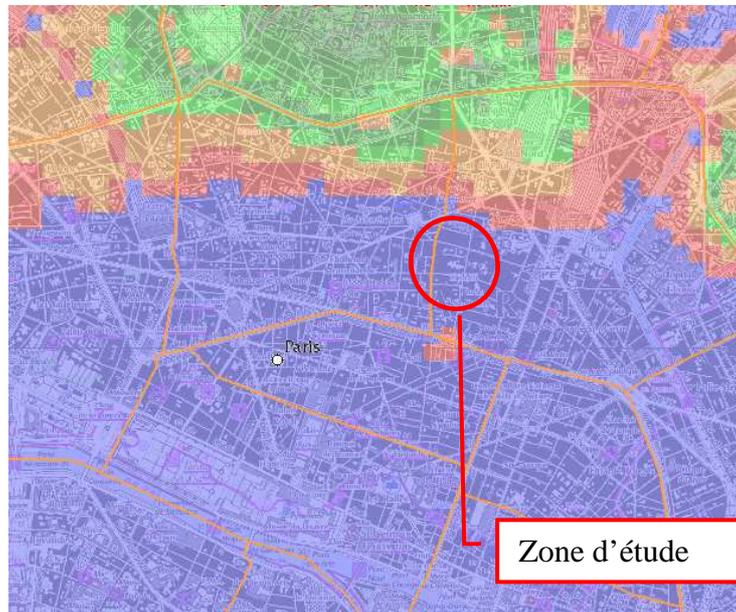
### **4.1. Phénomène de retrait-gonflement des argiles**

D'après les informations fournies par le BRGM, le terrain se situe en zone d'aléa à priori nul vis-à-vis des risques de retrait et gonflement.

### **4.2. Contexte hydrogéologique**

D'après les données du BRGM sur les remontées de nappes, le site est localisé dans une zone de sensibilité très importante quant au risque d'inondation par remontée d'une nappe subaffleurante.

#### 4.2.1. Risque d'inondation par remontée de la nappe



##### Légende socle

- Nappe sub-affleurante
- Sensibilité très forte
- Sensibilité forte
- Sensibilité moyenne
- Sensibilité faible
- Sensibilité très faible
- Non réalisé

##### Légende sédiment

- Sensibilité très faible à inexistante
- Sensibilité très faible
- Sensibilité faible
- Sensibilité moyenne
- Sensibilité forte
- Sensibilité très élevée, nappe affleurante
- Sensibilité très élevée, nappe affleurante
- Non réalisé

Figure 3 : Extrait de la carte du BRGM vis-à-vis des remontées de nappes

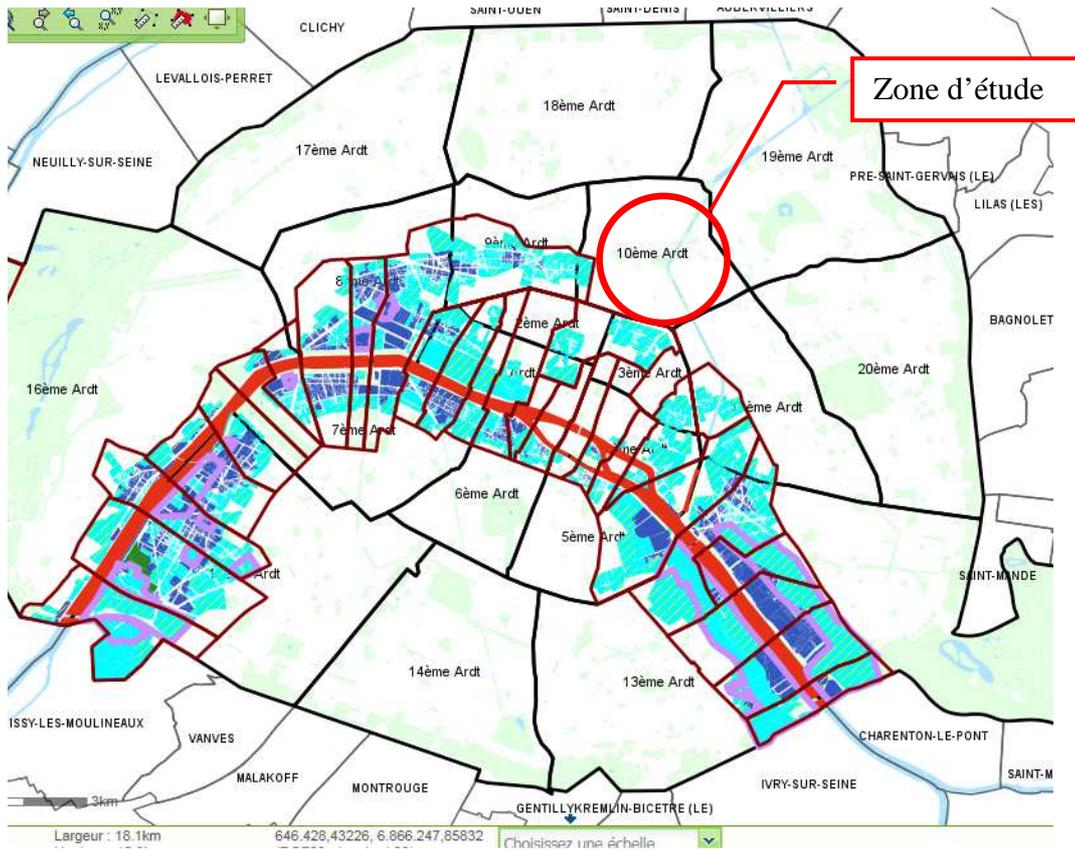
La nappe alluviale de la Seine est donc considérée comme subaffleurante en période de crue du fleuve.

#### 4.2.2. Risque d'inondation par submersion

Nous rappelons les niveaux de crues centennales de la Seine à 33.46 NVP.

Cependant, le site ne fait pas partie des zones à réglementations particulières du PPRI.

Ce dernier donne donc dans cette zone, la cote casier à 33.50 NVP.

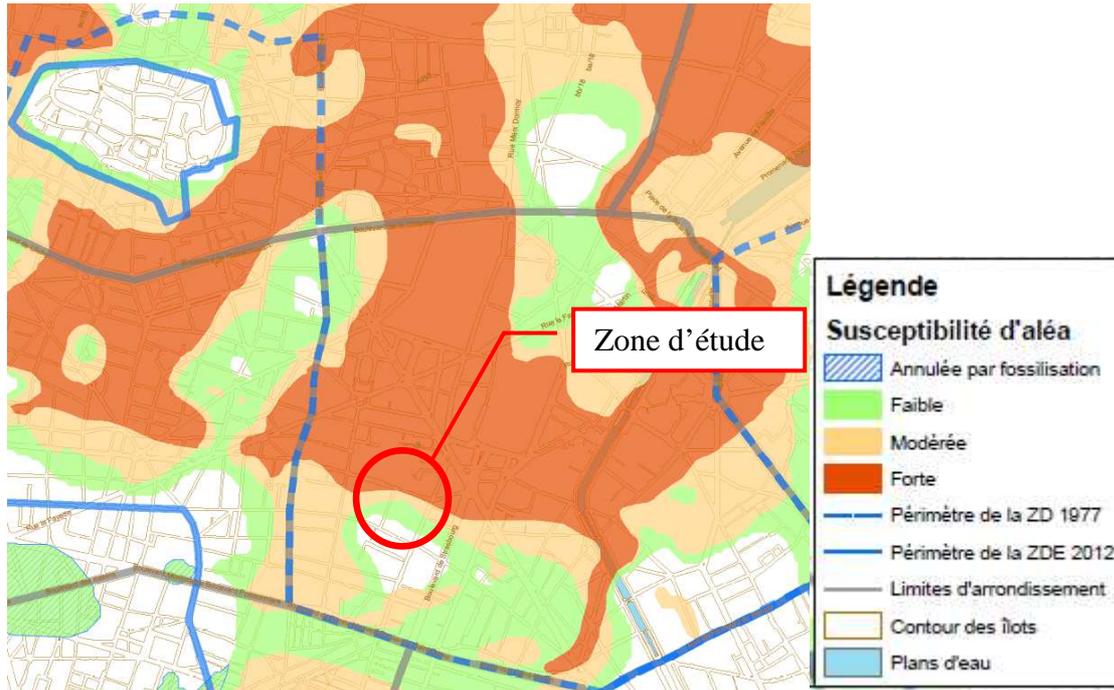


Extrait du PPRI de la Ville de Paris (Seine)  
Cote casier : 33.50 NVP

#### 4.3. Carrières et exploitations souterraines

Suivant les données et cartes de l'IGC - Inspection Générale des Carrières - de la Ville de Paris, aucune exploitation à ciel ouvert ni aucune carrière souterraine n'est répertoriée dans cette zone.

#### 4.4. Risque de dissolution du gypse antéludien



Suivant la carte des aléas de dissolution du gypse définie par arrêté interpréfectoral actualisé en 2012, le site se situe dans une zone avec susceptibilité d'aléa de dissolution faible à modéré.

C'est la raison pour laquelle nous avons procédé à des vérifications spécifiques du risque de dissolution du gypse avec :

- 2 forages profonds de 45 m avec enregistrement des paramètres,
- 1 diagraphie Gamma ray dans le forage SD2.

#### 4.5. Sismicité

De plus, en ce qui concerne les risques de séismes, le site est classé en zone de sismicité très faible (zone 1).

#### 4.6. Synthèse des risques géotechniques

La synthèse des différents risques à prendre en compte pour le projet est présentée dans le tableau suivant :

Type de risques	Fort	Moyen	Faible	Très faible
Risque carrières				✓
Risque dissolution du Gypse		✓		
Risque lié au retrait-gonflement des sols argileux				✓
Risque d'inondation par remontée de la nappe	✓			
Risque inondation par submersion			✓	
Risque sismique				✓

## 5. LE PROJET

Le projet prévoit, dans l'enceinte de l'Hôtel de Bourrienne, de créer un ascenseur dans la partie Sud du bâtiment et d'aménager les sous-sols. La mise en place d'un revêtement de sol nécessite un traitement particulier afin d'assurer la bonne ventilation du niveau.

L'ascenseur sera porté par de nouvelles fondations descendant au-delà du niveau du dallage du sous-sol.

Le sous-sol sera aménagé en recréant un dallage sur plein posé sur des éléments préfabriqués en forme de coupoles assemblées d'une hauteur de 40 cm et permettant la circulation de l'air sous le dallage.

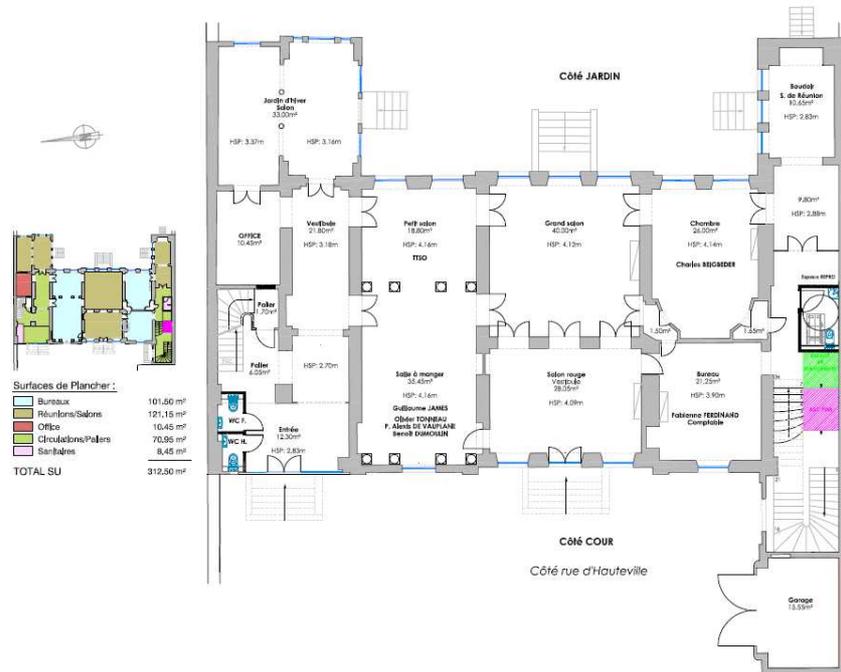
Nous n'avons pas d'autres informations, ni sur la position précise des appuis, ni sur les descentes de charges.

Notre étude gardera donc un caractère général qu'il conviendra, si nécessaire, de préciser, une fois connues les caractéristiques définitives du projet.



<p>AGENCE MO M. Jean-Marie CASBRAUD / Mme. LEO NADJAR 30, rue Saint-Nicolas 75012 PARIS T 33 (0) 1 43 44 83 00 • F 33 (0) 1 43 44 77 13 Email: agence@ingenierie03.fr</p>	<p>GRAVITATION/AUDACIA Monsieur Charles BEBEDE 58, rue d'Hauteville - 75010 PARIS T 33 (0) 1 56 47 48 54 Email: h@gravitacion.fr</p>	<p>Opération: <b>Hôtel De Bourrienne</b> 58, rue d'Hauteville - 75010 PARIS</p> <p>Description: <b>PLAN R-01 - Etat Projeté</b></p>	<p>Indice: <b>1 Ind A</b></p>	<p>Echelle: <b>1/125</b></p>	<p>N° Plan: <b>06E</b></p>
			<p>Phase: <b>PRE</b></p>	<p>Date: <b>26/11/15</b></p>	

Figure 1 – Plan d'ensemble du sous-sol (source cahier des charges 2BDM)



<p>2 Bureau d'Etudes <b>AGENCE MO</b> M. JEAN-LOUIS GASCARD / Mme. LILA NADJAR 20, rue Saint-Nicolas - 75 013 PARIS 1 33 01 43 46 82 00 - +33 01 43 46 77 13 Email: agence@agencemo.fr</p>	<p>Bureau d'Etudes <b>GRAVITATION/AUDACIA</b> Monsieur Charles EBESSEZ 58, rue d'Hauteville - 75 010 PARIS 1 33 01 54 43 48 54 Email: r@gravitation.fr</p>	<p>Opération: <b>Hôtel De Bourienne</b> 58, rue d'Hauteville - 75 010 PARIS Description: <b>PLAN RDC - Etat Projeté</b></p>	<p>Indice: <b>1 Ind C</b></p>	<p>Echelle: <b>1/125<sup>e</sup></b></p>	<p>N° Plan: <b>07</b></p>
			<p>Phase: <b>PRE</b></p>	<p>Date: <b>26/11/15</b></p>	

Figure 2 – Plan d'ensemble du rez-de-chausée (source cahier des charges 2BDM)

## **6. RESULTATS OBTENUS**

### **6.1. Nature des sols depuis le niveau de la cour de service**

La coupe lithologique est établie à l'aide des cuttings extraits au droit du sondage pressiométrique SP1 et du sondage destructif SD2 réalisés dans la cour du bâtiment. La méthode de foration destructive permet d'obtenir des matériaux déstructurés qui ne donnent qu'une indication sur la nature des terrains traversés.

De plus, le décalage entre la foration et la remontée des cuttings peut entraîner des imprécisions et donc, des variations sur les profondeurs présentées. Seule la réalisation de sondages carottés peut permettre de définir, avec précision, la lithologie des terrains traversés.

Ainsi, l'examen des matériaux remontés au cours de l'exécution du sondage a permis d'établir comme suit la succession des différentes formations rencontrées :

#### **Recouvrement**

Un recouvrement de remblais d'environ 3.50 à 5.0 m d'épaisseur a été observé en tête en SP1 et SD2.

Il s'agit de remblais sablo-graveleux et limono-marneux à débris hétérogènes.

Nous avons noté plusieurs passages indurés au sein des remblais en particulier en SP1 :

- Un niveau résistant entre 2.50 et 3.0 m,
- Un passage assez résistant rencontré entre 3.50 m et 4.0 m de profondeur,
- Enfin, un autre niveau induré très résistant, maçonnerie ou blocs entre 5.0 et 6.0 m de profondeur.

Les remblais peuvent présenter des variations d'épaisseurs localisées (surprofondeurs possibles). Ils peuvent tout aussi bien renfermer des niveaux indurés et résistants de toutes dimensions que des passages complètement décomprimés.

En particulier, lors de la fouille RF2, nous avons observé de nombreux blocs dans les remblais, il s'agit de blocs de calcaire ou de marne ; la présence d'autres éléments indurés béton, grés gypse est toujours possible.

Des surprofondeurs de ces matériaux sont tout à fait possibles et probables, près des sous-sols existants.

### Alluvions modernes argilo-sableuses

De 3.50 / 5.0 m et jusque vers 7.0 à 7.50 m de profondeur, des sables argileux grisâtres à beige ont été traversés il s'agit probablement des alluvions modernes de la Seine de caractéristiques mécaniques généralement médiocres.

### Alluvions anciennes sablo-graveleuses

Au-delà des remblais et des alluvions modernes, des sables et graviers beige à ocre ou gris, pouvant renfermer des passages plus ou moins indurés de calcins ou poudingues, ont été observés jusqu'à environ 14.50 à 15.00 m de profondeur.

Ces terrains correspondent aux alluvions anciennes de la Seine.

### Sables de Beauchamp

A partir de 14.50 à 15.00 m, nous avons observé des sables plus ou moins marneux de couleur gris verdâtre. Il s'agit probablement des sables de Beauchamp qui peuvent contenir des niveaux indurés et résistants.

Cette formation a été reconnue jusque vers 18.50 à 20.50 m de profondeur.

### Marno-calcaires

Enfin, des marno-calcaires sont observés au-delà des sables verdâtres, soit au-delà d'environ 18,50 / 20,50 m de profondeur, et jusqu'à la base de nos sondages les plus profonds, arrêtés vers 45 m de profondeur.

Ces matériaux appartiennent aux Marno-calcaires du Lutétien (Marnes et Caillasses puis Calcaire Grossier). Cette formation est constituée principalement de bancs calcaires indurés et de niveaux marneux plus tendres.

Ces matériaux sont à rattacher, en tête, aux Marnes et Caillasses, puis probablement dès 35/36 m de profondeur, au Calcaire Grossier qui est composé de bancs discontinus de calcaire beige-jaunâtre plus ou moins induré.

## **6.2. Observations concernant l'eau**

Lors de nos investigations en janvier 2016, le niveau de l'eau dans le forage SP1 a été observé à 7.40 m de profondeur soit vers la cote 26 / 27 NVP.

Ce niveau est représentatif du niveau de la nappe dans cette zone.

Nous rappellerons que les crues cinquantennales de la Seine peuvent atteindre 32.62 NVP au Pont d'Austerlitz.

Suivant la carte de la Mairie de Paris, la zone du Ministère n'est pas classée comme inondable, mais les caves peuvent être inondées en crue exceptionnelle.

Le forage SP1 n'est pas équipé en piézomètre.

Nous rappelons qu'à l'occasion d'épisodes pluvieux, des accumulations d'eau et circulations de pentes aléatoires peuvent se développer dans les terrains de couverture, à la faveur des passages les plus perméables, et au niveau des interfaces lithologiques.

### **6.3. Caractéristiques pressiométriques**

Les valeurs des caractéristiques pressiométriques ( $E_M$  : module pressiométrique,  $PI^*$  : pression limite nette) ont été déterminées par des essais effectués au droit du sondage SP1.

L'analyse des valeurs obtenues est la suivante :

#### Remblais

⇒ *Profondeur des terrains : jusqu' à environ 5.00 m de profondeur,*

⇒ *Nombre d'essais : 5 essais,*

⇒ *Analyse des 5 essais pris en compte :*

$E_M$ mini	$E_M$ maxi	$E_M$ moyen (a)
1.3 MPa	6.1 MPa	4.5 MPa

$PI^*$ mini	$PI^*$ maxi	$PI^*$ moyen (a)
0,29 MPa	0,67 MPa	0,53 MPa

(a) : moyenne arithmétique

(b) : moyenne harmonique

Les essais réalisés dans les remblais mettent en évidence des matériaux de compacité faible à médiocre et peu dispersée.

Alluvions modernes

⇒ Profondeur des terrains : jusqu' à environ de 5.0 à 8.0m de profondeur,

⇒ Nombre d'essais : 2 essais,

⇒ Analyse des 2 essais pris en compte :

$E_M$ mini	$E_M$ maxi	$E_M$ moyen (a)
6.3 MPa	6.7 MPa	6.5 MPa

PI* mini	PI* maxi	PI* moyen (a)
0.81 MPa	0.90 MPa	0.85 MPa

(a) : moyenne arithmétique

(b) : moyenne harmonique

Les essais réalisés dans les alluvions modernes révèlent des terrains de compacité médiocre à moyenne.

Sables et Graviers

⇒ Profondeur des terrains : de 8 à 15 m de profondeur,

⇒ Nombre d'essais : 8 essais,

⇒ Analyse des 8 essais pris en compte :

$E_M$ mini	$E_M$ maxi	$E_M$ moyen (a)	$E_M$ moyen (b)	Ecart-type	Dispersion
15.3 MPa	59.5 MPa	28.8 MPa	29.9 MPa	11.8 MPa	0.40

PI* mini	PI* maxi	PI* moyen (a)	PI* moyen (b)	Ecart-type	Dispersion
1.8 MPa	6.51 MPa	3.38 MPa	3.75 MPa	1.38 MPa	-

(a) : moyenne arithmétique

(b) : moyenne harmonique

Ces matériaux présentent des caractéristiques mécaniques bonnes à excellentes. Notons que certaines zones présentent des indurations ( $E_m > 50$  MPa).

Sables Marneux (Beauchamp)

⇒ Profondeur des terrains : de 14.50 à 18.50 m de profondeur,

⇒ Nombre d'essais : 4 essais,

⇒ Analyse des 4 essais pris en compte :

$E_M$ mini	$E_M$ maxi	$E_M$ moyen (a)
15.3 MPa	36.2 MPa	27.0 MPa

$PI^*$ mini	$PI^*$ maxi	$PI^*$ moyen (a)
1.7 MPa	3.1 MPa	2.4 MPa

(a) : moyenne arithmétique

(b) : moyenne harmonique

Ces matériaux présentent des caractéristiques mécaniques bonnes à très bonnes. Ils peuvent contenir des niveaux indurés résistants.

Marno-calcaire (Lutétien)

⇒ Profondeur des terrains : de 18.50 à 45.0 m de profondeur,

⇒ Nombre d'essais : 1 essai,

⇒ Analyse du seul essai pris en compte :

$E_M$ mini
130 MPa

$PI^*$ mini
> 6.0 MPa

Les marno-calcaires présentent des caractéristiques mécaniques excellentes de 18 à au moins 24 m de profondeur comme le confirment les diagraphies des enregistrements de paramètres.

*Nota :* Les mesures pressiométriques ont été arrêtées à 19 m de profondeur. Nous ne disposons donc pas des valeurs pressiométriques dans les formations du Lutétien au-delà de cette profondeur, qui sont généralement de bonne qualité mécanique.

## **6.4. Enregistrements de paramètres de forage**

### **6.4.1. Présentation des enregistrements des paramètres de forage**

Pour les sondages réalisés par une sondeuse de type SOCOMAFOR 35, l'enregistrement numérique des paramètres de forage a été réalisé par l'intermédiaire d'un appareil numérique de type EXPLOFOR de la Société APAGEO SEGELM.

Cet appareil présente les caractéristiques suivantes :

- 2 types d'enregistrement simultanés :
  - ⇒ graphiques,
  - ⇒ numériques.
  
- l'enregistrement de 5 paramètres de forages sur voies indépendantes, à savoir :
  - ⇒ pression sur l'outil,
  - ⇒ pression d'injection,
  - ⇒ couple de rotation,
  - ⇒ pression de retenue,
  - ⇒ vitesse d'avancement.
  
- un programme d'exploitation des enregistrements numériques qui permet :
  - ⇒ correction des paramètres,
  - ⇒ choix de l'amplitude de tous les paramètres,
  - ⇒ choix de l'échelle de représentation graphique de la profondeur,
  - ⇒ format d'impression modulable.

#### 6.4.2. Etalonnage des diagraphies

Suivant les tests de chute réalisés et présentés en annexes avec les diagraphies :

- les vides sont caractérisés par :
  - des vitesses d'avancement de l'ordre de 900 m/h à vide et 1600 m/h avec les tiges
  - une chute de la pression d'injection
  - une pression de retenue de 2 à 3 bars
- les zones décomprimées sont caractérisées par :
  - des vitesses de l'ordre de 500 à 1000 m/h
  - une baisse de la pression d'injection

#### 6.4.3. Analyse des enregistrements de paramètres

L'analyse des diagraphies des paramètres de forage permet de mettre en évidence les principaux points suivants :

- la traversée des remblais et des alluvions modernes jusque vers 7.5 à 8.0 m de profondeur se caractérise par des vitesses d'avancement moyennes à fortes assez irrégulières ( $100 \leq \text{VIA} \leq 900$  m/h) avec des passages lents ( $100 < \text{VIA} < 200$  m/h) dus à la présence de blocs,
- dès que l'outil de forage pénètre dans les sables et graviers, la vitesse d'avancement diminue, et devient régulière et faible sur toute l'épaisseur de cette couche,  
$$50 \leq \text{VIA} \leq 200 \text{ m/h}$$
- à partir de 14.50 / 15 m les Sables de Beauchamp sont marqués par une vitesse d'avancement faible jusque vers 18 m en SP1 et 20 m de profondeur en SD2.  
$$100 \leq \text{VIA} \leq 300 \text{ m/h}$$
- les Marnes et Caillasses puis le Calcaire Grossier du Lutétien, montrent des vitesses d'avancement généralement faibles mais avec des pics décimétriques de valeurs fortes correspondant à des fractures au sein du massif marno-calcaire.

Valeurs générales

$$100 \leq \text{VIA} \leq 300 \text{ m/h}$$

En SP1, de 18 à 45 m, nous notons des passages décimétriques de vitesse élevée entre 18.50 et 35 m de profondeur,

Valeurs de pics

VIA > 1000 m/h

Ces petites anomalies, qui ne correspondent pas à des zones décomprimées, ni évidemment à des vides liés à des phénomènes de dissolution ont été observées aux profondeurs suivantes :

- vers 22 m
- vers 24 m
- vers 28 m
- vers 34 m

En SD 2, cette formation présente un passage légèrement décomprimé entre 28 et 29 m de profondeur.

Nous notons aussi quelques valeurs de pics sur des épaisseurs centimétriques.

Les données fournies par les enregistrements de paramètres complètent et confirment la structure géologique supposée du terrain ainsi que les contrastes mécaniques entre les couches traversées.

Aucune anomalie correspondant à une poche de dissolution du Gypse Antéludien, que ce soit de type vide ou même passage très décomprimé, n'a été observée jusqu'à 45 m de profondeur.

## 6.5. Sondages pénétrométriques

Nous avons procédé à la réalisation de 2 essais au pénétromètre dynamique léger.

Ces essais ont été réalisés au sous-sol à proximité des fouilles respectives RF1 et RF2.

Les diagrammes de pénétration dynamique donnent les valeurs de la résistance dynamique de pointe (Qd) en fonction de la profondeur, à partir du niveau du sol de cave, la hauteur de la fouille étant caractérisée par une résistance nulle.

La compacité relative des terrains a été déterminée à partir des valeurs obtenues dans les pénétrogrammes présentés en annexe.

Les valeurs de résistance dynamique (Qd) mesurées peuvent être interprétées de la façon suivante :

- 0 et 2 MPa : résistance très faible à faible,
- 2 et 4 MPa : résistance médiocre,
- 4 et 8 MPa : résistance moyenne,
- > 8 MPa : résistance élevée.

Les profondeurs sont comptées depuis le niveau du sous-sol.

### PD1 (en fond de la fouille RF1 au sous-sol)

La résistance mécanique des remblais est faible sur 20 cm puis devient brutalement forte

Résistance de pointe dynamique  
 $2.0 < Qd < 20 \text{ MPa}$

Le refus a été obtenu à 1.80 m probablement sur un bloc dans les remblais.

### PD2 (au sous-sol près de la chaufferie)

La résistance mécanique des remblais est faible à médiocre jusqu'à 2.70 m de profondeur :

Résistance de pointe dynamique  
 $1,5 < Qd < 5,0 \text{ MPa}$

La résistance s'améliore entre 2.70 et 3.50 m de profondeur :

Résistance de ponté dynamique  
 $4.0 < Q_d < 15.0$  MPa

Elle diminue entre 3.50 et 4.70 m :

Résistance de ponté dynamique  
 $2,0 < Q_d < 3,0$  MPa

Puis augmente de nouveau brutalement entre 4.7 m et 5.20 m

Résistance de ponté dynamique  
 $Q_d > 10$  MPa

Le refus a été obtenu à 5.20 m sous le niveau des caves, soit environ 7.0 m sous le niveau de la cour très certainement sur les sables et graviers.

### Synthèse

**Les essais au pénétromètre dynamique réalisés à partir du sol des caves montrent :**

- **des terrains peu portants, remblais, mais avec des blocs et des passages résistants jusque vers 7.0 m sous le niveau de la cour,**
- **la présence des alluvions anciennes sablo-graveleuses très compactes à partir de 7.0 m confirmant les données des forages.**

## **6.6. Analyse des diagraphies $\gamma$ -Ray**

### **• Présentation**

La diagraphie de radioactivité naturelle ( $\gamma$ -Ray ou RAN) consiste à mesurer le long de la paroi du forage l'émission de radioactivité naturelle du terrain.

A cette fin, le sondage SD2 a été équipé d'un tube PVC de protection  $\varnothing$  41/48 mm.

Les mesures ont été réalisées pour GEOLIA par la société ME2I de Fresnes (94).

On introduit ensuite une sonde que l'on remonte à vitesse constante et qui mesure le flux moyen de particules émises par le sol. Cette mesure est comptabilisée en nombre de coups par seconde (CPS).

Les argiles présentent, relativement aux autres formations sédimentaires, un flux très élevé qui permet de les identifier alors que le gypse ne produit aucune émission radioactive.

### **• Résultats**

L'allure des courbes  $\gamma$ -Ray permet également d'observer les coupures lithologiques. Nous observons ainsi sur la diagraphie les principaux points suivants :

- De 0 à 6.0 m environ de profondeur, les émissions sont faibles dans la hauteur des remblais,
- De 6.0 à 7.50 m environ, les émissions augmentent nettement dans niveau argileux probablement les alluvions modernes,
- De 7.50 à 14.50 m, les valeurs sont assez constantes dans les sables et graviers,
- De 14.50 à 16.50 m, des valeurs fortes montrent un passage argileux,
- De 16.50 à 23.00 m, les valeurs sont fortes dans les sables marneux et les marnes,
- De 23.00 à 24.00 m, un niveau gypseux à faible niveau d'émission,
- De 24.00 à 44.00 m de profondeur, les valeurs sont assez régulières dans les marno-calcaires du Lutétien, avec 2 passages de faibles valeurs :
  - Entre 30 et 31 m de profondeur,
  - Entre 41 et 42 m de profondeur.

Ces niveaux de faibles émissions, correspondent à des passages marno-gypseux.

Nous constatons donc :

**La diagraphie gamma ray n'a pas mis en évidence de niveaux purement gypseux en correspondance avec des niveaux de faibles résistances mécaniques d'épaisseurs décimétriques observés lors des enregistrements de paramètres de forage.**

**Nous n'avons donc observé aucune poche, ni évidemment de vide, correspondant à des phénomènes de dissolution du gypse antéludien.**

### **6.7. Fouilles de reconnaissance de fondations**

Deux fouilles de reconnaissance de fondations RF1 et RF2, ont été réalisées sous les directives de la Maîtrise d'œuvre, au droit des murs situés au niveau du sous-sol dans l'aile Sud et, le long de la façade.

Les observations de ces fouilles sont résumées dans le tableau ci-après.

Les caractéristiques des éléments reconnus sont les suivantes :

Sondage	Localisation	Type de fondation	Dimension de la fondation	Prof de la fouille (m)	Niveau d'assise		Sol d'assise
					Prof par rapport au TN (m)	Cote (NVP)	
RF1 AA'	Sous-sol Aile Sud	Mur filant en moellons Sur une semelle	Filante Sans débord	1.30	> 1.30	-	Remblais sablo-graveleux blocailleux supposé
RF1 BB'	Sous-sol Aile-sud	Mur de refend en moellons sur une semelle	Filante ou ponctuelle sur semelle en béton maigre ou mortier Débord 21 cm	1.30	40 cm	-	Remblais sablo-graveleux blocailleux
RF2 AA'	Sous-sol Corps Central	Mur filant en moellons avec un fruit	Filante avec un débord de 15 cm à la base	1.30	1.15	-	Remblais sablo-graveleux blocailleux
RF2 BB'	Sous-sol Corps Central	Mur en moellons	Filante avec un débord de 5 cm	1.30	1.15	-	Remblais sablo-graveleux blocailleux

### Synthèse sur les fondations reconnues

Il apparait que le bâtiment est fondé « superficiellement » par le prolongement des murs porteur en moellons descendant vers 1.15 m en RF2, et plus de 1.30 m en RF1 coupe AA.

Le niveau d'assise est constitué par des remblais sablo-graveleux blocailleux, avec des blocs et quelques débris divers.

Cependant, nous supposons que les alluvions modernes sablo-argileuses en place se situent à faible profondeur sous le niveau d'assise.

La fondation observée en RF1 coupe BB, ne confirme pas cette donnée, avec une fondation en béton à faible profondeur (on peut supposer que ce mur d'échiffre bordant l'escalier correspond à des aménagements ou une extension).

Enfin, il faut souligner que la fouille RF1 n'a pas permis d'observer la base de la fondation et en particulier, son sol d'assise et sa géométrie.



**Photographies de la fouille RF1**



### **Photographies de la fouille RF2**

## 7. CONCLUSIONS – RECOMMNDATIONS

### 7.1. Contexte géotechnique

Les sondages et les essais réalisés sur le site ont mis en évidence un terrain qui recoupe successivement :

- **des remblais sablo-graveleux**, à débris divers dont des blocs gris-beige à marron, **et des alluvions modernes molles** reconnues sur des profondeurs de l'ordre de 7.0/7.50 m.

Les remblais et alluvions présentent des résistances mécaniques variables faibles à moyennes.

- **des sables et graviers de très bonnes caractéristiques mécaniques**, reconnus entre 7.0/7.5 m et 14.50/15.0 m de profondeur,
- **des sables argileux (Sables de Beauchamp)** de bonne résistance de 14/15 m jusqu'à environ 18.50/20.50 m de profondeur,
- **des marno-calcaires (Marno-calcaires du Lutétien)** avec de très bonnes caractéristiques mécaniques, jusqu'à la base de nos sondages les plus profonds arrêtés vers 45 m de profondeur.

Les fondations du bâtiment ont été reconnues au droit des deux fouilles RF1 et RF2 :

- le corps de bâtiment principal sur sous-sol est fondé par des semelles filantes constitué par le prolongement des murs en moellons calcaires descendant à environ 1.15 à plus de 1.30 m sous le niveau du sol de caves présentant un débord variable de 0 à 20 cm,
- seul le mur d'échiffre reconnu en RF1, est fondé superficiellement vers 40 cm de profondeur par une semelle en béton.

Le niveau de la nappe se situait, en janvier 2016, vers 7.40 m de profondeur (26 / 27 NVP) et n'interfère pas avec le bâtiment.

## **7.2. Rappel du projet**

L'étude des éléments d'infrastructures s'inscrit dans le projet d'aménagement de l'ensemble de l'Hôtel de Bourrienne.

Elle porte sur :

- La création d'une cage d'ascenseur dans l'aile Sud du bâtiment depuis le sous-sol jusqu'au R+2.
- L'aménagement des sous-sols avec, en particulier, l'approfondissement des sols existants et la mise en place d'un dallage sur un système d'élément préfabriqués « IGLU ».

## **7.3. Risques concernant la dissolution du gypse**

Nous n'avons pas décelé d'anomalies particulières liées à la dissolution du Gypse Antéluvien. Aucun vide, ni aucune poche de dissolution n'ont été observés.

Il n'est à priori pas nécessaire de prévoir des travaux de confortement du sol par injection.

## **7.4. Stabilité des fondations posées dans les remblais actuels**

Suivant les essais réalisés et conformément aux règles pressiométriques et pénétrométriques, constituant l'annexe normative D de la norme NFP 94-261 de juin 2013, par analogie avec les anciennes réglementations (DT13.12 et fascicule 62 titre V), la contrainte de calcul aux ELS serait limitée, selon les calculs suivants :

Nous considérerons que l'ensemble des fondations étudiées sont posées au-dessous de 3.0 m de profondeur sous le niveau de la cour d'honneur.

### ➤ **Sondage SP1**

Pour tous les cas de charges et de combinaisons, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

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

Avec

- $R_{v,d}$  : résistance nette du terrain sous la semelle superficielle,
- $V_d$  : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise à la fondation superficielle,
- $R_0$  : valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux.

La résistance nette du terrain, sous la fondation semi-profonde, est obtenue par l'application des relations suivantes :

$$R_{v,d} = \frac{R_{v,k}}{\gamma_{R,v}} = \frac{A' \cdot q_{net}}{\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{R,d,v}}$$

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

Avec, à ce stade de l'étude, et selon une approche de calcul 2, la définition des paramètres suivants :

- $R_{v,k}$  : valeur caractéristique de la résistance nette du terrain,
- $A'$  : surface effective de la semelle,
- $q_{net}$  : contrainte associée à la résistance nette du terrain,
- $P_{le_k}^*$  : pression limite nette équivalente, **fixée ici à 0,75 MPa**,
- $k_p$  : facteur de portance de la semelle, **fixé ici à 0,8**,
- $i_\beta$  et  $i_\delta$  : coefficients de réduction de portance liés à la proximité d'une pente de talus et de l'inclinaison du chargement, **fixé ici à 1<sup>1</sup>**,
- $\gamma_{R,v}$  : valeur du coefficient partiel permettant le calcul de la portance égale à **1,4 à l'ELU fondamental**, à **1,2 à l'ELU accidentelle** et à **2,3 à l'ELS**,
- $\gamma_{R,d,v}$  : valeur du coefficient de modèle pressiométrique associé à la méthode de calcul, permettant le calcul de la portance **égale à 1,2**.

Il vient alors la contrainte associée à la résistance nette du terrain :

$$q_{net} = \mathbf{0,60 \text{ MPa}}$$

A titre indicatif, par analogie avec les anciennes réglementations (DT13.12 et fascicule 62 titre V), il vient alors les contraintes de calcul à l'ELS et à l'ELU suivantes :

$q'_{ELS} = \mathbf{0,20 \text{ MPa}}$ (2,0 bars ou 20 t/m <sup>2</sup> )	<i>Intégralité des sollicitations à l'ELS</i>
$q'_{ELU \text{ FOND}} = \mathbf{0,34 \text{ MPa}}$	<i>Combinaison fondamentale à l'ELU</i>
$q'_{ELU \text{ ACC}} = \mathbf{0,40 \text{ MPa}}$	<i>Combinaison accidentelle à l'ELU</i>

<sup>1</sup> En l'absence des descentes de charges et de la géométrie des fondations, nous avons considéré une charge centrée verticale ainsi que l'absence de talus

➤ **Sondages pénétrométriques**

Sondage	q'ELS (MPa)	q'ELS (bar)	q'ELS (t/m <sup>2</sup> )
PD1	-	-	-
PD2	0,20	2.0	20

Nous retiendrons donc que la contrainte de calcul aux ELS des remblais présents au-dessous de 3.0 m de profondeur sous le niveau de la cour, est aux ELS de 0.20 MPa, avec le coefficient de sécurité règlementaire de 3.0.

La contrainte de calcul de 0,20 MPa aux ELS paraît tout juste suffisant pour garantir la stabilité de fondations posées à ce niveau.

Il pourrait être intéressant d'évaluer le coefficient de sécurité en l'état actuel en calculant les descentes de charges

Les sols d'assise, des remblais, par nature hétérogènes, sont donc probablement dans un état mécanique limite et il est vivement conseillé de ne pas surcharger les fondations existantes pour éviter tout risque de tassements non maîtrisables.

**7.5. Choix et justification des solutions de fondations pour l'ascenseur**

L'ascenseur sera installé dans l'aile Sud, au droit de la fouille RF1 et de l'essai pénétrométrique PD1.

Ces sondages ont révélé la présence de remblais blocailleux et de maçonneries descendant à plus de 1.30 m de profondeur.

Les remblais et les alluvions modernes molles sont probablement présents jusqu'à 5.0 m de profondeur sous le sol de cave.

**7.5.1. Choix des fondations de la cage d'ascenseur**

Compte tenu du contexte décrit précédemment, nous recommandons de retenir une solution de type micropieux forés de type III ancrés dans les sables et graviers.

Compte tenu du contexte décrit précédemment, nous recommandons de retenir une solution de type micropieux forés de type III ancrés dans les sables et graviers.

L'ancrage minimal dans les sables et graviers sera de 3.0 m mais il est conseillé de retenir au moins 5.0.

Il conviendra d'associer les micropieux à des longrines armées permettant de liasonner et de répartir les charges de l'ascenseur sur les nouveaux appuis ainsi créés.

### 7.5.2. Solutions de fondations par micropieux

En ce qui concerne la justification de la capacité portante des fondations profondes au moyen de micropieux, celle-ci est menée conformément aux règles pressiométriques, constituant l'annexe normative D de la norme NFP 94-262 de Juillet 2012.

La valeur de calcul de la portance à l'ELS, suivant la méthode du « modèle de terrain », pour une approche à partir de résultats pressiométriques,  $R_{c,cr,d}$ , est estimée comme suit :

$$R_{c,cr,d} = \frac{R_{c,cr,k}}{\gamma_{c,r}}$$

avec :

$$R_{c,cr,k} = 0,7 \cdot R_{s,k}$$

$$R_{s,k} = P_s \cdot \int_0^D q_{s,k}(z) dz$$

$$\text{avec } q_{s,k} = \frac{\alpha_{\text{pieu-sol}} \cdot f[pl^*(z)]}{\gamma_{R,d1} \cdot \gamma_{R,d2}}$$

où:

$R_{c,cr,d}$  = la valeur de calcul de la charge de fluage de compression à l'état limite considéré

$R_{c,cr,k}$  = la valeur caractéristique de la charge de fluage de compression

$R_{s,k}$  = la valeur caractéristique de la résistance par frottement sur le fût d'un pieu

$q_{s,k}$  = la valeur caractéristique de calcul du frottement latéral unitaire limite de la fondation profonde pour la couche de terrain concerné

$\alpha_{\text{pieu-sol}}$  = un paramètre adimensionnel qui dépend à la fois du type de pieu et du type de sol

$f[ ]$  = une fonction qui ne dépend que du type de sol et des valeurs de  $pl^*$

$\gamma_{R,d1} \cdot \gamma_{R,d2}$  = coefficients de modèle pour la méthode pressiométrique, **fixés respectivement à 2 et 1,1** pour des micropieux de type 2 ou 3

Dans le cas de micropieux de types II ou III (forés injectés) et ancrés dans les sables et graviers au-delà de 15 m de profondeur, nous retiendrons les hypothèses géotechniques de calcul suivantes, pour le « **modèle de terrain** » :

Niveau du terrain naturel (TN)	Formations	ple* (MPa)	q <sub>s</sub> (kPa) Micropieux type II	q <sub>s</sub> (kPa) Micropieux type III	Courbe EC7
Jusqu'à 8,00 m de profondeur	Remblais/terrains remaniés	Frottement neutralisé			
De 8,00 m à 19 m de profondeur	Sable et graviers	3.4	-	234	Q2
De 19 m à 25 m de profondeur	Sable marneux	2.4	-	278	Q4

### Exemples de pré-dimensionnement

A titre indicatif, les calculs, selon une approche de calcul 2 de l'Eurocode 7, des capacités portantes aux Etats Limites de Service pour des combinaisons quasi-permanentes ou caractéristiques et aux Etats limites Ultimes, conduisent aux résultats suivant :

- pour des micropieux type III (forés injectés), de diamètres 150 mm à 250 mm, descendus de 5 m dans les sables et graviers soit vers 13 m de profondeur par rapport au niveau de la cour actuelle (environ 11 m sous le sous-sol) :

Diamètre	150 mm	200 mm	250 mm
R <sub>c,cr,d</sub> (MN)* ELS QP (anciennement Q <sub>ELS</sub> )	0.157	0.209	0.261
R <sub>c,cr,d</sub> (MN)* ELS CAR	0.192	0.255	0.319
R <sub>c,cr,d</sub> (MN)* ELU	0.224	0.298	0.373

(\*) 1 MN = 100 t

Bien évidemment le dimensionnement des micropieux et leur longueur seront à définir en fonction de la technique de réalisation des fondations et des descentes de charges.

- pour des micropieux type III (forés injectés), de diamètres 150 mm à 250 mm, descendus en théorie de 1 m dans les sables marneux soit vers 16 m de profondeur par rapport au niveau du sol de la cour (soit 14 m sous le niveau du sol de cave):

Diamètre	150 mm	200 mm	250 mm
$R_{c,cr,d}$ (MN)* ELS QP (anciennement $Q_{ELS}$ )	0.261	0.348	0.436
$R_{c,cr,d}$ (MN)* ELS CAR	0.319	0.426	0.522
$R_{c,cr,d}$ (MN)* ELU	0.373	0.498	0.632

(\*) 1 MN = 100 t

### **7.6. Dallages sur terre-plein**

Il est prévu d'approfondir les sous-sols existants, en particulier pour mettre en place un système « IGLU » permettant de créer une ventilation sous le dallage sans réaliser un plancher porté par les fondations, ce qui est vivement déconseillé dans le cas présent.

Suivant des éléments dont nous disposons, la hauteur des éléments igloo serait de 40 cm.

Nous supposons que les éléments « IGLU » auront une hauteur de 40 cm, et le dallage une épaisseur de l'ordre de 15 cm.

Ces points devront être confirmés par la maîtrise d'œuvre.

Une couche de forme sera nécessaire pour poser les éléments IGLU sur une plateforme de même portance que celle exigée par le dallage lui-même.

Par analogie avec le DTU 13-3 Dallages nous retiendrons :

Que la plateforme devra avoir une portance caractéristique de :

- Module de Westerwald :  $k_w \geq 50 \text{ MPa / m}$
- Des tassements très faibles nous retiendrons : tassements  $< 5 \text{ mm}$

Les points importants pour réaliser ces dispositions sont :

- De purger les remblais sur 80 cm de hauteur sans déstabiliser les fondations,
- De mettre en place une couche de forme,
- De s'assurer que cette couche de forme est bien compactée,
- De ne pas déstabiliser les fondations et ouvrages existants lors des actions de compactage.

Nous conseillons alors :

- De purger les sols existants sur 80 cm d'épaisseur (les fondations sont posées à 1.15 m de profondeur donc leur stabilité est assurée),
- De vérifier la qualité du fond de forme ainsi obtenu et de purger les zones hétérogènes ou évolutifs subsistants,
- De mettre en place un géotextile anti contaminant,
- De mettre en place une couche de forme en matériaux auto-compactant sur 25 cm d'épaisseur en grave ciment réglée mais non compactée,
- De s'assurer de la qualité de la plateforme ainsi obtenue soit visuellement soit par des essais à la plaque avec un matériel spécifique permettant d'effectuer des mesures dans des locaux fermés non accessibles aux véhicules.

Le critère de réception de cette plateforme serait :

- **Module de Westergaard :  $k_w \geq 50 \text{ MPa} / \text{m}$**

Les tassements sous cette structure seraient alors inférieurs à 0.5 cm.

## **7.7. Sujétions et recommandations**

### **7.7.1. Sujétions vis-à-vis des micropieux**

Les sujétions suivantes devront être respectées :

- il conviendra de réaliser des longrines armées permettant de liaisonner et de répartir les charges sur les nouveaux appuis ainsi créés,
- la technique de forage devra permettre de traverser les éléments ou niveaux indurés,
- des pertes et/ou surconsommations de coulis sont à prévoir au sein des remblais et des terrains en place,
- l'utilisation d'armatures tubulaires avec centreurs est recommandée pour garantir le bon scellement et le bon enrobage de l'armature ; cette dernière servant de dispositif d'injection par flux inversé,
- le coulis de ciment devra être confectionné conformément avec la norme NF EN 1992-1-1 d'octobre 2005 (ciment résistant classe XA3),
- l'exécution des micropieux sera strictement contrôlée en réalisant au besoin un essai de traction.

### **7.7.2. Sujétions spécifiques aux reprises en sous-œuvre**

Il est recommandé que les travaux d'infrastructures soient conçus et réalisés sous les directives d'un Maître d'œuvre spécialisé pour garantir la bonne conception, la bonne exécution et la coordination des travaux des fondations.

L'implantation des micropieux, le dimensionnement des longrines de liaison devront être validés par un B.E.T.

Ce B.E.T. procédera également à l'analyse des structures et ouvrages existants pour dimensionner tout renfort nécessaire (chainages – raidisseurs – tirants) pour pouvoir garantir la stabilité de l'ensemble de la structure après confortement des fondations.

Il faudra s'assurer de la compatibilité du comportement des fondations à créer avec celles des appuis existants voisins.

Les travaux d'infrastructures peuvent représenter un traumatisme pour la structure qui va prendre un nouvel équilibre, il n'est pas possible de garantir qu'à l'occasion de circonstances imprévisibles ou non maîtrisables, des microfissures et fissures n'apparaissent pas au droit de certaines parties des bâtiments. De plus, il ne sera pas possible de garantir qu'à l'occasion de circonstances imprévisibles ou non maîtrisables (fuite de réseau par exemple), des désordres n'apparaissent pas au droit des parties non reprises.

Dans le cas où la reprise en sous-œuvre est limitée aux seules parties les plus sinistrées, il n'est pas possible de garantir qu'à l'occasion de circonstances imprévisibles ou non maîtrisables, des microdéformations avec des désordres de type microfissures n'apparaissent pas au droit des parties non reprises.

Les travaux de finition et de reprise des fissures devront être menés en respectant un délai de de quelques mois après la fin des travaux de confortement des fondations, pour permettre à la construction de prendre ses nouveaux appuis avec d'éventuels mouvements d'ajustement.

### **7.8. Sujétions générales**

On veillera, de plus, à respecter les sujétions générales suivantes :

- l'homogénéité des fonds de fouilles sera soigneusement contrôlée,
- il conviendra de garantir l'ancrage requis dans les sols en place. Les surprofondeurs en découlant seront comblées à l'aide d'un gros béton de rattrapage,
- la mise en place du béton ou du gros béton de rattrapage devra suivre immédiatement l'ouverture des fouilles afin d'éviter tout risque d'altération de leurs parois et assise sous l'effet des venues d'eau et de l'action des agents météoriques. Le bétonnage devra se faire à pleine fouilles sur une hauteur minimale de 0,50 m,
- la rencontre de blocs ou niveaux indurés de toute nature au sein des remblais et des marno-calcaires en place, pourra gêner les terrassements et nécessiter l'utilisation des dispositifs particuliers,
- les structures enterrées seront réalisées à l'aide d'un béton confectionné en conformité avec la norme NF EN 1992-1-1 d'octobre 2005.

### **7.9. Sujétions spécifiques aux micropieux**

- l'assujettissement des micropieux aux infrastructures à conforter devra être soigneusement étudié et réalisé. Il est préférable d'envisager ce liaisonnement à l'aide de chevêtres et de longrines exécutés par passes alternées en sous-œuvre,
- la technique de foration de forage pour les micropieux devra permettre de traverser les éléments ou niveaux indurés (blocs éventuels dans les remblais, bancs calcaires résistants au sein des sols en place,...). Elle devra aussi minimiser les vibrations risquant d'endommager les structures existantes fragilisées,
- des surconsommations de coulis ou de béton sont à prévoir dans les remblais et les niveaux remaniés,
- l'utilisation d'armatures tubulaires avec centreurs est recommandée pour les micropieux pour garantir le bon scellement et le bon enrobage de l'armature, ce dernier servant de dispositif d'injection par flux inversé,
- il faudra également mettre en œuvre tout blindage, étaie, ou soutènement de fouille nécessaire pour garantir l'absence de mouvement préjudiciable aux ouvrages existants et riverains, tant en phase provisoire de chantier qu'en phase définitive,
- le coulis de ciment des micropieux ou le béton des puits devra être confectionné avec un ciment résistant aux eaux agressives,
- l'exécution des micropieux sera strictement contrôlée en réalisant un essai de traction.

---

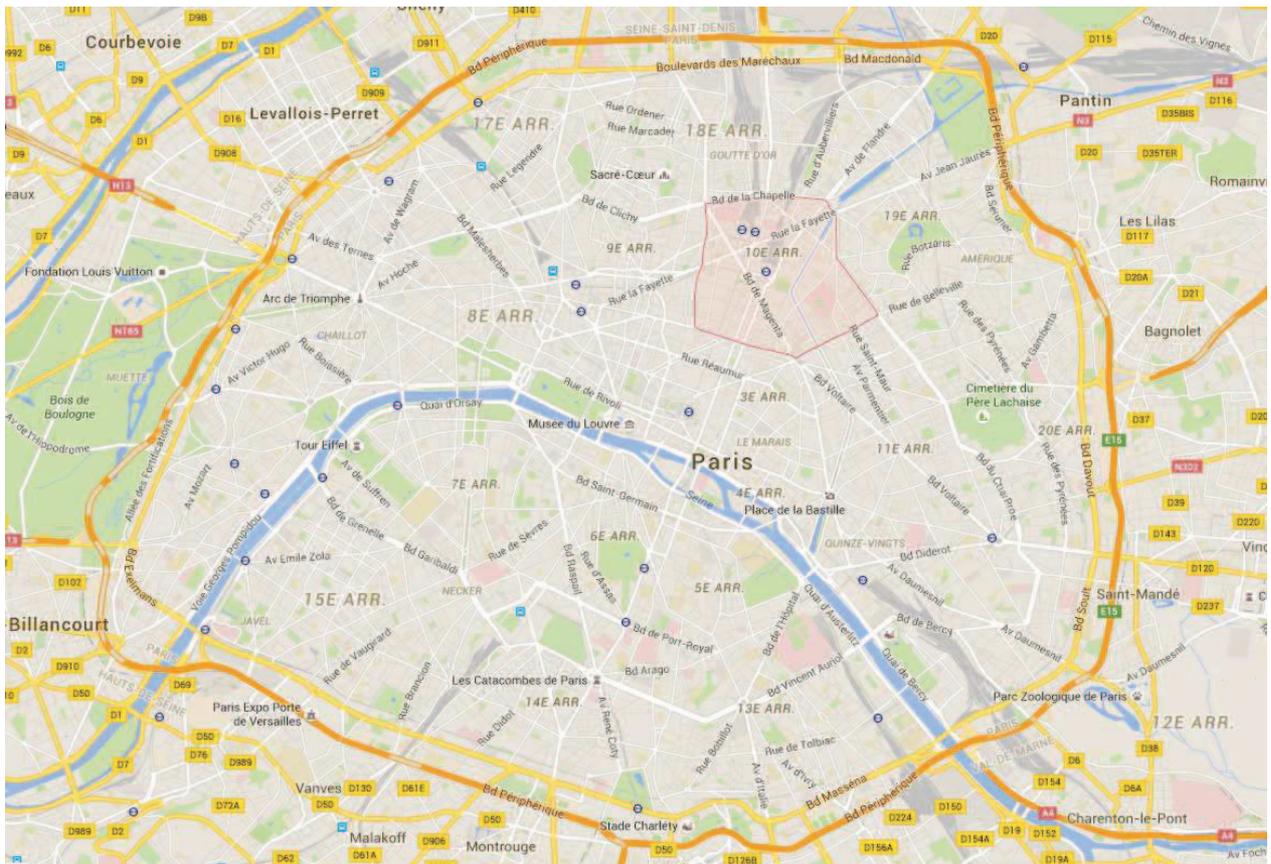
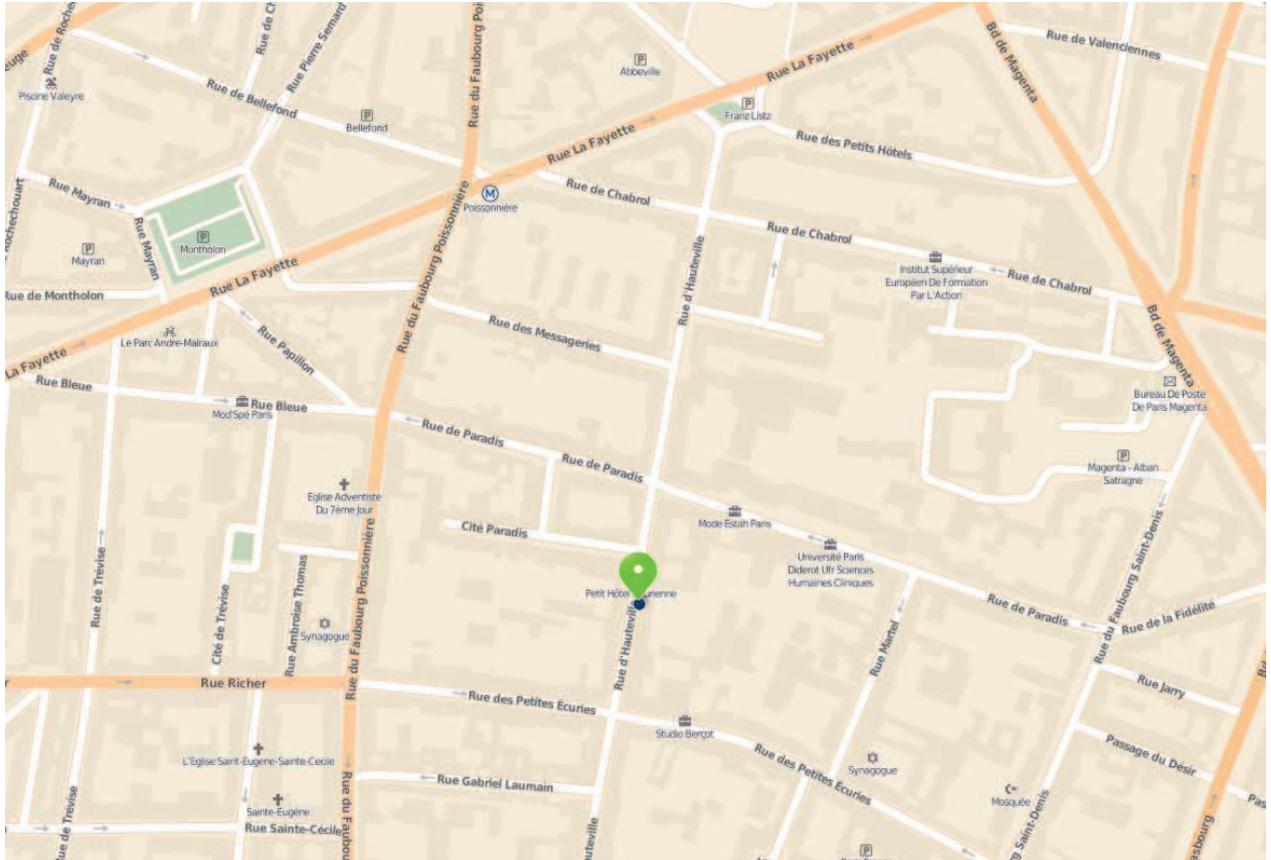
La description des missions normées ainsi que leur enchaînement sont présentés à la fin de ce rapport.

---

Nous restons à la disposition des différents intervenants de conception et de réalisation pour leur fournir tout renseignement complémentaire qu'ils pourraient juger utile concernant nos résultats de sondages, ainsi que pour réaliser les études de projet ou pour suivre et contrôler éventuellement l'exécution des fondations qui peuvent toujours présenter localement des anomalies nécessitant des adaptations, dans le cadre d'une mission spécifique d'étude et/ou de suivi géotechnique d'exécution (missions de type G<sub>2</sub> à G<sub>4</sub> de la norme française NF P 94-500 de décembre 2006).

**ANNEXE 1**  
**PLAN DE SITUATION**

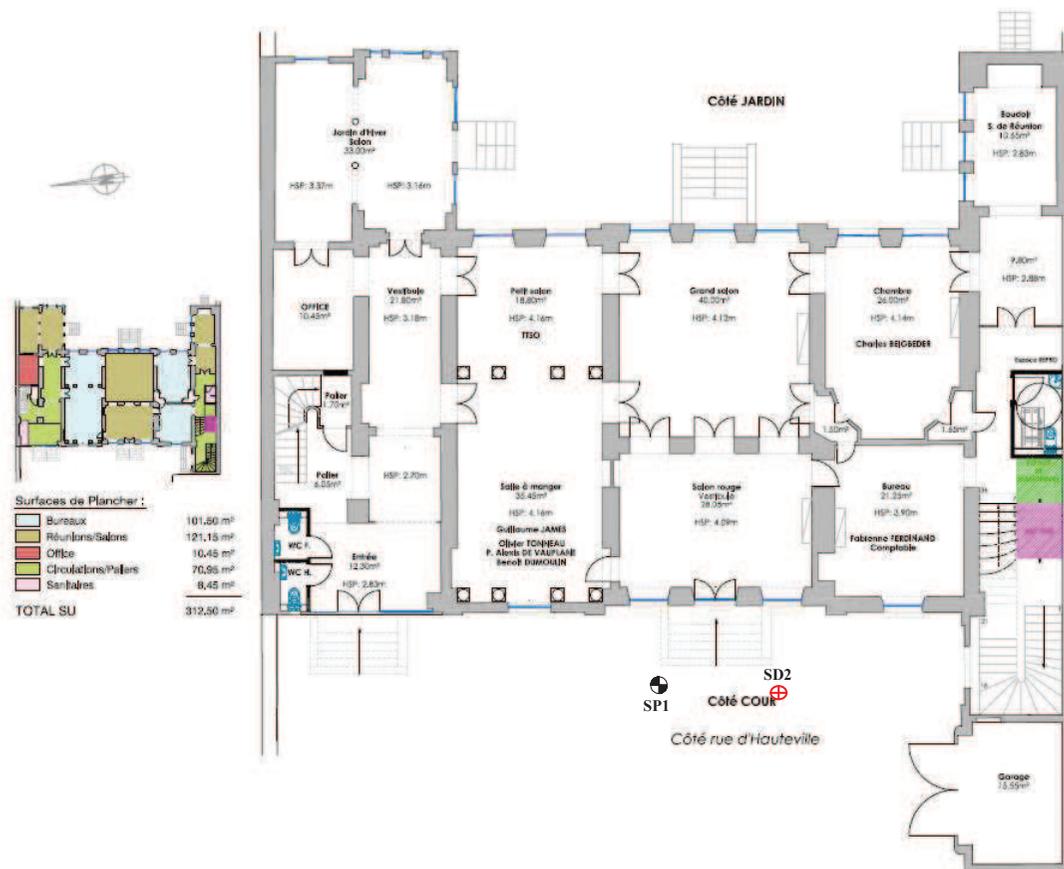
## PLAN DE SITUATION



**ANNEXE 2**

**PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES**

## PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES



<p>Membre d'Œuvre:  <b>AGENCE MO²</b>                  M. Jean-Michel CARCENAUD / M. Yves LAUNAGUIER                  20, rue Solférino • 75 012 PARIS                  T 33 (0) 1 43 48 82 03 • F 33 (0) 1 43 42 77 15                  E-mail: agence@agencemo2.fr</p>	<p>Membre d'Œuvre:  <b>GRAVITATION/AUDACIA</b>                  Monsieur Charles GILBERT                  58, rue d'Hauteville • 75 010 PARIS                  T 33 (0) 1 56 43 69 54                  E-mail: h@gravitation.fr</p>	Opération: <b>Hôtel De Bourienne</b> 58, rue d'Hauteville • 75 010 PARIS Description: <b>PLAN RDC - Etat Projeté</b>	Indice: <b>1 Ind C</b> Phase: <b>PRE</b>	Echelle: <b>1/125°</b> Date: <b>26/11/15</b>	N° Plan: <b>07</b>

### LEGENDE :

- SONDAGE PRESSIOMETRIQUE
- SONDAGE DESTRUCTIF

## PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES

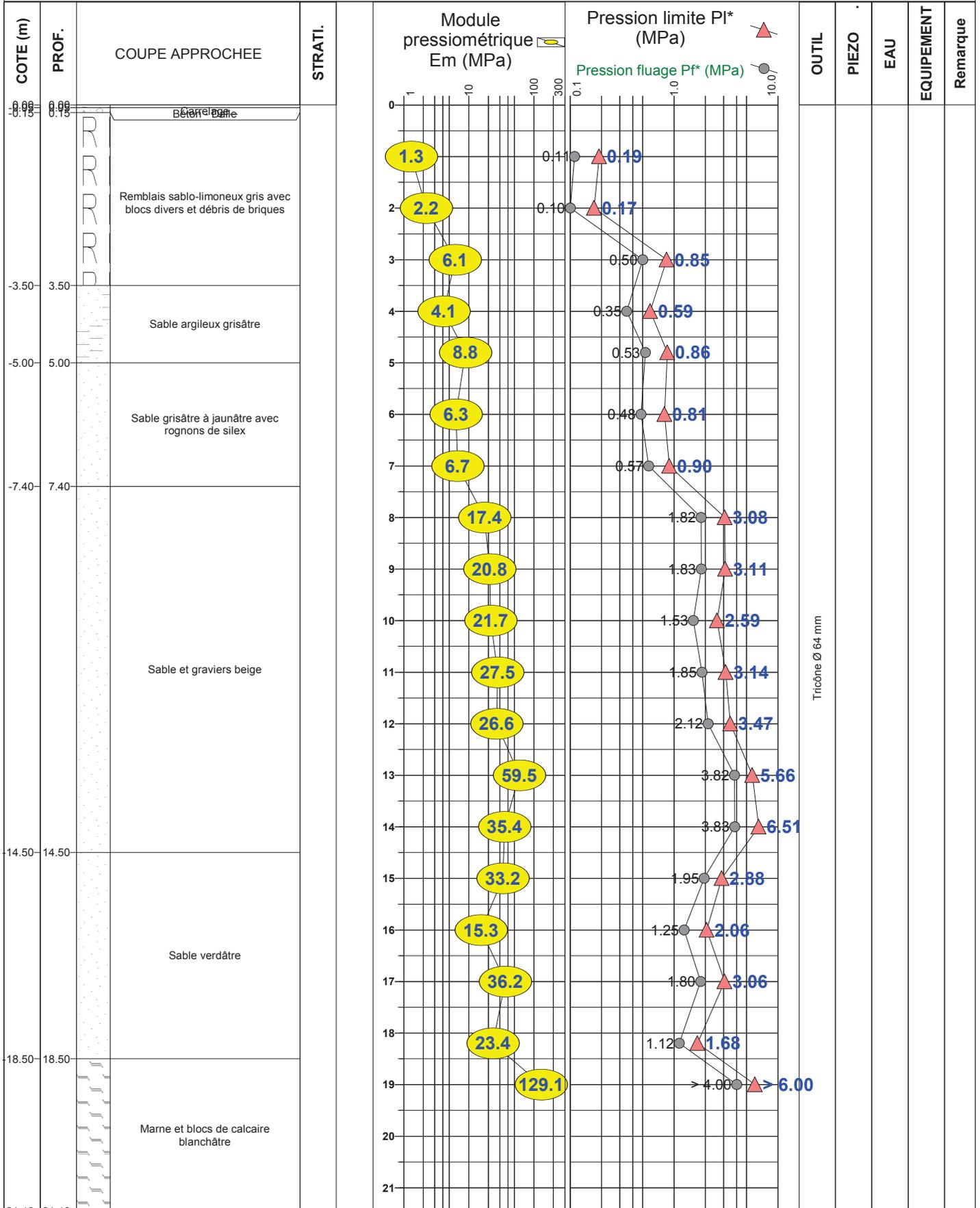
### LEGENDE :

- 
 SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE
- 
 RECONNAISSANCE DE FONDATION



**ANNEXE 3**

**COUPES ET RÉSULTATS DU SONDAGE SP1 ET SD2**



NOTA :

# SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SP 1

DOSSIER n° : G160020

PLANCHE n° :

ADRESSE :

Maître d'ouvrage : **AUDACIA**

X :

Exécution du **27/01/16** au **27/01/16**

Y :

Machine :

Z :

Profondeur : **45,00 m**

Inclinaison :

Echelle : 1 / 100

COTE (m)	PROF.	COUPE APPROCHEE	STRATI.	Module pressiométrique Em (MPa)	Pression limite Pl* (MPa)	Pression fluage Pf* (MPa)	OUTIL	PIEZO	EAU	EQUIPEMENT	Remarque	
21.46	21.46	<p>Marne et blocs de calcaire blanchâtre</p>					Tricône Ø 64 mm					
41.50	41.50	<p>Bloc de calcaire</p>										
42.02	42.02											

NOTA :



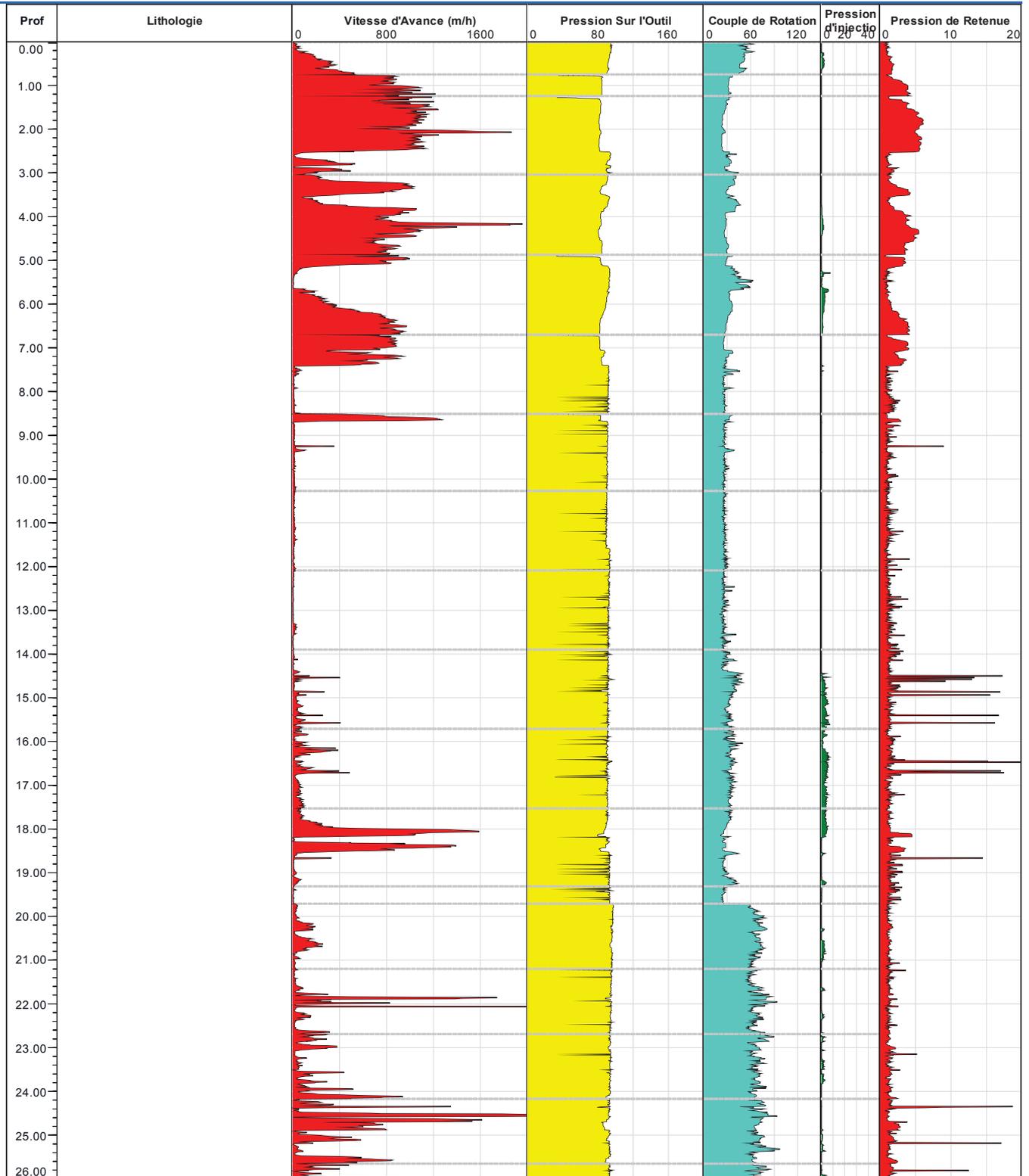


# Diagraphie de Forage

Dossier : G160020  
Sondage : SP1

Chantier : PARIS 10  
Date : 27-28/01/2016

Profondeur finale : 45 m



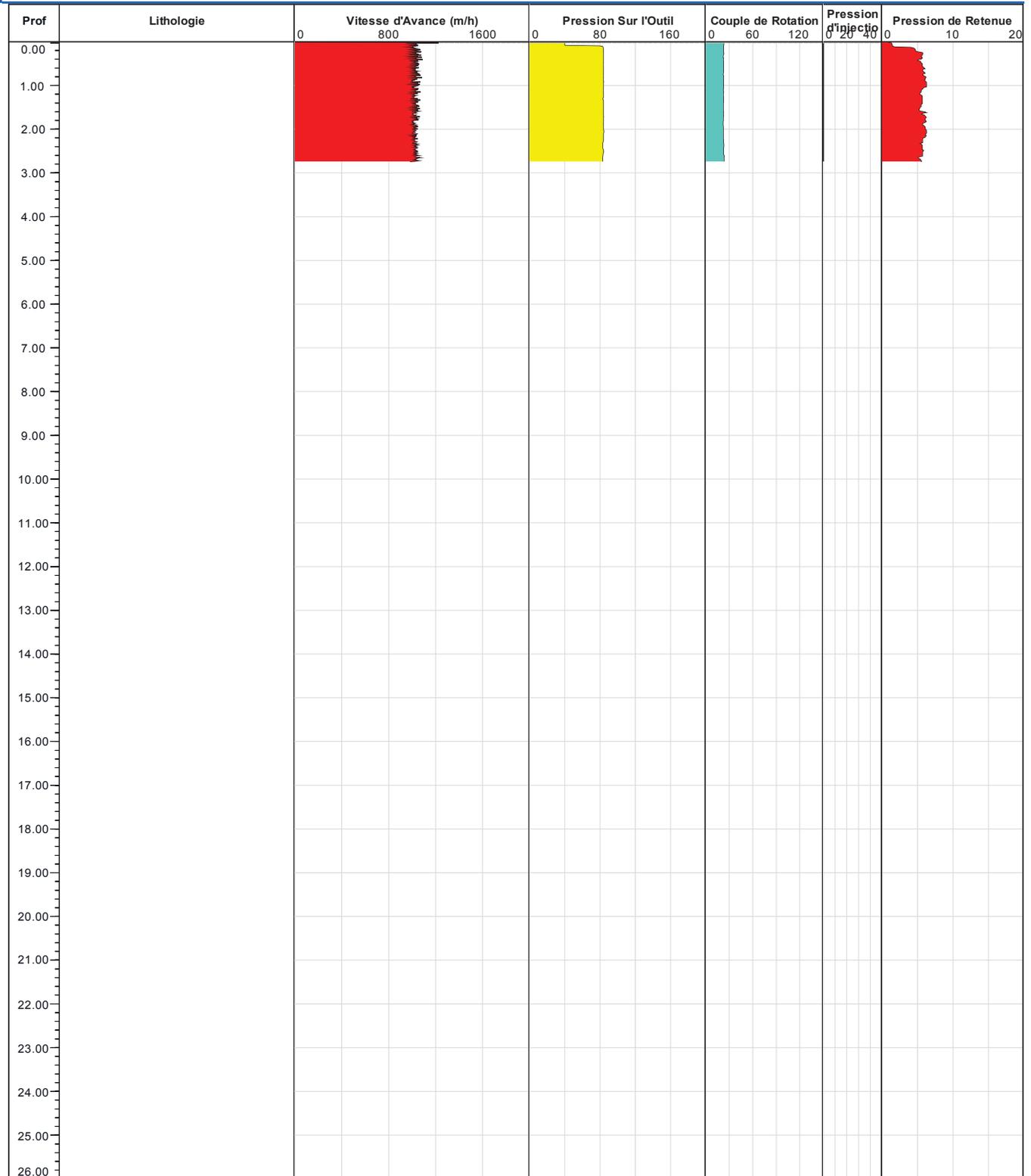


# Diagraphie de Forage

Dossier : G160020  
 Sondage : SP1 ET1

Chantier : PARIS 10  
 Date : 27-28/01/2016

Profondeur finale : 2.74 m



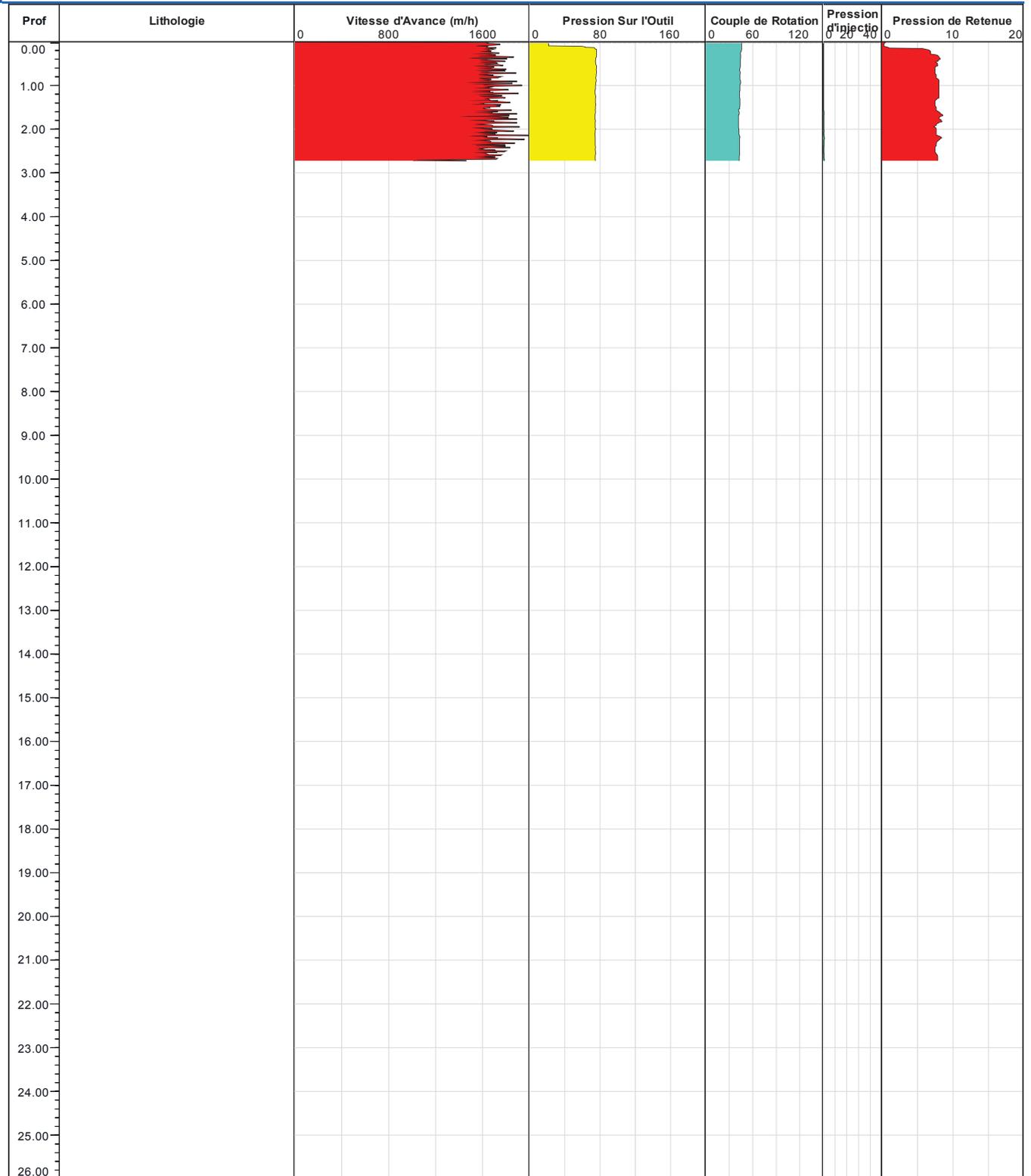


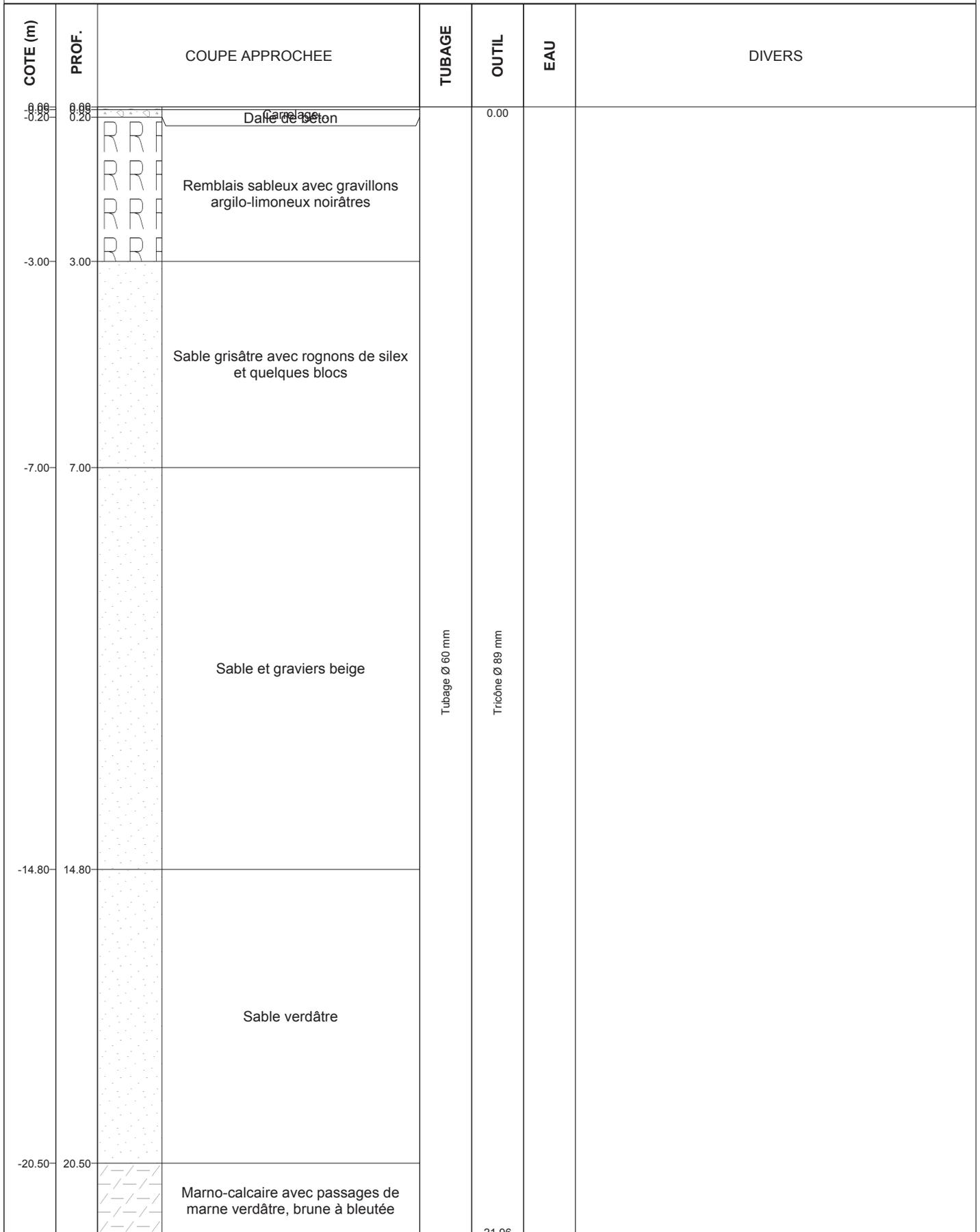
# Diagraphie de Forage

Dossier : G160020  
 Sondage : SP1 ET2

Chantier : PARIS 10  
 Date : 27-28/01/2016

Profondeur finale : 2.72 m





NOTA :

COTE (m)	PROF.	COUPE APPROCHEE	TUBAGE	OUTIL	EAU	DIVERS
-21.96	21.96	 <p>Marno-calcaire avec passages de marne verdâtre, brune à bleutée</p> <p>Calcaire verdâtre</p>	Tubage Ø 60 mm	21.96		
-42.50	42.50			43.92		
-43.92	43.92					

NOTA :

Maître d'ouvrage : **AUDACIA**

X :

Exécution du **28/01/16** au **28/01/16**

Y :

Machine :

Z :

Profondeur : **45,00 m**

Inclinaison :

Echelle : 1 / 100

COTE (m)	PROF.	COUPE APPROCHEE	TUBAGE	OUTIL	EAU	DIVERS
-43.92	43.92	 <p>Calcaire verdâtre</p>	Tubage Ø 60 mm	Tricône Ø 89 mm 45.00		
-45.00	45.00					

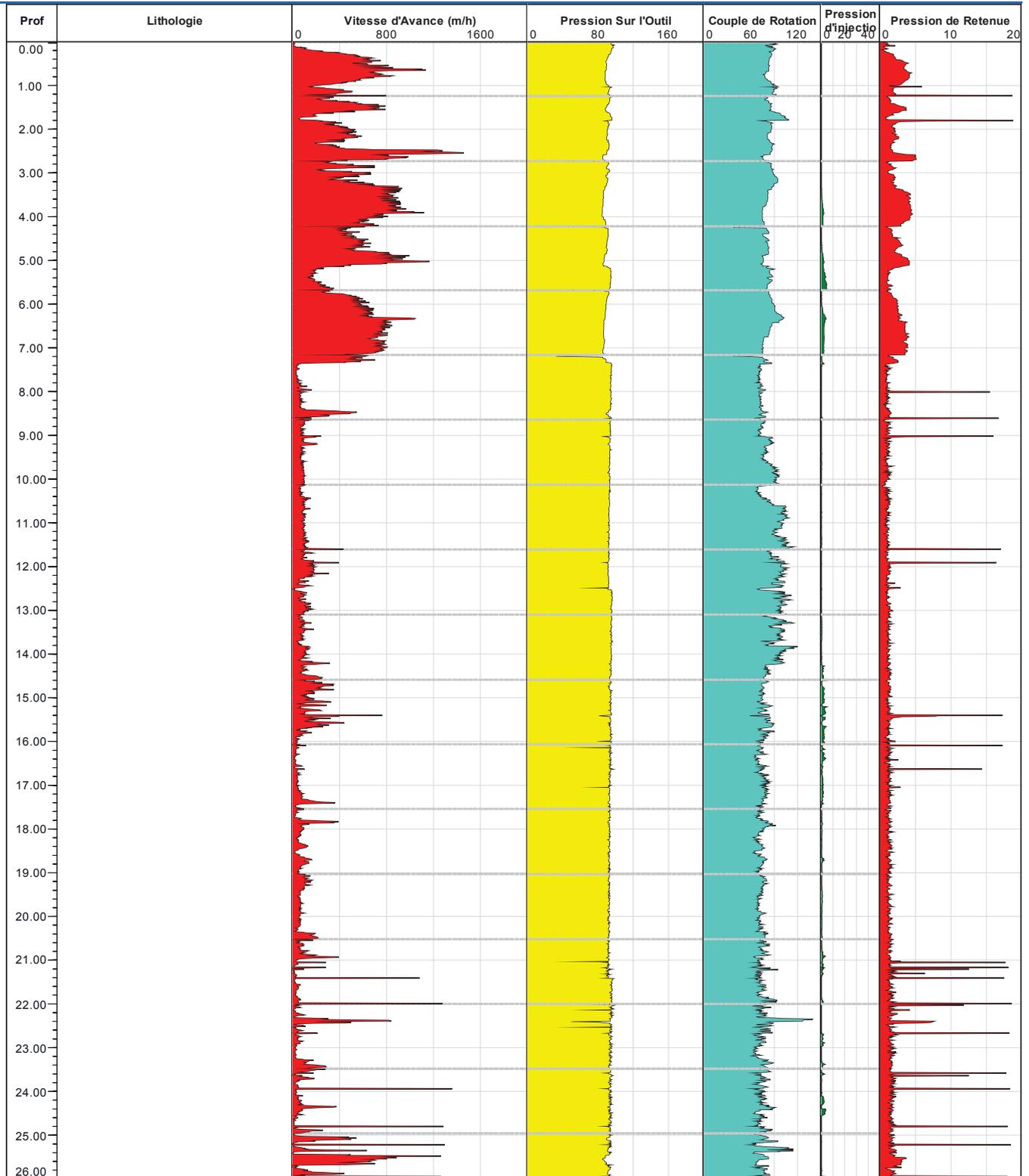


# Diagraphie de Forage

Dossier : G160020  
Sondage : SD2

Chantier : PARIS 10  
Date : 27-28/01/2016

Profondeur finale : 45.55 m



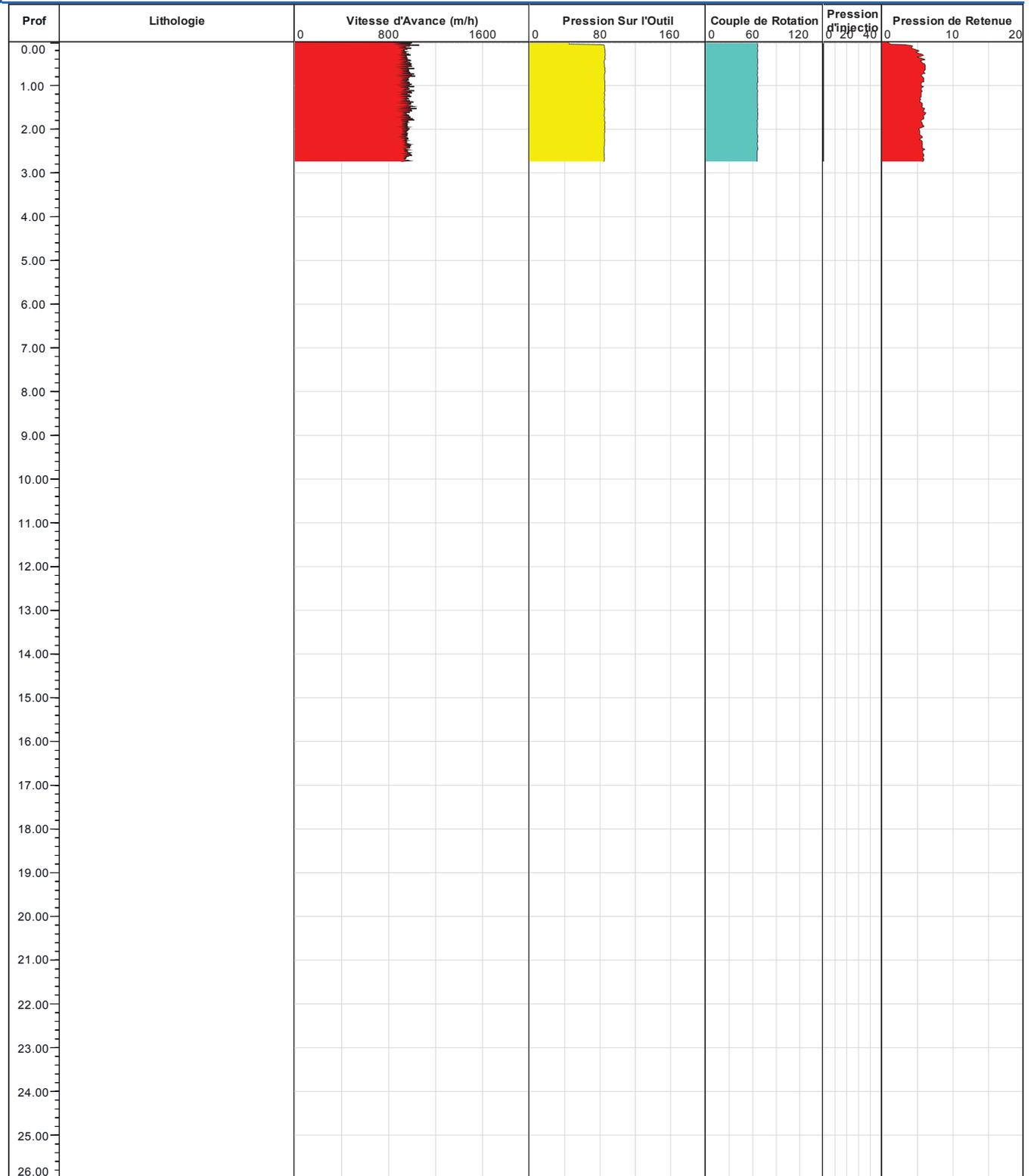


# Diagraphie de Forage

Dossier : G160020  
 Sondage : SD2 ET1

Chantier : PARIS 10  
 Date : 27-28/01/2016

Profondeur finale : 2.74 m



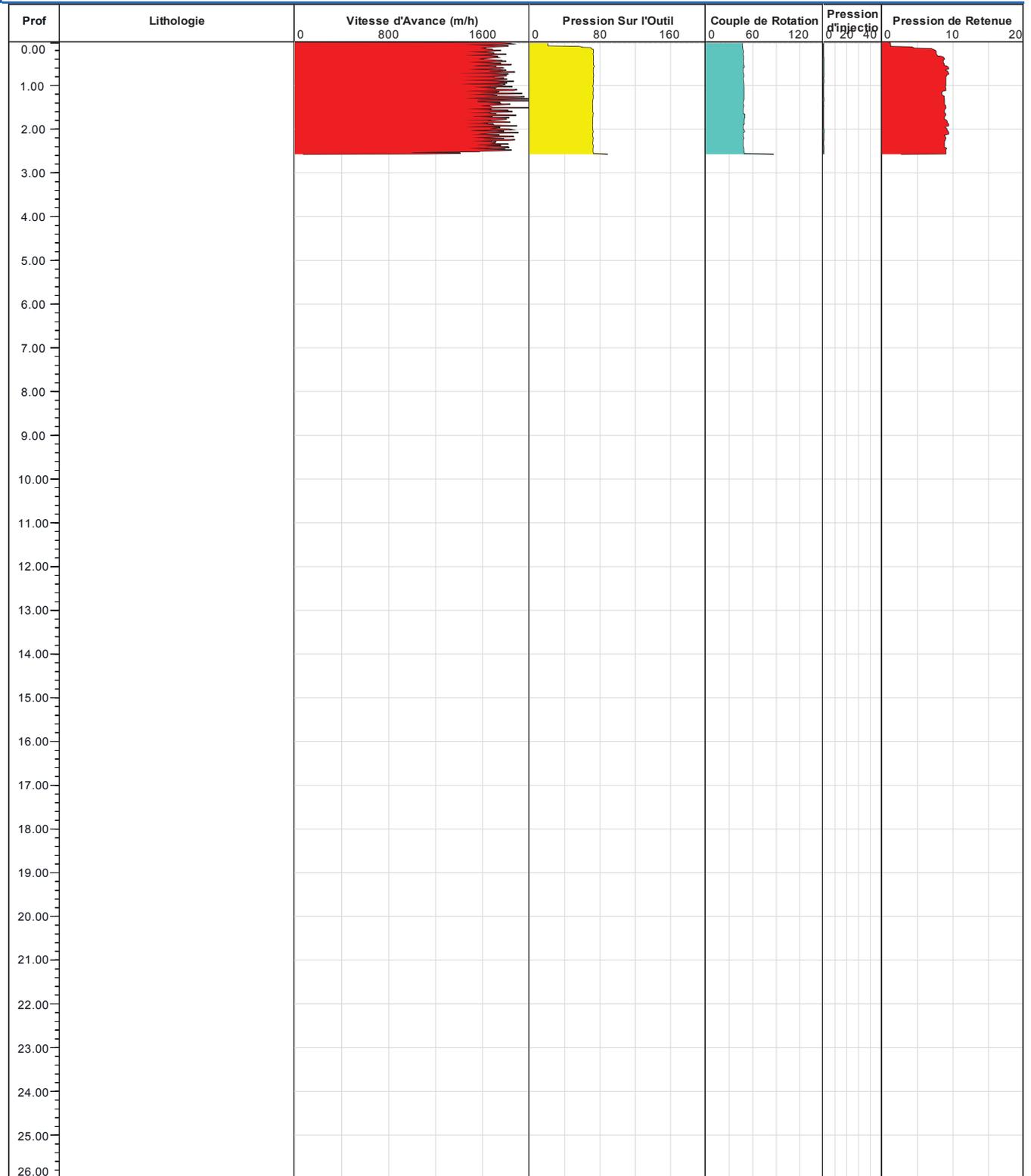


# Diagraphie de Forage

Dossier : G160020  
 Sondage : SD2ET2

Chantier : PARIS 10  
 Date : 27-28/01/2016

Profondeur finale : 2.57 m



**ANNEXE 4**

**RESULTATS DE L'ESSAI AU PENETROMETRE**

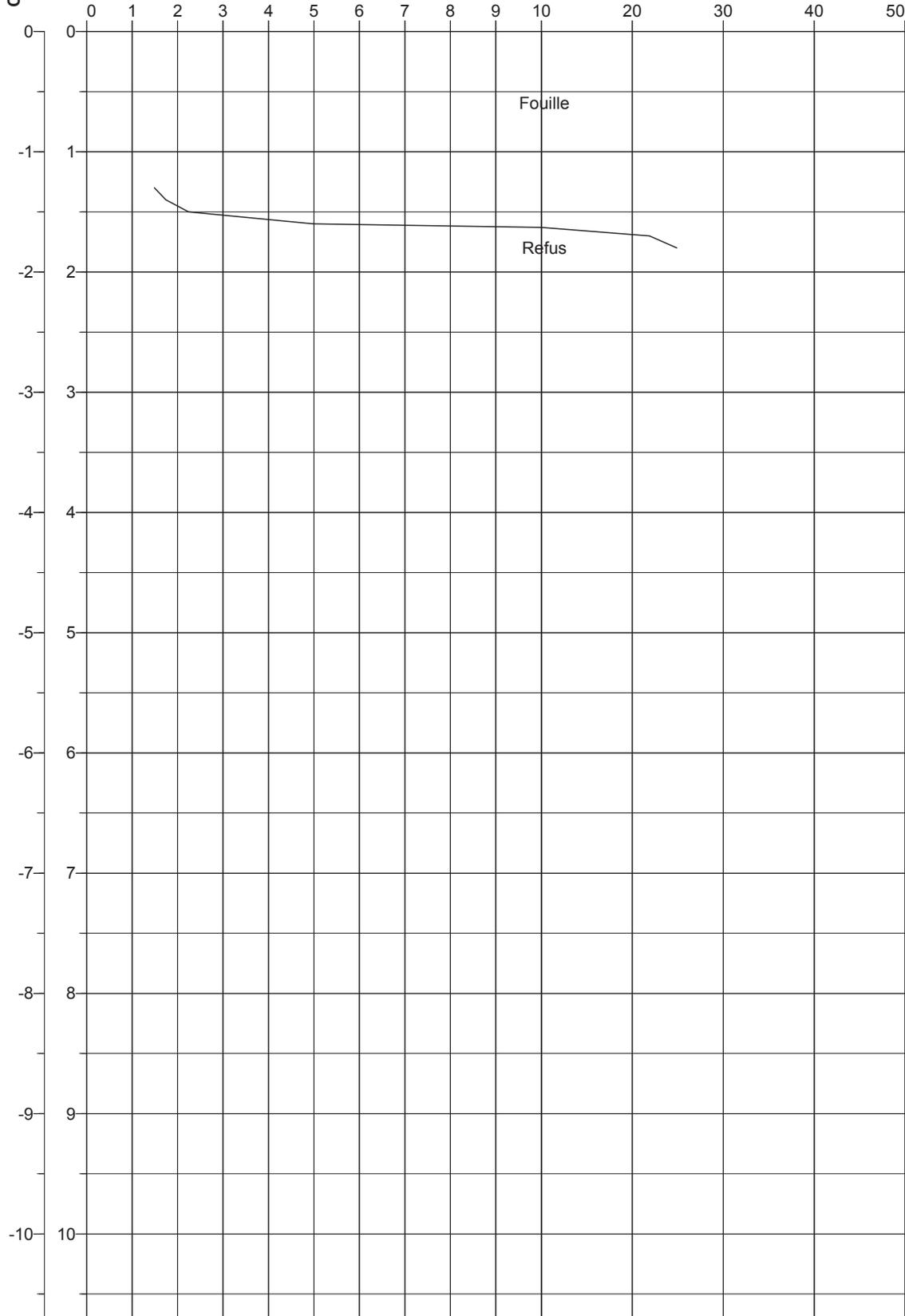
COTE (m)

RESISTANCE DYNAMIQUE APPARENTE (MPa)

Remarque

EAU

Remarque



NOTA :

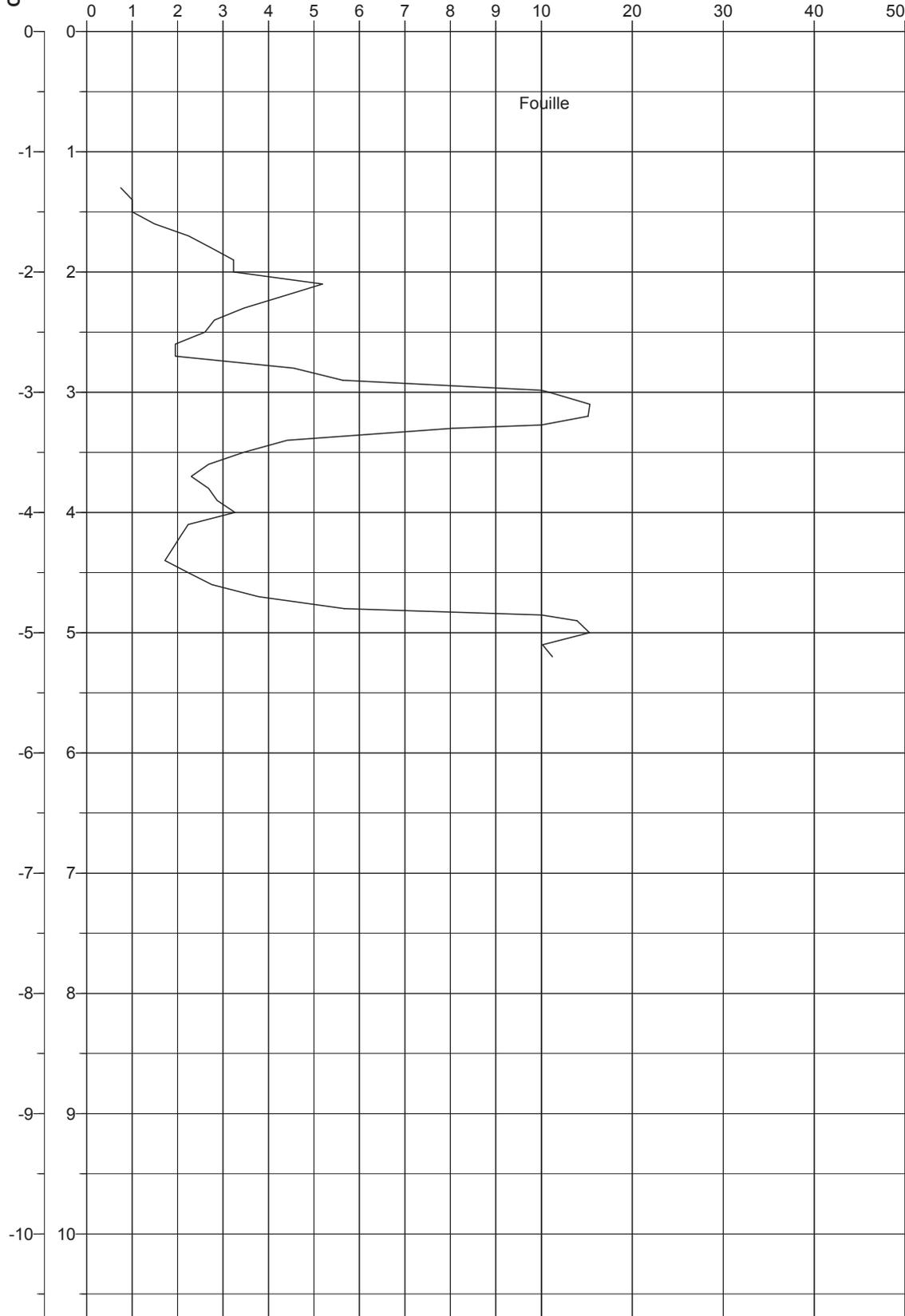
COTE (m)

RESISTANCE DYNAMIQUE APPARENTE (MPa)

Remarque

EAU

Remarque

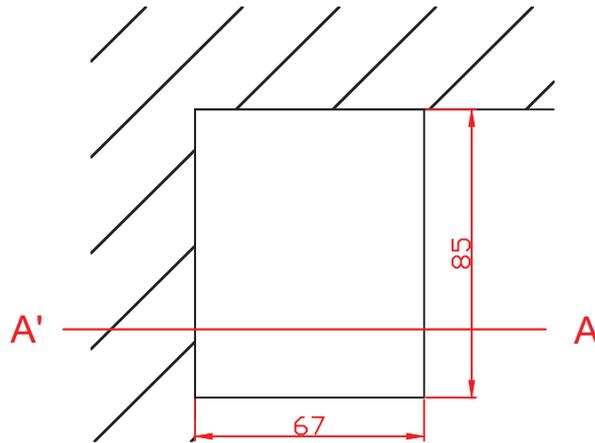


NOTA :

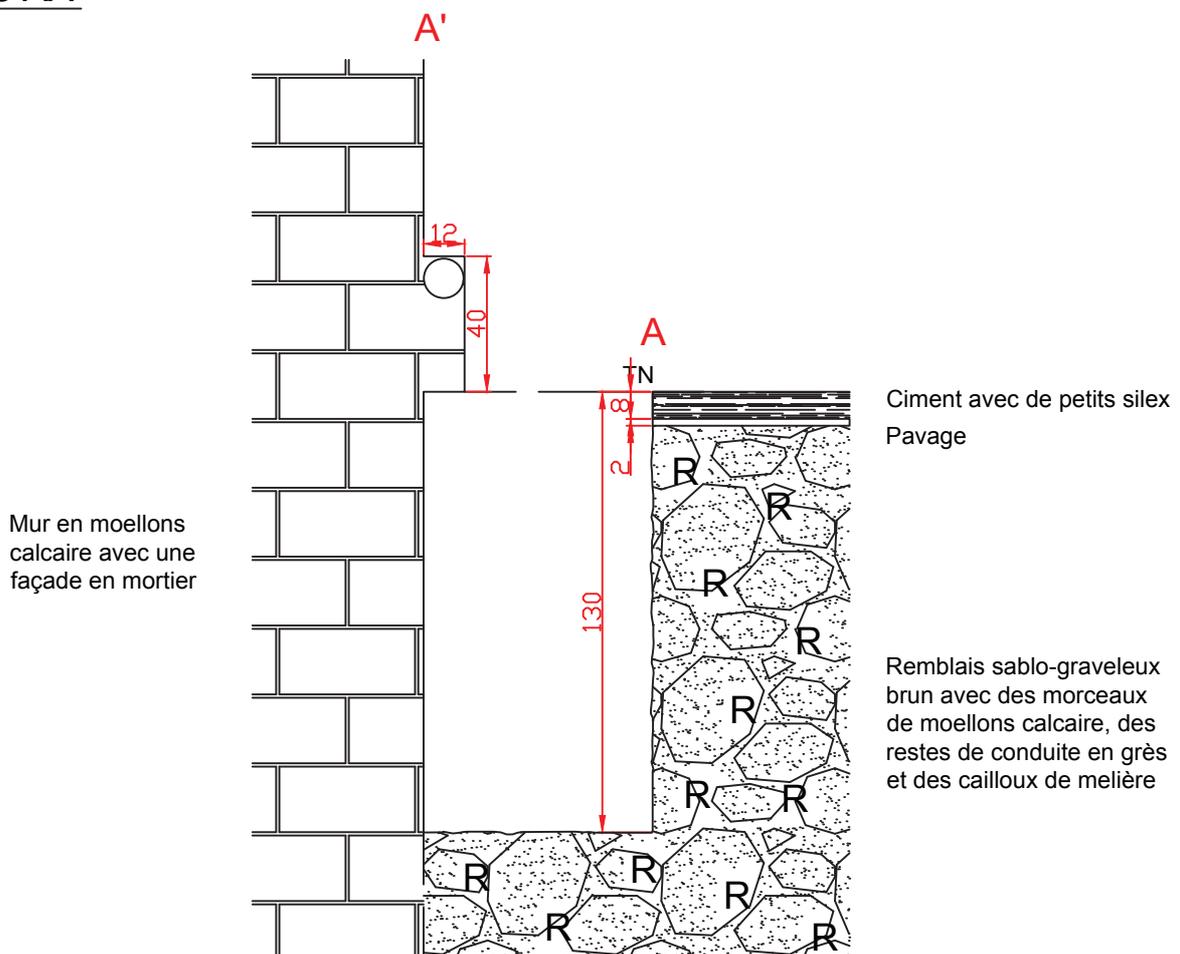
**ANNEXE 5**

**PLANCHES DES RECONNAISSANCES DE FONDATIONS**

## Vue du dessus F1



## Coupe AA'

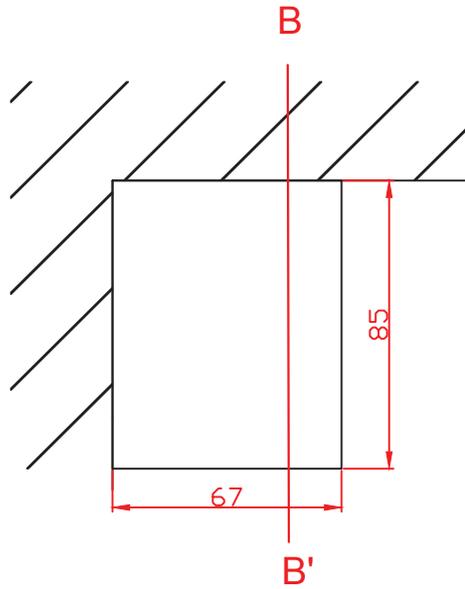


Ind.	Libellé	Date	Dessin / Visa	Etabli / Visa	Approuvé / Visa	
A	RECONNAISSANCES DE FONDATIONS	18/01/2016	ET	ET	TM	
N° de dossier : G160020		Système de Coordonnées :		Nivellement :	Format du fichier : DWG2004	
Chantier : PARIS 10 Adresse : 58 Rue d'Hauteville Planche :					Taille du plan : A4	Echelle : 1/23
					Feuille : unique	



Tél 01.69.34.73.04  
Fax 01.69.34.75.46  
3 rue des Clotais  
ZA des Clotais  
91160 CHAMPLAN

Vue du dessus F1

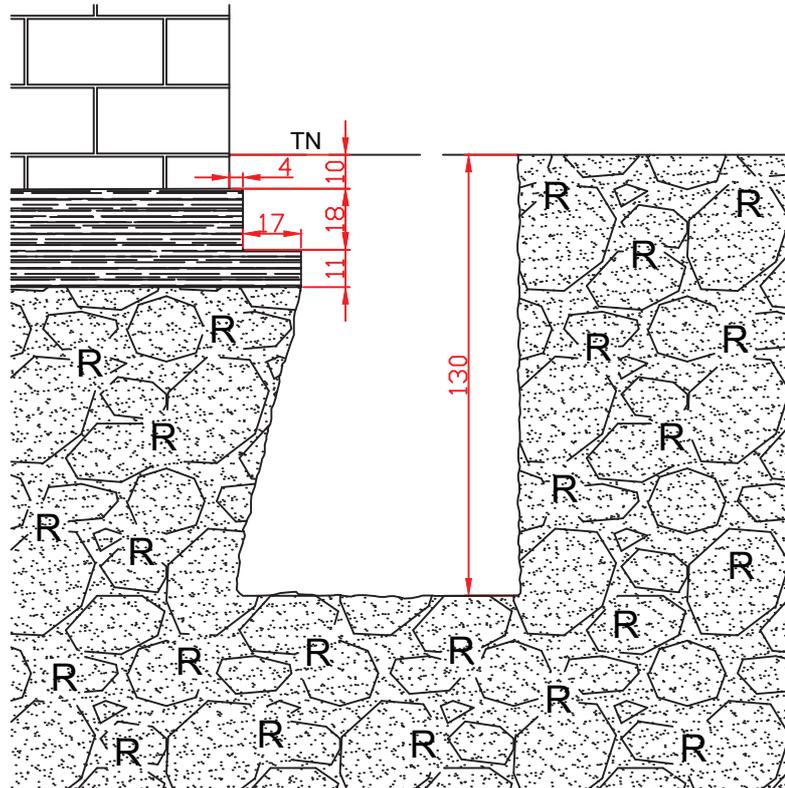


Coupe BB'

Mur en moellons calcaire avec une façade en mortier

Ciment avec de petits silex

Remblais sablo-graveleux brun avec des morceaux de moellons calcaire, des restes de conduite en grès et des cailloux de melière



Remblais sablo-graveleux brun avec des morceaux de moellons calcaire, des restes de conduite en grès et des cailloux de melière

Ind.	Libellé	Date	Dessin / Visa	Etabli / Visa	Approuvé / Visa		
A	RECONNAISSANCES DE FONDATIONS	18/01/2016	ET	ET	TM		
N° de dossier : G160020		Système de Coordonnées :		Nivellement :	Format du fichier : DWG2004	Taille du plan : A4	Echelle : 1/23
Chantier : PARIS 10 Adresse : 58 Rue d'Hauteville Planche :						Feuille : unique	



Tél 01.69.34.73.04  
Fax 01.69.34.75.46  
3 rue des Clotais  
ZA des Clotais  
91160 CHAMPLAN

# F1

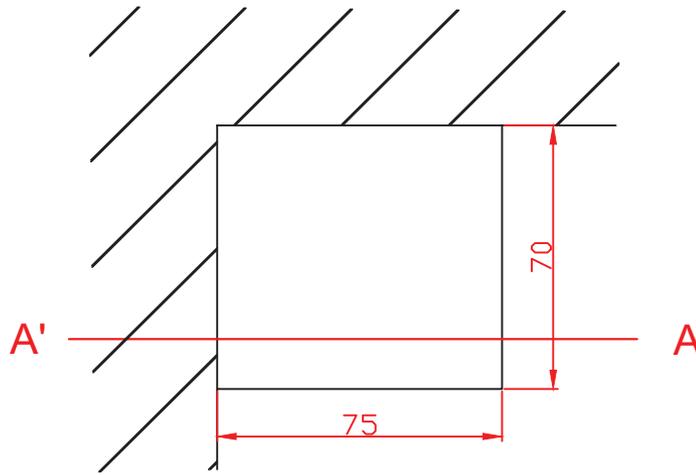


Ind.	Libellé	Date	Dessin / Visa	Etabli / Visa	Approuvé / Visa		
A	RECONNAISSANCES DE FONDATIONS	18/01/2016	ET	ET	TM		
N° de dossier : G160020		Système de Coordonnées :		Nivellement :	Format du fichier : DWG2004	Taille du plan : A4	Echelle : 1/...
Chantier : PARIS 10 Adresse : 58 Rue d'Hauteville Planche :						Feuille : unique	

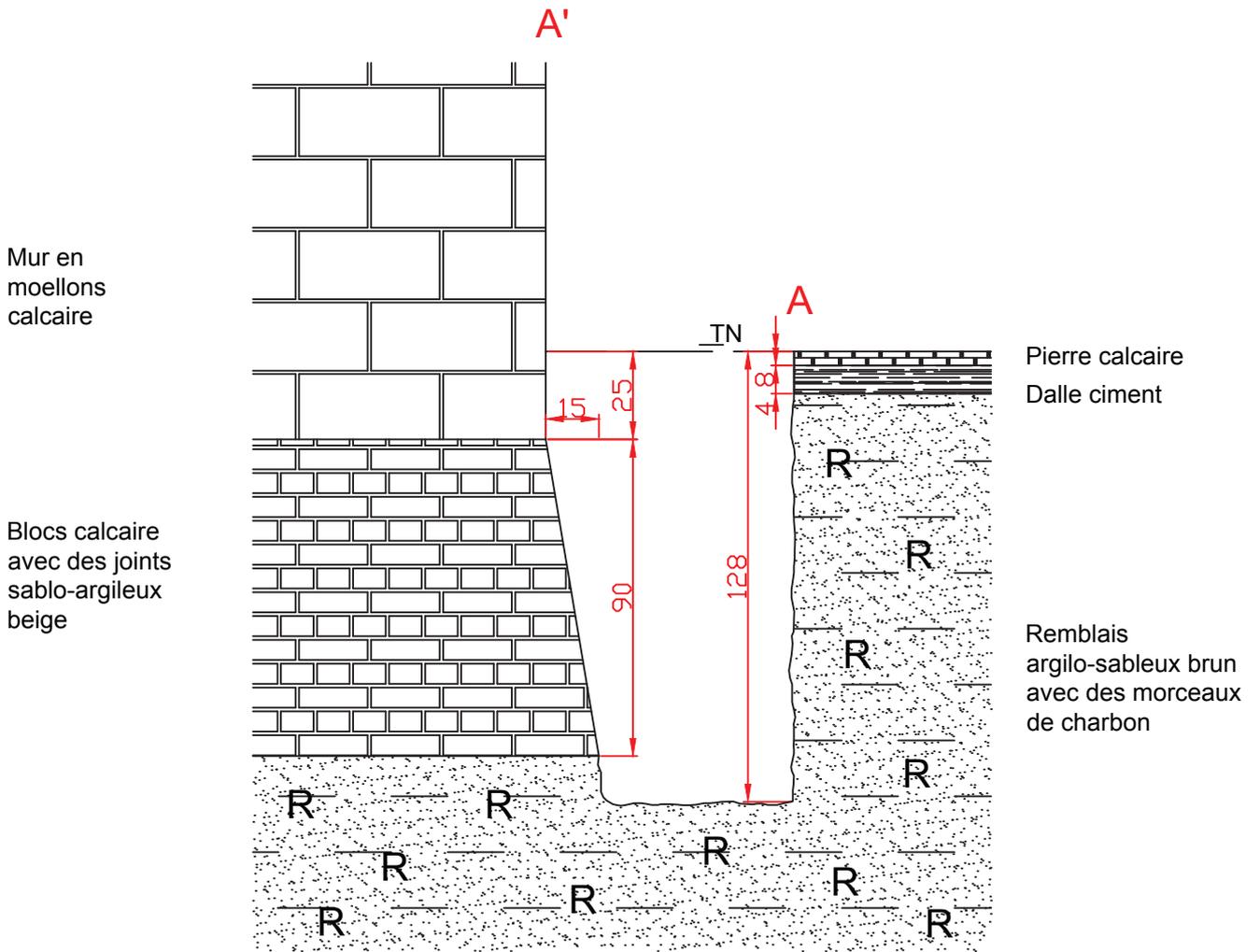


Tél 01.69.34.73.04  
Fax 01.69.34.75.46  
3 rue des Clotais  
ZA des Clotais  
91160 CHAMPLAN

## Vue du dessus F2



## Coupe AA'

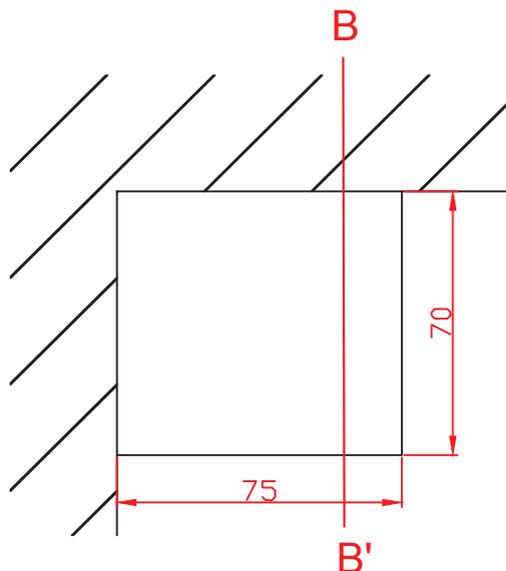


Ind.	Libellé	Date	Dessin / Visa	Etabli / Visa	Approuvé / Visa	
A	RECONNAISSANCES DE FONDATIONS	18/01/2016	ET	ET	TM	
N° de dossier : G160020		Système de Coordonnées :		Nivellement :	Format du fichier : DWG2004	
Chantier : PARIS 10 Adresse : 58 Rue d'Hauteville Planche :					Taille du plan : A4	Echelle : 1/20
					Feuille : unique	

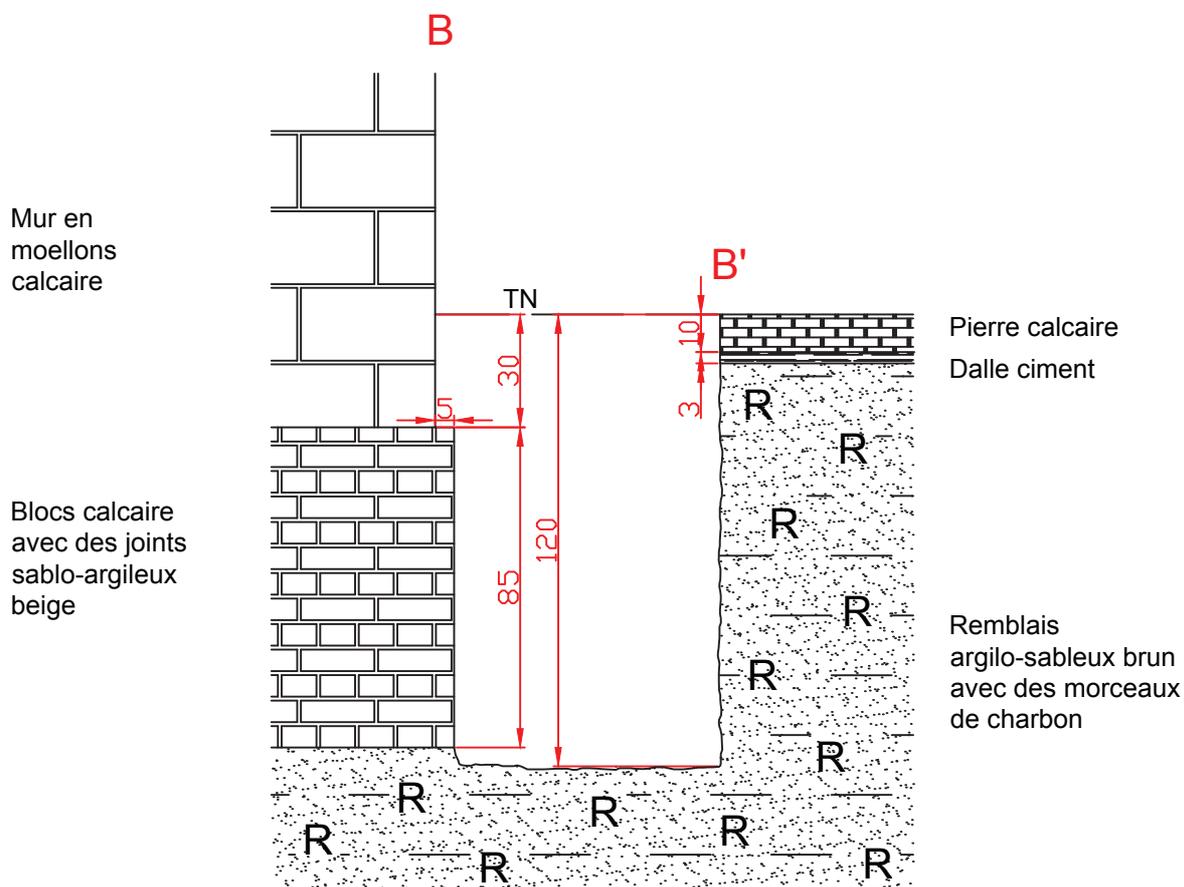


Tél 01.69.34.73.04  
 Fax 01.69.34.75.46  
 3 rue des Clotais  
 ZA des Clotais  
 91160 CHAMPLAN

## Vue du dessus F2



### Coupe BB'



Ind.	Libellé	Date	Dessin / Visa	Etabli / Visa	Approuvé / Visa		
A	RECONNAISSANCES DE FONDATIONS	18/01/2016	ET	ET	TM		
N° de dossier : G160020		Système de Coordonnées :		Nivellement :	Format du fichier : DWG2004	Taille du plan : A4	Echelle : 1/20
Chantier : PARIS 10 Adresse : 58 Rue d'Hauteville Planche :						Feuille : unique	



Tél 01.69.34.73.04  
Fax 01.69.34.75.46  
3 rue des Clotais  
ZA des Clotais  
91160 CHAMPLAN

# F2



Ind.	Libellé	Date	Dessin / Visa	Etabli / Visa	Approuvé / Visa		
A	RECONNAISSANCES DE FONDATIONS	18/01/2016	ET	ET	TM		
N° de dossier : G160020		Système de Coordonnées :		Nivellement :	Format du fichier : DWG2004	Taille du plan : A4	Echelle : 1/...
Chantier : PARIS 10 Adresse : 58 Rue d'Hauteville Planche :						Feuille : unique	



Tél 01.69.34.73.04  
Fax 01.69.34.75.46  
3 rue des Clotais  
ZA des Clotais  
91160 CHAMPLAN

**ANNEXE 6**

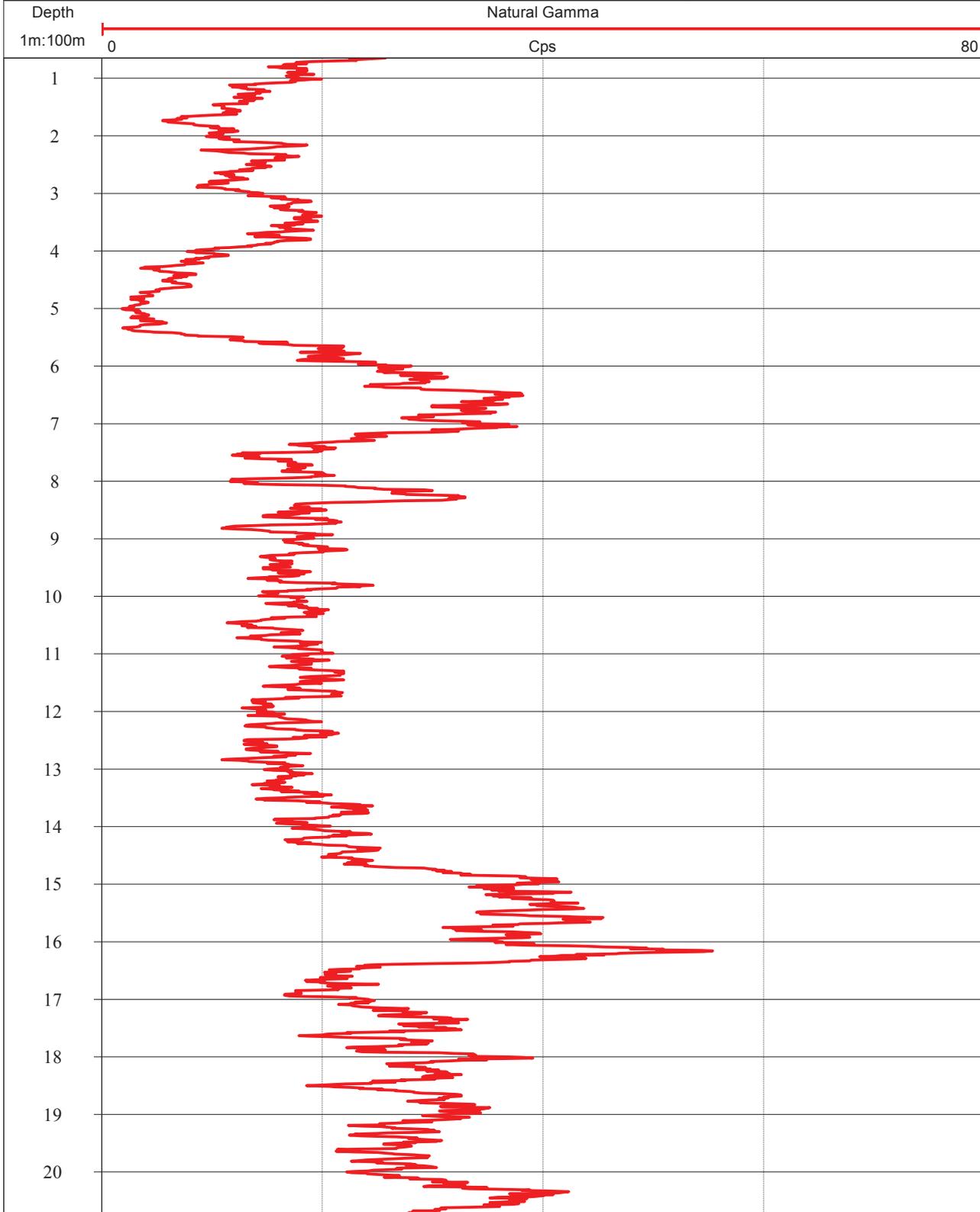
**RESULTATS DE LA DIAGRAPHIE GAMMA RAY**

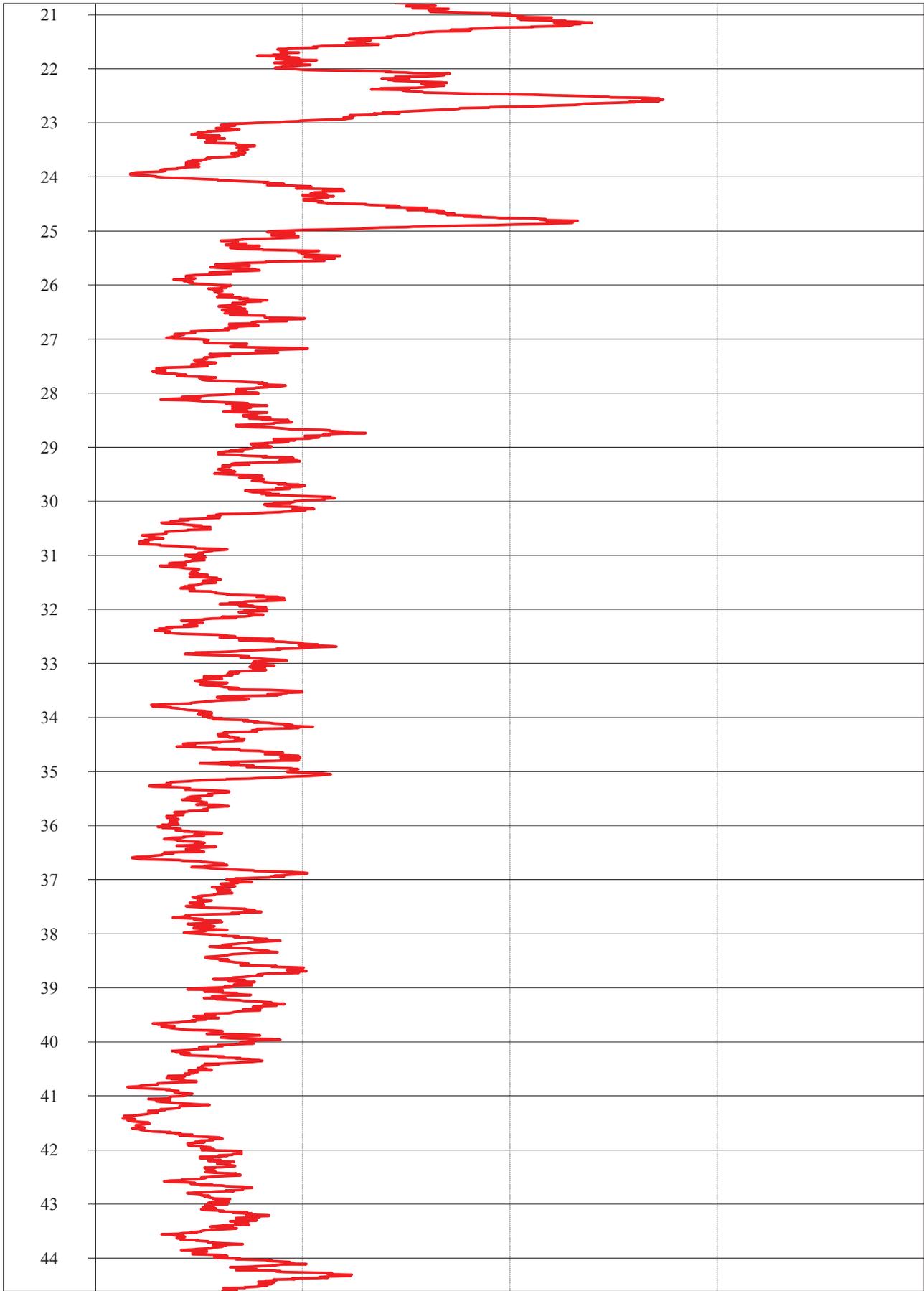


2 Av. de la Cerisaie , BP 305 , 94266 FRESNES  
Tel : 01.49.84.23.23 Fax : 01.49.84.23.00  
email : me2i@me2i.fr web : me2i.com

**Projet** 58 rue Hauteville, Paris 10  
**Forage(s)** SD2  
**Client** Géolia  
**Pilote**  
**Foreur**

**LOG :** Gamma naturel  
**ZERO REF :** Sol  
**DATE :** 11/02/2016  
**n° Affaire :** 1824





**ANNEXE 7**

**CALCUL DES MICROPIEUX**

**EVALUATION DE LA PORTANCE D'UNE FONDATION PROFONDE ISOLEE, SUIVANT LE MODELE DE TERRAIN, POUR DES DONNEES PRESSIOMETRIQUES**  
Réf. : NF P  
94-262 - Juillet 2012

**I - Données générales - Type de pieu, forage, de sollicitations**

Chantier	G10020 Paris 10 Hotel de Bourrienne AUDACIA		
Méthode	Pressiométrique		
Type de PIEU:	Pieu ou micropieu injecté (type III)	PIGU, MIGU	
Catégorie, classe	Catégorie : 19		Classe : 8
Ancrage	non ancré dans la craie		
Avec/Sans refoulement	Pieu réalisé sans refoulement de sol		

<b>coefficients de modèle pressiométrique</b>			
$q_{R,d1} = 2,00$		$q_{R,d2} = 1,10$	
<b>Facteurs partiels de résistance</b>			
ELU DURABLE OU TRANSITOIRE		COMPRESSION	
ELU	$\gamma_{s1} = 1,10$	$\gamma_{s2} = 1,10$	
ELS cara	$\gamma_{s1} = 0,90$		
ELS QP	$\gamma_{s1} = 1,10$		

**II - Données géométriques**

Type de fondation profonde

**Pieu**

Diamètre (mm)	150 mm
Longueur (m)	13,00 m

Section (m <sup>2</sup> )	0,018 m <sup>2</sup>
Périmètre(m)	0,471 m



**III - Données géotechniques**

Profondeur (m)	Epaisseur couche(m)	Terme de pointe		Frottement latéral qs (MPa)
		pl <sup>*</sup> (MPa)	k <sub>point</sub>	
0	8,00	0,00	0	0,000
8,00	0,00	3,40	0	0,268
8,00	6,00	2,40	0	0,230
14,00	4,50	4,00	0	0,269
18,50	6,50	4,00	0	0,269
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A

**Récap. résultats**

	Q (kN)	Q (tonnes)	sb (MPa)
ELU	224	22,4	12,7
ELS cara	192	19,2	10,8
ELS qp	157	15,7	8,9

**IV- Détail du calcul**

Sol d'ancrage : Sols intermédiaire sables et graves

$D_{ef} = 1,29$  m  
 $D_{ef}/B = 8,57$   
 $k_p(D_{ef}/B) = 0,00$

$pl^* = 2,80$  MPa

Profondeur (m)	Epaisseur couche(m)	Effort limite de Pointe (kN)	Effort limite Frottement (kN)
0,0 à 8,0	8,0		
8,0 à 8,0	0,0		0
8,0 à 14,0	6,0	0	542
14,0 à 18,5	4,5		
18,5 à 25,0	6,5		
25,0 à			

Total (kN)

R <sub>b</sub>	R <sub>s</sub>
0,0	541,7
R <sub>b,k</sub>	R <sub>s,k</sub>
0,0	246,2

**V - Résultats**

<b>ETATS-LIMITES ULTIMES</b>		$\sigma_s$ (MPa)
$R_{char,d} = \frac{R_b}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{R_s}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}}$	223,9 kN	
<b>ETATS-LIMITES DE SERVICE</b>		
$R_{char,d} = \frac{0,5 S_{char,ult}(carac) \times R_b}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{0,7 \times R_s}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}}$	191,5 kN (carac)	10,8
$R_{char,d} = \frac{0,7 S_{char,ult}(QP) \times R_b}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{0,7 \times R_s}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}}$	156,7 kN (Q.P.)	8,9

**EVALUATION DE LA PORTANCE D'UNE FONDATION PROFONDE ISOLEE, SUIVANT LE MODELE DE TERRAIN, POUR DES DONNEES PRESSIOMETRIQUES**  
Réf. : NF P  
94-262 - Juillet 2012

**I - Données générales - Type de pieu, forage, de sollicitations**

Chantier :	G10020 Paris 10 Hotel de Bourrienne AUDACIA		
Méthode :	Pressiométrique		
Type de PIEU :	Pieu ou micropieu injecté (type III)	PIGU, MIGU	
Catégorie, classe :	Catégorie : 19		Classe : 8
Ancrage :	non ancré dans le vraie		
Avec/Sans refoulement :	Pieu réalisé sans refoulement de sol		

coefficients de modèle pressiométrique			
$g_{R,d1} = 2,00$		$g_{R,d2} = 1,10$	
Facteurs partiels de résistance			
ELU DURABLE OU TRANSITOIRE		COMPRESSION	
ELU	$\gamma_{R,d} = 1,10$	$\gamma_{R,s} = 1,10$	
ELS cara	$\gamma_{R,d} = 0,90$		
ELS QP	$\gamma_{R,d} = 1,10$		

**II - Données géométriques**

Type de fondation profonde

**Pieu**

Diamètre (mm)	200 mm
Longueur (m)	13,00 m

Section (m <sup>2</sup> )	0,031 m <sup>2</sup>
Périmètre(m)	0,628 m



**III - Données géotechniques**

Profondeur (m)	Epaisseur couche(m)	Terme de pointe		Frottement latéral qs (MPa)
		ple* (MPa)	k <sub>point</sub>	
0 à 8,0	8,00	0,00	0	0,000
8,00 à 8,0	0,00	3,40	0	0,268
8,00 à 14,0	6,00	2,40	0	0,230
14,00 à 18,5	4,50	4,00	0	0,269
18,50 à 25,0	6,50	4,00	0	0,269
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A

**Récap. résultats**

	Q (kN)	Q (tonnes)	sb (MPa)
ELU	298	29,8	9,5
ELS cara	255	25,5	8,1
ELS qp	209	20,9	6,7

**IV - Détail du calcul**

Sol d'ancrage : Sols intermédiaire sables et graves

$D_{ef} = 1,71 \text{ m}$   
 $D_{ef}/B = 8,57$   
 $k_p(D_{ef}/B) = 0,00$

$ple^* = 2,80 \text{ MPa}$

Profondeur (m)	Epaisseur couche(m)	Effort limite de Pointe (kN)	Effort limite Frottement (kN)
0,0 à 8,0	8,0		
8,0 à 8,0	0,0		0
8,0 à 14,0	6,0	0	722
14,0 à 18,5	4,5		
18,5 à 25,0	6,5		
25,0 à			

Total (kN)

R <sub>b</sub>	R <sub>s</sub>
0,0	722,3
R <sub>b,k</sub>	R <sub>s,k</sub>
0,0	328,3

**V - Résultats**

<b>ETATS-LIMITES ULTIMES</b>		$\sigma_b$ (MPa)
$R_{c,cr,d} = \frac{R_b}{\gamma_{G1} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{R_s}{\gamma_{G1} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}}$	298,5 kN	
$R_{c,cr,d} = \frac{0,5 S_{(carac. réglée)} \times R_b}{\gamma_{G1} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{0,7 \times R_s}{\gamma_{G1} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}}$	255,4 kN (carac)	
$R_{c,cr,d} = \frac{0,7 S_{(carac. réglée)} \times R_b}{\gamma_{G1} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{0,7 \times R_s}{\gamma_{G1} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}}$	208,9 kN (Q.P.)	6,7

**EVALUATION DE LA PORTANCE D'UNE FONDATION PROFONDE ISOLEE, SUIVANT LE MODELE DE TERRAIN, POUR DES DONNEES PRESSIOMETRIQUES**  
 Réf. : NF P  
 94-262 - Juillet 2012

**I - Données générales - Type de pieu, forage, de sollicitations**

Chantier :	G10020 Paris 10 Hotel de Bourrienne AUDACIA		
Méthode	Pressiométrique		
Type de PIEU:	Pieu ou micropieu injecté (type III)	PIGU, MIGU	
Catégorie, classe	Catégorie : 19		Classe : 8
Ancrage	non ancré dans la craie		
Avec/Sans refoulement	Pieu réalisé sans refoulement de sol		

coefficients de modèle pressiométrique			
$Q_{R,d1} = 2,00$		$Q_{R,d2} = 1,10$	
Facteurs partiels de résistance			
ELU DURABLE OU TRANSITOIRE		COMPRESSION	
ELU	$\gamma_{R1} = 1,10$	$\gamma_{R2} = 1,10$	
ELS cara	$\gamma_{R1} = 0,90$		
ELS QP	$\gamma_{R1} = 1,10$		

**II - Données géométriques**

Type de fondation profonde

**Pieu**

Diamètre (mm)	<b>250 mm</b>
Longueur (m)	<b>13,00 m</b>

Section (m <sup>2</sup> )	0,049 m <sup>2</sup>
Périmètre (m)	0,785 m



**III - Données géotechniques**

Profondeur (m)	Epaisseur couche(m)	Terme de pointe		Frottement latéral qs (MPa)
		ple* (MPa)	k <sub>pointe</sub>	
0	8,0	0,00	0	0,000
8,00	0,00	3,40	0	0,268
8,00	6,00	2,40	0	0,230
14,00	4,50	4,00	0	0,269
18,50	6,50	4,00	0	0,269
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A

**Récap. résultats**

	Q (kN)	Q (tonnes)	sb (MPa)
ELU	373	37,3	7,6
ELS cara	319	31,9	6,5
ELS qp	261	26,1	5,3

**IV- Détail du calcul**

Sol d'ancrage : Sols intermédiaire sables et graves

$D_{cr} = 2,14$  m  
 $D_{cr}/B = 8,57$   
 $k_p(D_{cr}/B) = 0,00$        $ple^* = 2,80$  MPa

Profondeur (m)	Epaisseur couche(m)	Effort limite de Pointe (kN)	Effort limite Frottement (kN)
0,0 à 8,0	8,0		0
8,0 à 8,0	0,0		0
8,0 à 14,0	6,0	0	903
14,0 à 18,5	4,5		
18,5 à 25,0	6,5		
25,0 à			

Total (kN)	R <sub>b</sub>	R <sub>s</sub>
	0,0	902,9
	R <sub>b,k</sub>	R <sub>s,k</sub>
	0,0	410,4

**V - Résultats**

ETATS-LIMITES ULTIMES	$\sigma_b$ (MPa)
$R_{e,cr,d} = \frac{R_b}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{R_c}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} = 373,1 \text{ kN}$	7,6
ETATS-LIMITES DE SERVICE	
$R_{e,cr,s} = \frac{0,5 \times R_b}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{0,7 \times R_s}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} = 319,2 \text{ kN (carac)}$	6,5
$R_{e,cr,s} = \frac{0,7 \times R_b}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{0,7 \times R_s}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} = 261,2 \text{ kN (Q.P.)}$	5,3

**EVALUATION DE LA PORTANCE D'UNE FONDATION PROFONDE ISOLEE, SUIVANT LE MODELE DE TERRAIN, POUR DES DONNEES PRESSIOMETRIQUES**  
 Réf. : NF P 94-262 - Juillet 2012

**I - Données générales - Type de pieu, forage, de sollicitations**

Chantier	G10020 Paris 10 Hotel de Bourrienne AUDACIA		
Méthode	Pressiométrique		
Type de PIEU:	Pieu ou micropieu injecté (type III)	FIGU, MIGU	
Catégorie, classe	Catégorie : 19		Classe : 8
Ancrage	non ancré dans la craie		
Avec/Sans refoulement	Pieu réalisé sans refoulement de sol		

<b>coefficients de modèle pressiométrique</b>			
$g_{R,d1} = 2,00$		$g_{R,d2} = 1,10$	
<b>Facteurs partiels de résistance</b>			
ELU DURABLE OU TRANSITOIRE		COMPRESSION	
ELU	$\gamma_{R,d} = 1,10$	$\gamma_{R,d} = 1,10$	
ELS cara	$\gamma_{R,d} = 0,90$		
ELS QP	$\gamma_{R,d} = 1,10$		

**II - Données géométriques**

Type de fondation profonde

**Pieu**

Diamètre (mm)	<b>150 mm</b>	Section (m <sup>2</sup> )	0,018 m <sup>2</sup>
Longueur (m)	<b>16,00 m</b>	Périmètre(m)	0,471 m

**III - Données géotechniques**

Profondeur (m)	Epaisseur couche(m)	Terme de pointe		Frottement latéral qs (MPa)
		ple* (MPa)	$k_{p,qs}$	
0 à 8,0	8,00	0,00	0	0,000
8,00 à 8,0	0,00	3,40	0	0,268
8,00 à 14,0	6,00	2,40	0	0,230
14,00 à 18,5	4,50	4,00	0	0,269
18,50 à 25,0	6,50	4,00	0	0,269
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A

**Récap. résultats**

	Q (kN)	Q (tonnes)	sb (MPa)
ELU	373	37,3	21,1
ELS cara	319	31,9	18,1
ELS qp	261	26,1	14,8

**IV - Détail du calcul**

Sol d'ancrage : Marnes et Calcaire Marneux

$D_{ef} = 1,50$  m  
 $D_{ef}/B = 10,00$   
 $k_p(D_{ef}/B) = 0,00$       **ple\* = 4,00 MPa**

Profondeur (m)	Epaisseur couche(m)	Effort limite de Pointe (kN)	Effort limite Frottement (kN)
0,0 à 8,0	8,0		0
8,0 à 8,0	0,0		0
8,0 à 14,0	6,0		650
14,0 à 18,5	4,5	0	253
18,5 à 25,0	6,5		
25,0 à			

Total (kN)	Rb	Rs
	0,0	903,4
	Rb,k	Rb,k
	0,0	410,6

**V - Résultats**

ETATS-LIMITES ULTIMES	$\sigma_b$ (MPa)
$R_{s,cr,d} = \frac{R_b}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{R_s}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} = 373,3 \text{ kN}$	21,1
<b>ETATS-LIMITES DE SERVICE</b>	
$R_{s,cr,d} = \frac{0,5 \times R_b}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{0,7 \times R_s}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} = 319,4 \text{ kN (carac)}$	18,1
$R_{s,cr,d} = \frac{0,7 \times R_b}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{0,7 \times R_s}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} = 261,3 \text{ kN (Q.P.)}$	14,8

**EVALUATION DE LA PORTANCE D'UNE FONDATION PROFONDE ISOLEE, SUIVANT LE MODELE DE TERRAIN, POUR DES DONNEES PRESSIOMETRIQUES**  
 Réf : NF P 94-262 - Juillet 2012

**I - Données générales - Type de pieu, forage, de sollicitations**

Chantier :	G10020 Paris 10 Hotel de Bourienne AUDACIA		
Méthode	Pressiométrique		
Type de PIEU:	Pieu ou micropieu injecté (type III)	PIGU, MIGU	
Catégorie, classe	Catégorie : 19	Classe : 8	
Ancrage	non ancré dans la craie		
Avec/Sans refoulement	Pieu réalisé sans refoulement de sol		

coefficients de modèle pressiométrique			
$g_{R,d1} = 2,00$	$g_{R,d2} = 1,10$		
Facteurs partiels de résistance			
ELU DURABLE OU TRANSITOIRE		COMPRESSION	
ELU	$\gamma_{b,s} = 1,10$	$\gamma_{s,s} = 1,10$	
ELS cara	$\gamma_{cr} = 0,90$		
ELS QP	$\gamma_{cr} = 1,10$		

**II - Données géométriques**

Type de fondation profonde

**Pieu**

Diamètre (mm)	<b>200 mm</b>	Section (m <sup>2</sup> )	0.031 m <sup>2</sup>
Longueur (m)	<b>16,00 m</b>	Périmètre (m)	0.628 m

**III - Données géotechniques**

Profondeur (m)	Epaisseur couche(m)	Terme de pointe		Frottement latéral qs (MPa)
		plc* (MPa)	$k_{\text{point}}$	
0 à 8,0	8,0	0,00	0	0,000
8,0 à 8,0	0,0	3,40	0	0,268
8,0 à 14,0	6,0	2,40	0	0,230
14,0 à 18,5	4,5	4,00	0	0,269
18,5 à 25,0	6,5	4,00	0	0,269
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A

**Récap. résultats**

	Q (kN)	Q (tonnes)	sb (MPa)
ELU	498	49,8	15,8
ELS cara	426	42,6	13,6
ELS qp	348	34,8	11,1

**IV - Détail du calcul**

Sol d'ancrage : Marne et Calcaire Marneux

$D_{cr} = 2,00$  m  
 $D_{cr}/B = 10,00$   
 $k_p(D_{cr}/B) = 0,00$       **plc\* = 4,00 MPa**

Profondeur (m)	Epaisseur couche(m)	Effort limite de Pointe (kN)	Effort limite Frottement (kN)
0,0 à 8,0	8,0		0
8,0 à 8,0	0,0		0
8,0 à 14,0	6,0		867
14,0 à 18,5	4,5	0	338
18,5 à 25,0	6,5		
25,0 à			

Total (kN)	$R_b$	$R_s$
	0,0	1204,5
	$R_{b,k}$	$R_{s,k}$
	0,0	547,5

**V - Résultats**

ETATS-LIMITES ULTIMES	$\sigma_b$ (MPa)
$R_{e,cr,d} = \frac{R_b}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{R_s}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} = 497,7 \text{ kN}$	15,8
ETATS-LIMITES DE SERVICE	
$R_{e,cr,s} = \frac{0,5 \times R_b}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{0,7 \times R_s}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} = 425,8 \text{ kN (carac)}$	13,6
$R_{e,cr,q} = \frac{0,7 \times R_b}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{0,7 \times R_s}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} = 348,4 \text{ kN (Q.P.)}$	11,1

**EVALUATION DE LA PORTANCE D'UNE FONDATION PROFONDE ISOLEE, SUIVANT LE MODELE DE TERRAIN, POUR DES DONNEES PRESSIOMETRIQUES**  
Réf. : NF P 94-262 - Juillet 2012

**I - Données générales - Type de pieu, forage, de sollicitations**

Chantier :	G10020 Paris 10 Hotel de Bourrienne AUDACIA		
Méthode :	Pressiométrique		
Type de PIEU :	Pieu ou micropieu injecté (type III)	PIGU, MIGU	
Catégorie, classe :	Catégorie : 19		Classe : 8
Ancrage :	non ancré dans la craie		
Avec/Sans refoulement :	Pieu réalisé sans refoulement de sol		

<b>coefficients de modèle pressiométrique</b>			
$q_{e,01} = 2,00$		$q_{e,02} = 1,10$	
<b>Facteurs partiels de résistance</b>			
ELU DURABLE OU TRANSITOIRE		COMPRESSION	
ELU	$\gamma_{s1} = 1,10$	$\gamma_{s2} = 1,10$	
ELS cara	$\gamma_{s1} = 0,90$		
ELS QP	$\gamma_{s1} = 1,10$		

**II - Données géométriques**

Type de fondation profonde

**Pieu**

Diamètre (mm)	<b>250 mm</b>
Longueur (m)	<b>16,00 m</b>

Section (m <sup>2</sup> )	0,049 m <sup>2</sup>
Périmètre(m)	0,785 m



**III - Données géotechniques**

Profondeur (m)	Epaisseur couche(m)	Terme de pointe		Frottement latéral qs (MPa)
		ple* (MPa)	k <sub>point</sub>	
0 à 8,0	8,00	0,00	0	0,000
8,00 à 8,0	0,00	3,40	0	0,268
8,00 à 14,0	6,00	2,40	0	0,230
14,00 à 18,5	4,50	4,00	0	0,269
18,50 à 25,0	6,50	4,00	0	0,269
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A
		0,00	#N/A	#N/A

**Récap. résultats**

	Q (kN)	Q (tonnes)	sb (MPa)
ELU	622	62,2	12,7
ELS cara	532	53,2	10,8
ELS qp	436	43,6	8,9

**IV- Détail du calcul**

Sol d'ancrage : Marne et Calcaire Marneux

$D_{ef} = 2,30$  m  
 $D_{ef}/B = 9,20$   
 $k_p(D_{ef}/B) = 0,00$

$ple^* = 4,00$  MPa

Profondeur (m)	Epaisseur couche(m)	Effort limite de Pointe (kN)	Effort limite Frottement (kN)
0,0 à 8,0	8,0		0
8,0 à 8,0	0,0		0
8,0 à 14,0	6,0		1093
14,0 à 18,5	4,5	0	422
18,5 à 25,0	6,5		
25,0 à			

Total (kN)

R <sub>h</sub>	R <sub>s</sub>
0,0	1505,7
R <sub>h,k</sub>	R <sub>s,k</sub>
0,0	684,4

**V - Résultats**

ETATS-LIMITES ULTIMES	$\sigma_s$ (MPa)
$R_{s,ult} = \frac{R_s}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{R_b}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} = 622,2 \text{ kN}$	12,7
ETATS-LIMITES DE SERVICE	
$R_{s,ser} = \frac{0,7 \times R_{s,ult}}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{0,7 \times R_b}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} = 532,3 \text{ kN (carac)}$	10,8
$R_{s,ser} = \frac{0,7 \times R_{s,ult}}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} + \frac{0,7 \times R_b}{\gamma_{cr} \times \gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}} = 435,5 \text{ kN (Q.P.)}$	8,9

**ANNEXE 8**

**SCHEMA D'ENCHAINEMENT DES MISSIONS GEOTECHNIQUES**

## Enchaînement et classification des missions géotechniques

**Tableau 1 – Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique**

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

**ANNEXE 9**

**SCHEMA DE LA CLASSIFICATION DES MISSIONS GEOTECHNIQUES**

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

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

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

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

Phase Avant-projet (AVP)

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

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

Phase Projet (PRO)

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

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

Phase DCE / ACT

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

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

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

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