

Commune de ZINSWILLER

**Grand'Rue
67110 ZINSWILLER**



MARCHE PUBLIC DE TRAVAUX

RAPPORT D'ETUDE GEOTECHNIQUE

Pouvoir adjudicateur

Commune de ZINSWILLER

Représentant du pouvoir adjudicateur

Monsieur le Maire de la commune de ZINSWILLER

Maître d'œuvre Travaux

TEKTO Ingénierie
Service Ouvrages d'Art

Objet de la consultation

Service Urbanisme ZINSWILLER

Accès carrossable à la Salle des Fêtes

Reconstruction du Pont franchissant la Zinsel Nord depuis la rue d'Uhrwiller.



HYDROGÉOTECHNIQUE EST

INGÉNIERIE GÉOTECHNIQUE, GÉOLOGIQUE, HYDROGÉOLOGIQUE ET
HYDROLOGIQUE APPLIQUÉE AUX BATIMENTS, GENIE-CIVIL,
INFRASTRUCTURES ET À L'ENVIRONNEMENT. SONDAGES - ESSAIS DE
SOLS IN SITU ET EN LABORATOIRE

COMMUNE DE ZINSWILLER
PONT SUR LA ZINSEL
ZINSWILLER (67)

RAPPORT D'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE
Mission G5

Dossier n°	Indice	Date	Rédigé par :	Vérifié par :	Approuvé par :
C.18.22004	0	02/03/18	Hydrogéotechnique Est	Rénald Rondeau	Rénald Rondeau

Le présent rapport et ses annexes constituent un tout indissociable

SOMMAIRE

1.INTRODUCTION.....	4
1.1.MISSIONS.....	4
1.2.RÉFÉRENTIELS.....	6
2.PROGRAMME SPÉCIFIQUE D'INVESTIGATIONS MIS EN ŒUVRE.....	7
3.CONTEXTE SITOLOGIQUE, GÉOLOGIQUE, HYDROGÉOLOGIQUE, GÉOTECHNIQUE ET SISMIQUE.....	8
3.1.SITOLOGIE ET PROJET.....	8
3.2.IMPLANTATION ET NIVELLEMENT DES SONDAGES.....	10
3.3.CONTEXTE GÉOLOGIQUE.....	11
3.4.CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES.....	12
3.5.CARACTÉRISTIQUES HYDROGÉOLOGIQUES.....	13
3.6.SONDAGES DE RECONNAISSANCE DE FONDATIONS :.....	13
3.7.SISMICITÉ.....	16
4.SYNTÈSE ET PROPOSITION D'UNE SOLUTION DE FONDATION.....	19
5.ÉBAUCHE DIMENSIONNELLE DE FONDATIONS SUR PIEUX.....	20
5.1.CULÉE RIVE DROITE – RUE D'UHRWILLER – SONDAGE PR1 :.....	21
5.2.CULÉE RIVE GAUCHE – CÔTÉ SALLE DES FÊTES – SONDAGE PR2 :.....	23
5.3.SUJÉTIONS D'EXÉCUTION.....	24
6.ÉBAUCHE DIMENSIONNELLE DE FONDATIONS SUR MICROPIEUX.....	26
6.1.CULÉE RIVE DROITE – RUE D'UHRWILLER – SONDAGE PR1 :.....	26
6.2.CULÉE RIVE GAUCHE – CÔTÉ SALLE DES FÊTES – SONDAGE PR2 :.....	28
6.3.SUJÉTIONS D'EXÉCUTION.....	29



ANNEXE 1	
PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES.....	32
ANNEXE 2	
PROFILS PRESSIOMÉTRIQUES.....	34
ANNEXE 3	
MISSIONS GÉOTECHNIQUES.....	37



1. INTRODUCTION

1.1. MISSIONS

À la demande et pour le compte de la **Commune de Zinswiller**, la Direction Régionale ALSACE du Bureau d'Études **HYDROGÉOTECHNIQUE EST** a procédé à l'exécution d'une étude géotechnique préalable à la construction d'un ouvrage de franchissement de la Zinsel du Nord sur la commune de **Zinswiller** (67).

Cette étude s'inscrit dans le cadre de la norme 94.500 des missions type d'ingénierie géotechnique de l'AFNOR-USG (Novembre 2013), qui suivent les étapes d'élaboration et de réalisation de tout projet, à savoir :

ÉTAPE 1 : étude géotechnique préalable (G1)

- ES : Phase étude de site,
- PGC : Phase principes généraux de construction,

ÉTAPE 2 : étude géotechnique de conception (G2)

- AVP : Phase avant projet,
- PRO : Phase projet,
- DCE / ACT

ÉTAPE 3 : études géotechniques de réalisation

- Étude et suivi géotechnique d'exécution (G3)
 - 1) Phase étude,
 - 2) Phase suivi.
- Supervision géotechnique d'exécution (G4)
 - 3) Phase étude,
 - 4) Phase suivi.

Étude d'éléments spécifiques géotechniques

- **Diagnostic géotechnique (G5).**



L'étude géotechnique conduite sur le terrain, ainsi que le présent rapport correspondent à une **mission G5** de l'Union Syndicale Géotechnique. Vous trouverez en annexe la classification, le contenu, et le schéma d'enchaînement de ces missions.

Ce rapport a été rédigé, vérifié et approuvé par **Rénauld RONDEAU** - Ingénieur géologue – géotechnicien, DESS de Géologie Appliquée, DEA en Sciences de la Terre.

Le caractère de cette étude est strictement de type géotechnique. Les aspects liés à la recherche de pollution éventuelle ou à la caractérisation des ouvrages enterrés et des incidences des vestiges et fouilles archéologiques sont exclus.



1.2. RÉFÉRENTIELS

La campagne de sondages, ainsi que notre étude suivent les normes et documents français et plus particulièrement :

Eurocodes 1 – NF-EN-1991-1 (mars 2003),

Eurocodes 7 – NF-EN-1997-1 (juin 2005) et NF-EN-1997-2 (septembre 2007),

Eurocodes 8 – NF-EN-1998-5 (septembre 2005),

Arrêtés du 22 octobre 2010 et du 19 juillet 2011 relatifs à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal »,

NFP 94-261 – Calcul géotechnique – Fondations superficielles (juin 2013),

Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrages sensibles aux tassements (version 2 de 2011),

DTU 13.3 – Conception, calcul et exécution des dallages (mars 2005),

DTU 14.1 : Travaux de cuvelage (mai 2000),

DTU 20.1 : ouvrages en maçonneries de petits éléments : parois et murs (octobre 1994),

Guide technique pour les remblais et les couches de forme (septembre 1992),

Normes relatives aux essais in situ et essais en laboratoire.



2. PROGRAMME SPÉCIFIQUE D'INVESTIGATIONS MIS EN ŒUVRE

Conformément au cahier des charges, nous avons mis en œuvre les investigations suivantes :

2 forages de reconnaissance géologique de type semi-destructif,
notés PR1 et PR2,
descendus à 15 m de profondeur en diamètre 64mm.

Le sondage PR2 a été équipé en piézomètre

Dans ces forages, 28 essais de chargement in situ de type pressiométrique (2 x 14 essais), suivant la norme NFP 94-110-1,
selon la maille de principe : 1 – 2 – 3 – 4 – 5 – 6 – 7 – 8 – 9 – 10 – 11 – 12 – 13 – 14,5m, adaptée à la lithologie rencontrée, permettant la mesure après dépouillement :

du module de compressibilité : E_M
de la pression de fluage : p_f
de la pression de rupture : p_l

2 séries de forages inclinés de type semi-destructif (4 forages par série),
notées séries RGA et RGB, devant permettre la reconnaissance de la base des murs actuels encore en place.

1 sondage de reconnaissance géologique de type semi-destructif,
à 4m de profondeur, en diamètre 64mm, pour la reconnaissance d'une éventuelle dalle béton sous la buse métallique actuelle.



3. CONTEXTE SITOLOGIQUE, GÉOLOGIQUE, HYDROGÉOLOGIQUE, GÉOTECHNIQUE ET SISMIQUE

3.1. SITOLOGIE ET PROJET



La zone d'étude se situe au centre du bourg de Zinswiller, traversé d'Ouest en Est par la Zinsel du Nord.

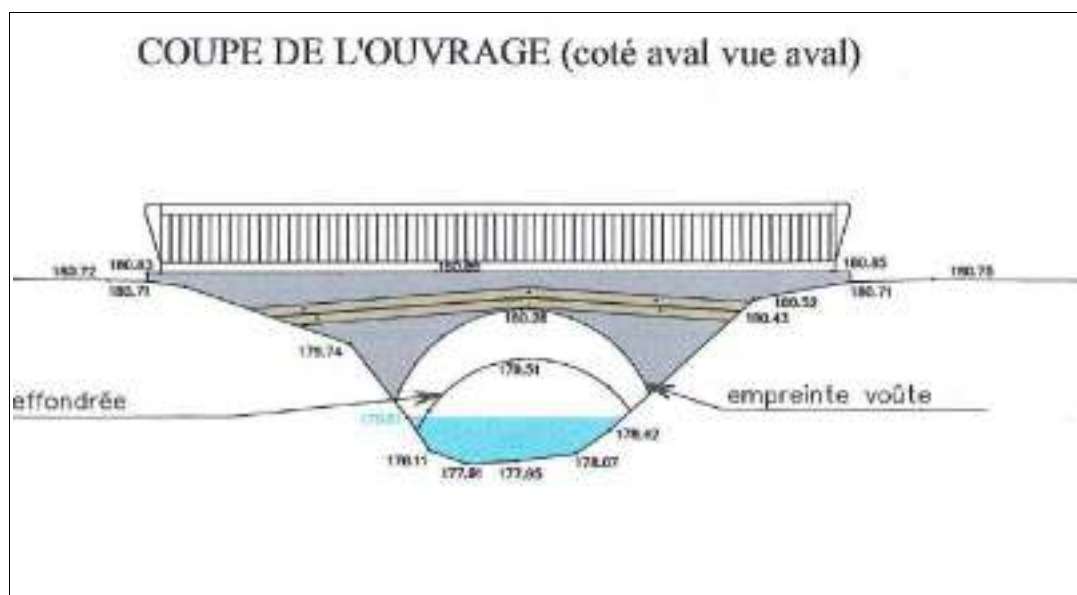
L'étude s'intéresse à un ouvrage de franchissement de ce cours d'eau, qui s'est effondré après le passage d'un poids lourd au niveau de la salle des fêtes communale.



Vue de l'ouvrage de franchissement après effondrement



Le projet étudié vise à construire un ouvrage neuf en lieu et place du pont actuel. L'objectif de la mission géotechnique est ici de reconnaître la structure des murs du pont actuel et de caractériser les sols naturels au droit du futur ouvrage.



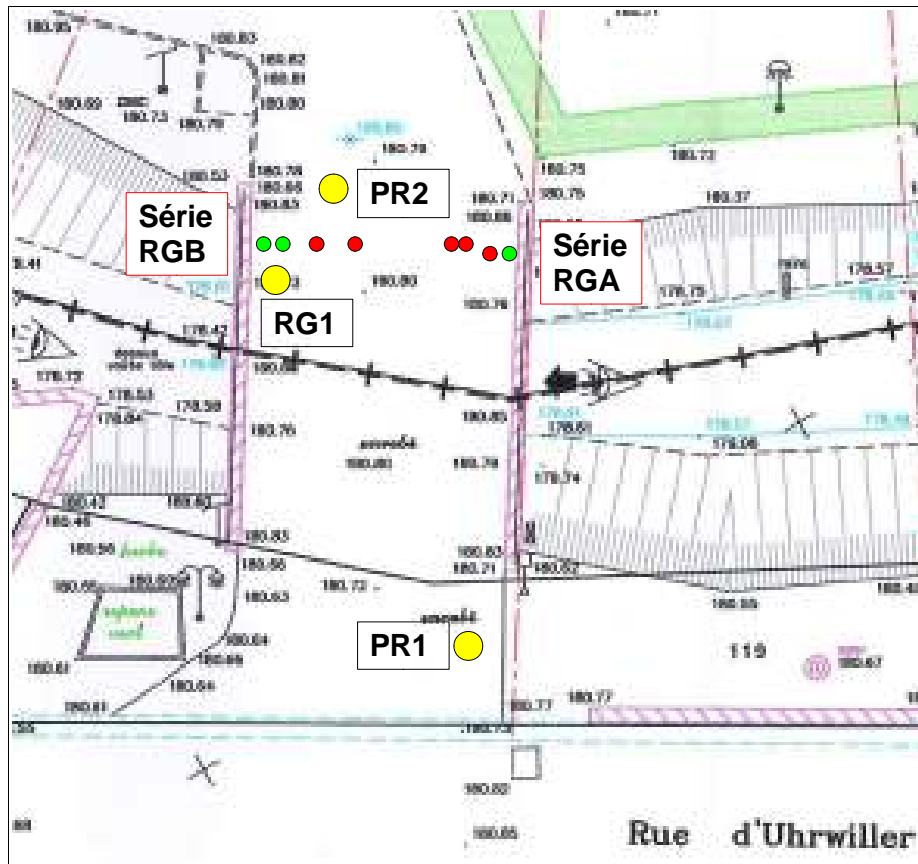
Vue en coupe de l'ouvrage existant



Vue de l'ouvrage existant après excavation des débris d'enrobé

3.2. IMPLANTATION ET NIVELLEMENT DES SONDAGES

Les sondages ont été implantés en fonction des contraintes du site, selon le plan de principe ci-après :



Les points de sondage ont été rattachés en nivellement sur le plan NGF ci-dessus, qui nous a été fourni par le BE Structure TEKTO Ingénierie.

Sondages	Cote NGF
PR1	180,75
PR2	180,75
RG1	180,73
Série RGA	~180,70
Série RGB	~180,70
FE Zinsel	177,91
Lit Zinsel	178,61



3.3. CONTEXTE GÉOLOGIQUE



Extrait de la Carte Géologique de Haguenau – Editions BRGM

La carte géologique de Haguenau au 1/50000 indique que le secteur d'étude se situe dans des formations notées **Fz** correspondant à des alluvions de la Zinsel recouvrant des marnes et calcaires gris clair notés **l_{4a}**.

Les sondages de reconnaissance PR1 et PR2 réalisés au droit du projet ont permis de dégager la succession lithologique suivante :

- En tête, une couche d'environ 0,10m d'enrobés,
- 1,50m de remblais sablo-graveleux beiges à quelques fragments de brique rouge,
- 2,40m à 3,20m de limons sableux vasards noirs plus ou moins graveleux,
- 2,00m à 3,60m de sables et graviers alluvionnaires rosâtres avec quelques fragments de grès rose,
- Recouvrant des marnes calcaires bariolées, dont le toit a été reconnu entre 7m et 7,50m de profondeur au droit des sondages.

3.4. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES

Les essais in situ de type pressiométrique, réalisés dans les sondages PR1 et PR2, ont permis de mettre en avant une augmentation notable de la compacité au-delà de 4 à 5m de profondeur. Dans le détail, nous avons les résultats ci-après :

Les remblais sablo-graveleux et les limons sableux noirâtres reconnus jusqu'à 4,80m de profondeur possèdent des compacités hétérogènes, globalement faibles à médiocres et parfois moyennes à élevées avec :

Module pressiométrique Em et Pression limite nette PI* en MPa					
Prof/TN en m	PR1		PR2		Prof/TN en m
	Em (Mpa)	PI* (Mpa)	Em (Mpa)	PI* (Mpa)	
1	11,2	0,41	3,5	0,39	1
2	7,6	1,25	6,5	0,38	2
3	4,0	0,29	6,0	0,29	3
4	8,8	0,64	6,2	0,60	4

0<pl*<0.3MPa	Compacité faible
0.3<pl*<0.5MPa	Compacité modeste
0.5<pl*<1MPa	Compacité moyenne
1<pl*<2.5MPa	Compacité élevée
pl*>2.5MPa	Compacité très élevée

Les sables et graviers alluvionnaires rosâtres reconnus entre 4,00m et 7,60m de profondeur, présentent des compacités élevées dans l'ensemble, avec :

Prof/TN en m	PR1		PR2		Prof/TN en m
	Em (Mpa)	PI* (Mpa)	Em (Mpa)	PI* (Mpa)	
5	7,7	0,65	19,1	1,61	5
6	19,9	1,90	17,9	2,25	6
7			41,3	3,52	7

0<pl*<0.3MPa	Compacité faible
0.3<pl*<0.5MPa	Compacité modeste
0.5<pl*<1MPa	Compacité moyenne
1<pl*<2.5MPa	Compacité élevée
pl*>2.5MPa	Compacité très élevée

Les marnes calcaires bariolées dont le toit a été reconnu à partir de 6,80m de profondeur, sont de compacité très élevées jusqu'au fond des forages, avec :

Prof/TN en m	PR1		PR2		Prof/TN en m
	Em (Mpa)	PI* (Mpa)	Em (Mpa)	PI* (Mpa)	
7	114,5	>3,50			7
8	88,7	>3,50	111,2	>3,50	8
9	96,6	>3,50	109,6	>3,50	9
10	171,4	>3,50	165,3	>3,50	10
11	160,1	>3,50	172,9	>3,50	11
12	121,6	>3,50	168,3	>3,50	12
13	146,7	>3,50	188,4	>3,50	13
14,5	135,8	>3,50	188,1	>3,50	14,5

0<pl*<0.3MPa	Compacité faible
0.3<pl*<0.5MPa	Compacité modeste
0.5<pl*<1MPa	Compacité moyenne
1<pl*<2.5MPa	Compacité élevée
pl*>2.5MPa	Compacité très élevée



3.5. CARACTÉRISTIQUES HYDROGÉOLOGIQUES

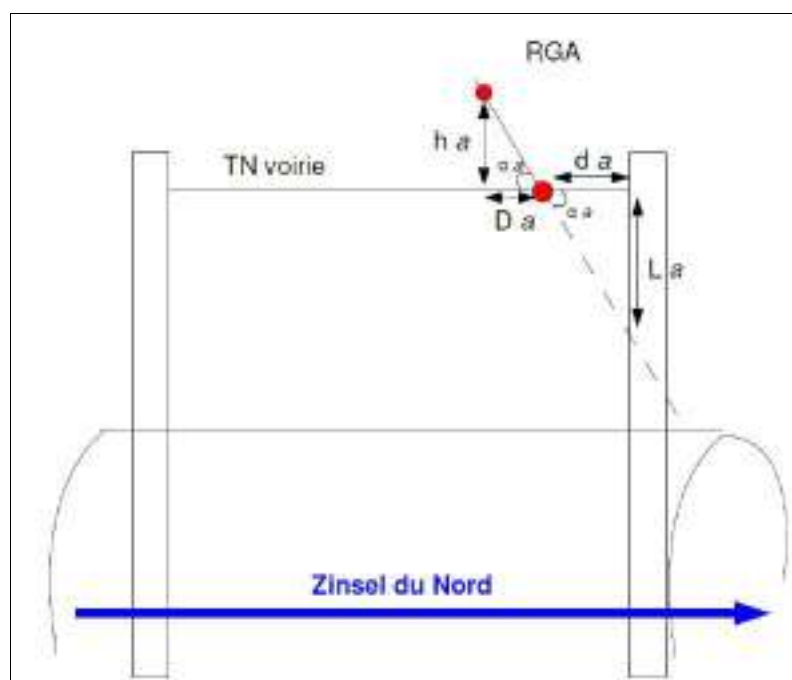
Les travaux étant prévus à proximité immédiate du cours d'eau, on s'attend à la présence d'une nappe d'accompagnement et à des écoulements plus ou moins diffus pouvant affecter les remblais sablo-graveleux au moment des terrassements.

Par ailleurs, d'après le plan topographique fourni, le fond du lit de la Zinsel se situe à la cote NGF 177,91m, soit environ 3m sous le niveau de la voirie au droit de l'ancien pont. Le fil d'eau de la Zinsel n'a pas été mesuré au moment du chantier mais un niveau d'eau a été relevé dans le piézomètre mis en place au droit du sondage PR2, à la cote 179,37 m NGF, soit à environ 1,50m de profondeur par rapport au niveau du terrain actuel.

3.6. SONDAGES DE RECONNAISSANCE DE FONDATIONS :

Deux séries de 4 forages inclinés ont été réalisés sur chacun des deux parapets situés du côté de la salle des fêtes dans le but de reconnaître le niveau d'ancrage de ces derniers.

Le schéma suivant décrit le principe des reconnaissances pour un forage de la série RGA :



Les longueurs **ha**, **da**, et **Da** ont été mesurées sur place directement lors de la mise en place de la machine de forage.

Le principe consiste à retrouver la valeur de l'angle de forage α ainsi que la longueur **La** par trigonométrie.

		Formule	Forage n°1	Forage n°2	Forage n°3	Forage n°4
RGA	h a (m)		1,35	1,45	1,35	1,45
	D a (m)		0,51	0,62	0,53	0,58
	α	= arctan(h a / D a)	69°	65°	69°	68°
	d a (m)		0,66	0,62	0,35	0,18
	L a (m)	= tan (α) x d a	1,72	1,32	0,90	0,45
RGB	h b (m)		1,00	1,10	1,10	1,10
	D b (m)		0,65	0,75	0,75	0,75
	β	= arctan(h b / D b)	56°	56°	56°	56°
	d b (m)		0,2	0,5	1,0	1,5
	L b (m)	= tan (β) x d b	0,30	0,75	1,48	2,20

Les longueurs **La** et **Lb** représentent respectivement pour les séries de sondages RGA et RGB la profondeur à laquelle le forage recoupe la verticale du parapet. Le tableau ci-dessus indique si le forage a percuté le mur (case de couleur verte), ou bien s'il est passé en dessous sans rencontrer des résistance (case de couleur rouge).

Les résultats indiquent une base de mur située entre 0,45 et 0,90m de profondeur au droit de RGA, et entre 0,75m et 1,48m de profondeur au droit de RGB.



Série RGA



Série RGB

Ces forages inclinés permettent d'apprécier avec réserve le niveau d'assise des fondations de l'ancien pont au droit du talus du côté de la salle des fêtes uniquement.

Bien que les murs sont constitués de gros béton, il semble qu'ils soient fondés sur des blocs de grès rose détectés dès 0,30m de profondeur du côté RGB et dès 0,45m de profondeur du côté RGA.

Par ailleurs, des observations menées au niveau des vestiges de l'ancienne voûte qui s'est effondrée, ont permis de constater que le béton composant les parapets avait été coulé sur une hauteur d'environ 1,40m au droit du cours d'eau, afin d'épouser les contours de la voûte en tôle.



Aperçu des fondations côté salle des fêtes (à gauche) et côté rue d'Uhrwiller (à droite)

Nous constatons que du côté de la salle des fêtes le béton semble avoir été directement coulé sur les anciennes rives du cours d'eau, sans ancrage spécifique.

Il semblerait en revanche que les parapets soient fondés différemment du côté de la rue d'Uhrwiller, avec la présence, à la base des murs en béton, de blocs de nature différente des grès roses mentionnés précédemment.

Il apparaît en conclusion que les murs des parapets ne possèdent de pas de fondations ancrées en profondeur sous le lit du cours d'eau, et que ces ouvrages reposent a priori à faible profondeur sur des enrochements.

3.7. SISMICITÉ

Depuis le 22 octobre 2010, la France dispose d'un nouveau zonage sismique divisant le territoire national en cinq zones de sismicité croissante en fonction de la probabilité d'occurrence des séismes (articles R563-1 à R563-8 du Code de l'Environnement modifiés par les décrets [no 2010-1254 du 22 octobre 2010](#) et [no 2010-1255 du 22 octobre 2010](#), ainsi que par l'Arrêté du 22 octobre 2010) :

- une zone de sismicité 1 où il n'y a pas de prescription parasismique particulière pour les bâtiments à risque normal (l'aléa sismique associé à cette zone est qualifié de très faible),
- quatre zones de sismicité 2 à 5, où les règles de construction parasismique sont applicables aux nouveaux bâtiments, et aux bâtiments anciens dans des conditions particulières.

Les nouvelles règles de constructions parasismiques pour les bâtiments ainsi que le nouveau zonage sismique (qui modifient les articles 563-1 à 8 du Code de l'Environnement) sont entrées en vigueur.

Ici, le site (<http://macommune.prim.net>) classe la zone étudiée en **zone 3**.



Ces règles doivent être appliquées au moyen d'un coefficient d'importance g_1 attribué à chacune des catégories d'importance du bâtiment. Les valeurs de ces coefficients sont données par le tableau suivant :



CATEGORIE D'IMPORTANCE	COEFFICIENT D'IMPORTANCE g_1
I	0,8
II	1
III	1.2
IV	1.4

Le mouvement dû au séisme est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération. Il est caractérisé au niveau d'un sol rocheux (**sol de classe A**) par la valeur d'accélération a_{gr} . Les valeurs des accélérations a_{gr} sont données dans le tableau suivant :

ZONES DE SISMICITÉ	a_{gr} (en m/s^2)
2 (faible)	0,7
3 (modérée)	1,1
4 (moyenne)	1,3
5 (forte)	1,6

Dans le cadre de cette étude $a_{gr} = 1,1 m/s^2$.

Au sens de la norme NF-EN-1998-1, on retiendra que le sol est à priori de **classe D** sur les premiers mètres.



Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$v_{s,10}$ (m/s)	N_{60PT} (coups/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	-	-
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360 – 800	> 50	> 250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180	< 15	< 70
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé (PI > 40) et une teneur en eau importante.	< 100 (valeur indicative)	-	10 – 20
S ₂	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S ₁ .			

4. SYNTHÈSE ET PROPOSITION D'UNE SOLUTION DE FONDATION

De l'ensemble de l'étude, nous retiendrons les éléments suivants :

Du point de vue géologique et géotechnique, la présence de remblais sablo-graveleux jusqu'à 1,60m de profondeur de chaque côté du pont, puis 3,40 à 4,20m de limons sableux noirâtres présentant des compacités faibles à moyennes, surmontant des sables et graviers alluvionnaires d'origine vosgienne (fragments de grès rose et petits galets de quartzite) de compacité élevée entre 4,00 et 7,60m de profondeur. Le tout repose en profondeur sur des marnes calcaires bariolées de compacité très élevée.

Du point de vue hydrogéologique, la présence du cours d'eau qui semble drainer des écoulements latéraux au moment des investigations. On notera que ce cours d'eau était en crue quelques jours avant notre intervention, et que le niveau d'eau relevé à 1,38m de profondeur au droit du piézomètre équipant le sondage PR2 pourrait indiquer la présence d'une nappe en berge ou d'écoulements parasites remplissant l'ouvrage.

Du point de vue sismique, selon les nouvelles réglementations qui sont entrées en vigueur le 1^{er} mai 2011, **le projet** se situe en **zone de sismicité 3 (modérée)**, et la classe de sol serait **D** au sens de l'eurocode 8.

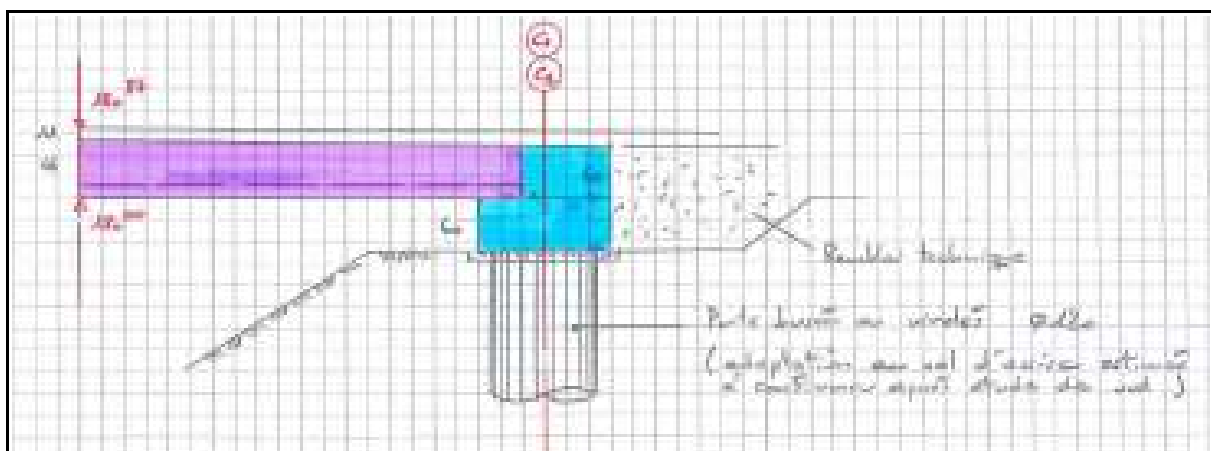
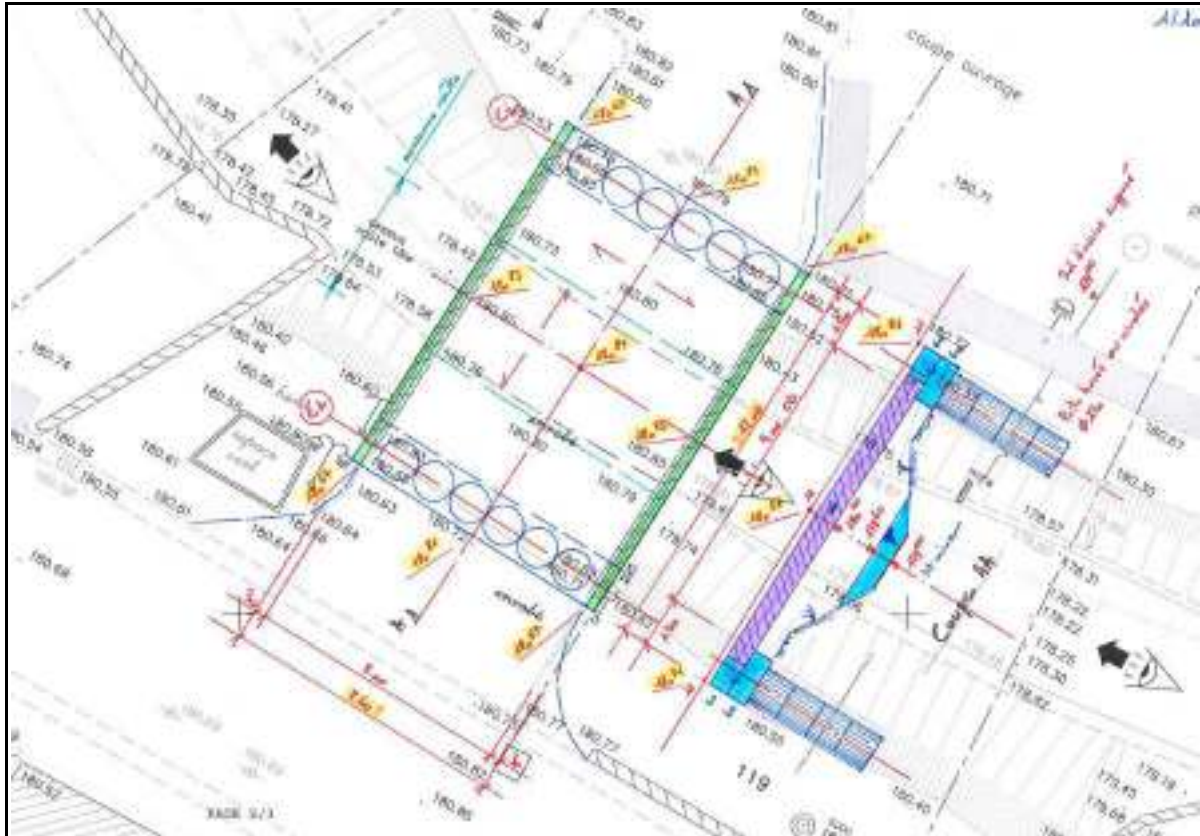
Le projet prévoit la construction d'un nouveau pont en lieu et place de l'ouvrage endommagé afin de rétablir l'accès carrossable à la salle des fêtes.

Compte tenu de ces éléments, l'ouvrage pourra être réalisé sur pieux, voire sur micropieux si les contraintes de site empêchent la mise en place de matériels de gros gabarit.



5. ÉBAUCHE DIMENSIONNELLE DE FONDATIONS SUR PIEUX

Selon la coupe de projet présentée par le BE Structure, les têtes de pieux sont à considérer à la cote 179,40m.



Les prédimensionnements proposés ci-après sont réalisés sur la base de pieux forés tubés à virole récupérée, de catégorie 4 et de classe 1 au sens des eurocodes en vigueur.

Ces pieux sont descendus dans les marnes calcaires présentant des compacités élevées.

Les modèles géologiques et géotechniques découlent des forages pressiométriques PR1 et PR2 réalisés au droit des futures culées de l'ouvrage projeté, ou dans leur environnement proche, les points ayant été calés selon les contraintes du site.

5.1. CULÉE RIVE DROITE – RUE D'UHRWILLER – SONDRAGE PR1 :

Le modèle géotechnique retenu pour les pieux de la culée située en rive droite est le suivant :

Le sol				Paramètres fonction du type de pieu et du type de terrain						
	z (m)	pl ^z ; k (MPa)	terrain	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	courbe	$f_{\text{sol}}[\text{pl}^z]$ (kPa)	qs (kPa)	capacité (kN)	Fact compression	Fact traction
Remblais	179,4	0,4	Sols type Sables Graves	1,4	Q2	24	34	0	1,15	1,4
Limons sableux	179,15	0,6	Argile %CaCO ₃ <30% Limons, Argile Sableuse	1,25	Q1	37	46	*	1,15	1,4
Sables et graviers	175,95	1,1	Sols type Sables Graves	1,4	Q2	52	73	*	1,15	1,4
Marnes calcaires	173,95	3,5	Marne et calcaire-marneux	1,4	Q4	108	151	*	1,15	1,4

On néglige volontairement le frottement latéral dans les remblais de surface.

Par ailleurs, le calcul prend en compte un chemisage d'une longueur de 1m en tête de pieux.

Dans la mesure où les descentes de charges ne sont pas communiquées à ce stade de l'étude, nous proposons un calcul de pieu isolé, en négligeant l'effet de groupe.

En fonction des capacités portante du pieu, il ne sera en effet pas forcément nécessaire de réaliser une file de pieux jointifs comme sur le plan de principe indiqué sur la page précédente.



Le pieu						
					Catégorie	Classe
Type de pieu	4 FTR - Foré tubé (vrole récupérée)				4	1
forme de l'enveloppe de la section du pieu	circulaire					
plus petite largeur ou diamètre du pieu B (m)	1,20					
	calcul	utilisateur				
Aire de la pointe Ab (m²)	1,131	*				<i>laisser * ou mettre * si vous voulez utiliser les valeurs calculées</i>
Périmètre du fût Ps (m)	3,770	*				<i>laisser * ou mettre * si vous voulez utiliser les valeurs calculées</i>
Hauteur de chemisage (m)	1					
Longueurs de pieux testées D (m)	8	9	9,5	10	11	
cote de la pointe (m)	171,4	170,4	169,9	169,4	168,4	

Résistance de pointe					
Longueurs de pieux testées D (m)	8	9	9,5	10	11
couche d'ancrage (Nième)	4	4	4	4	4
ancrage dans la couche porteuse h (m)	2,55	3,55	4,05	4,55	5,55
ple* (MPa)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
ple* utilisateur (MPa)	*	*	*	*	*
Def (m)	3,76	4,76	5,26	5,76	6,76
Def/B	3,13	3,96	4,38	4,80	5,63
kpmax	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
kp	1,28	1,36	1,39	1,43	1,45
qb = kp ple* (MPa)	4,49	4,75	4,88	5,01	5,08
R;d1 en compression	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15
R;d2	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
qb;k = qb / (R;d1 x R;d2) (MPa)	3,55	3,75	3,86	3,96	4,01
Rb;k = Ab.qb;k (kN)	4011	4245	4363	4480	4537

Les valeurs en rouge indiquent les cas où l'ancrage de 3 diamètres n'est pas respecté dans la couche porteuse. On définit donc un pieu de 9,50m de fiche minimum pour un ancrage correct dans les marnes calcaires.

Etats limite de portance et de traction (ELU) et de charge de fluage en compression et en traction (ELS)							
Longueurs de pieux testées D (m)	8	9	9,5	10	11	Etat limite	Observations :
Valeur de calcul de la portance du pieu Rc;d (kN)	5 390	6 013	6 324	6 636	7 097	ELU situations durables et transitoires	Les éléments suivants, potentiellement limitatifs, ne sont pas intégrés aux valeurs de portance calculées :
Valeur de calcul de la portance du pieu Rc;d (kN)	5 929	6 614	6 956	7 299	7 807	ELU situations accidentelles	
Valeur de calcul de la charge de fluage de compression du pieu Rc;crd (kN)	3 720	4 201	4 441	4 682	5 064	ELS combinaisons caractéristiques	
Valeur de calcul de la charge de fluage de compression du pieu Rc;crd (kN)	3 044	3 437	3 634	3 830	4 143	ELS combinaisons quasi permanentes	
Valeur de calcul de la résistance de traction du pieu Rt;d (kN)	1 370	1 692	1 853	2 014	2 336	ELU situations durables et transitoires	- effet de bloc, - flambement, - effets limitatifs liés à l'effet de cône en traction - sollicitations cycliques
Valeur de calcul de la résistance de traction du pieu Rt;d (kN)	1 125	1 390	1 522	1 654	1 918	ELU UPL	
Valeur de calcul de la résistance de traction du pieu Rt;d (kN)	1 500	1 853	2 029	2 205	2 558	ELU situations accidentelles	
Valeur de calcul de la charge de fluage de traction du pieu Rt;crd (kN)	1 003	1 238	1 356	1 474	1 709	ELS combinaisons caractéristiques	
Valeur de calcul de la charge de fluage de traction du pieu Rt;crd (kN)	735	908	994	1 081	1 253	ELS combinaisons quasi permanentes	

Attention, pour une ligne de 6 pieux jointifs de diamètre 1200mm, l'effet de groupe abaissera considérablement la capacité de reprise d'efforts des pieux avec u coefficient ce=0,58.



5.2. CULÉE RIVE GAUCHE – CÔTÉ SALLE DES FÊTES – SONDAGE PR2 :

Le modèle géotechnique retenu pour les pieux de la culée située en rive gauche est le suivant :

Le sol				Paramètres fonction du type de pieu et du type de terrain						
	z (m)	pl [*] ; k (MPa)	terrain	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	courbe	$f_{\text{sol}}[\text{pl}^*]$ (kPa)	qs (kPa)	cp, utilisateur (kPa)	F _{cd} compression	F _{cd} traction
Remblais	179,4	0,4	Sols type Sables Graves	1,4	Q2	24	34	0	1,15	1,4
Limons sableux	179,15	0,4	Argile %CaCO ₃ -30% Limons, Argile Sableuse	1,25	Q1	31	39	*	1,15	1,4
Sables et graviers	176,75	2,3	Sols type Sables Graves	1,4	Q2	78	90	*	1,15	1,4
Marnes calcaires	173,15	3,5	Marne et calcaire-marneux	1,4	Q4	108	151	*	1,15	1,4

On néglige volontairement le frottement latéral dans les remblais de surface.

Le calcul prend en compte un chemisage d'une longueur de 1m en tête de pieux.

Le pieu									
							Catégorie	Classe	
Type de pieu	4 FTR - Foré tubé (virole récupérée)						4	1	
forme de l'enveloppe de la section du pieu	circulaire								
plus petite largeur ou diamètre du pieu B (m)	1,20								
	calcul	utilisateur							
Aire de la pointe Ab (m ²)	1,131	*	laisser * ou mettre * si vous voulez utiliser les valeurs calculées						
Périmètre du fût Ps (m)	3,770	*	laisser * ou mettre * si vous voulez utiliser les valeurs calculées						
Hauteur de chemisage (m)	1								
Longueurs de pieux testées D (m)	9	9,5	10	11	12				
cote de la pointe (m)	170,4	169,9	169,4	168,4	167,4				

Ici également, on ne considère en première approche que des pieux isolés sans aucun effet de groupe.



Résistance de pointe					
Longueurs de pieux testées D (m)	9	9,5	10	11	12
couche d'ancrage (Nième)	4	4	4	4	4
ancrage dans la couche porteuse h (m)	2,75	3,25	3,75	4,75	5,75
ple* (MPa)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
ple* utilisateur (MPa)	*	*	*	*	*
Def (m)	5,42	5,92	6,42	7,42	8,42
Def/B	4,52	4,93	5,35	6,18	7,02
k _{pmax}	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
k _p	1,41	1,44	1,45	1,45	1,45
q _b = k _p ple* (MPa)	4,92	5,05	5,08	5,08	5,08
R; d1 en compression	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15
R; d2	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
q _b ; k = q _b / (R; d1 x R; d2) (MPa)	3,89	3,99	4,01	4,01	4,01
R _b ; k = A _b .q _b ; k (kN)	4401	4518	4537	4537	4537

Etats limite de portance et de traction (ELU) et de charge de fluage en compression et en traction (ELS)							
Longueurs de pieux testées D (m)	9	9,5	10	11	12	Etat limite	Observations :
Valeur de calcul de la portance du pieu R _{c;d} (kN)	6 178	6 490	6 712	7 122	7 531	ELU situations durables et transitoires	Les éléments suivants, potentiellement limitatifs, ne sont pas intégrés aux valeurs de portance calculées :
Valeur de calcul de la portance du pieu R _{c;d} (kN)	6 796	7 139	7 383	7 834	8 285	ELU situations accidentelles	
Valeur de calcul de la charge de fluage de compression du pieu R _{c;cr;d} (kN)	4 308	4 548	4 734	5 085	5 435	ELS combinaisons caractéristiques	
Valeur de calcul de la charge de fluage de compression du pieu R _{c;cr;d} (kN)	3 525	3 721	3 874	4 160	4 447	ELS combinaisons quasi permanentes	- effet de bloc, - flambement, - effets limitatifs liés à l'effet de cône en traction - sollicitations cycliques
Valeur de calcul de la résistance de traction du pieu R _{t;d} (kN)	1 711	1 872	2 033	2 355	2 677	ELU situations durables et transitoires	
Valeur de calcul de la résistance de traction du pieu R _{t;d} (kN)	1 406	1 538	1 670	1 934	2 199	ELU UPL	
Valeur de calcul de la résistance de traction du pieu R _{t;d} (kN)	1 874	2 050	2 227	2 579	2 932	ELU situations accidentelles	
Valeur de calcul de la charge de fluage de traction du pieu R _{t;cr;d} (kN)	1 252	1 370	1 488	1 723	1 959	ELS combinaisons caractéristiques	
Valeur de calcul de la charge de fluage de traction du pieu R _{t;cr;d} (kN)	918	1 005	1 091	1 264	1 436	ELS combinaisons quasi permanentes	

Attention, pour une ligne de 6 pieux jointifs de diamètre 1200mm, l'effet de groupe abaissera considérablement la capacité de reprise d'efforts des pieux avec un coefficient $ce=0,58$.

5.3. SUJÉTIONS D'EXÉCUTION

Elles sont liées :

- à la place disponible et aux réseaux aériens qui pourraient compromettre la mise en station du matériel,
- au respect de l'ancrage de 3 diamètres dans les marnes calcaires de compacité très élevée, reconnues à partir de 7,00m à 7,60m de profondeur/TN environ au droit des sondages,



- aux approfondissement des ancrages en cas de rencontre de matériaux décomprimés,
- à l'éventuel trépannage de l'ancrage,
- à la présence de la nappe à faible profondeur, et au risque de pistonnage à la remontée des tubes,
- au curage soigné du fond des pieux,
- au ferrailage des pieux,
- aux variations des fiches des pieux en fonction du niveau de rencontre du toit des marnes calcaires de compacité très élevée et du niveau fini considéré,
- à la prise en compte des risques sismiques,
- au contrôle des quantités de béton injectées, des dispositions constructives pour limiter les pertes seront apportées (chemisage, chaussette, injections préalables...),
- à l'enregistrement des paramètres de forages. C'est la compacité qui guidera l'ancrage des fondations,
- aux risques d'expansion des pieux dans les couches limoneuses lors de la remontée du tubage et donc aux surconsommations de béton, en particulier dans les 4 à 5 premiers mètres,
- au chemisage des pieux en tête sur le premiers mètre,



6. ÉBAUCHE DIMENSIONNELLE DE FONDATIONS SUR MICROPIEUX

Le prédimensionnement est réalisé pour de micropieux de type II de catégorie 18 et classe, en diamètre 250mm.

Pour le calcul, nous considérons les valeurs de frottement axial unitaire de la technique de pieu foré simple.

6.1. CULÉE RIVE DROITE – RUE D'UHRWILLER – SONDRAGE PR1 :

Le modèle géotechnique utilisé est le suivant :

Le sol			Paramètres fonction du type de pieu et du type de terrain							
	z (m)	pl ^z ;k (MPa)	terrain	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	courbe	$f_{\text{so}}[\text{pl}^z]$ (kPa)	qs (kPa)	$\sigma_{\text{H}}^{\text{L}}[\text{pl}^z]$ (kPa)	$\sigma_{\text{H}}^{\text{C}}[\text{pl}^z]$ (kPa)	$\sigma_{\text{H}}^{\text{R}}[\text{pl}^z]$ (kPa)
Remblais	179,4	0,4	Sols type Sables Graves	1	Q2	24	24	0	2	2
Limons sableux	179,15	0,6	Argile %CaCO3<30% Limons, Argile Sableuse	1,1	Q1	37	40	40	2	2
Sables et graviers	175,95	1,1	Sols type Sables Graves	1	Q2	52	52	52	2	2
Marnes calcaires	173,95	3,5	Marne et calcaire-marneux	1,5	Q4	108	162	162	2	2

Le dimensionnement tient compte d'un chemisage des micropieux sur le premier mètre. Le calcul proposé ci-après est réalisé pour des longueurs de micropieux comprises entre 6 et 14m.

Le pieu									
Type de pieu	18 M2 - Micropieu type II					Catégorie	18	Classe	1
forme de l'enveloppe de la section du pieu	circulaire								
plus petite largeur ou diamètre du pieu B (m)	0,25								
	calcul	utilisateur							
Aire de la pointe Ab (m²)	négligé	*	laisser * ou mettre * si vous voulez utiliser les valeurs calculées						
Périmètre du fût Ps (m)	0,785	*	laisser * ou mettre * si vous voulez utiliser les valeurs calculées						
Hauteur de chemisage (m)	1								
Longueurs de pieux testées D (m)	6	8	10	12	14				
cote de la pointe (m)	173,4	171,4	169,4	167,4	165,4				



Résistance de pointe					
Longueurs de pieux testées D (m)	6	8	10	12	14
couche d'ancrage (Nième)	4	4	4	4	4
ancrage dans la couche porteuse h (m)	0,55	2,55	4,55	6,55	8,55
ple* (MPa)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
ple* utilisateur (MPa)	*	*	*	*	*
Def (m)	1,16	2,50	2,50	2,50	2,50
Def/B	4,65	10,00	10,00	10,00	10,00
k _{pmax}	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
k _p	1,42	1,45	1,45	1,45	1,45
q _b = k _p ple* (MPa)	4,97	5,08	5,08	5,08	5,08
R; d1 en compression	2	2	2	2	2
R; d2	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
q _b ; k = q _b / (R; d1 x R; d2) (MPa)	2,26	2,31	2,31	2,31	2,31
R _b ; k = A _b .q _b ; k (kN)	0	0	0	0	0

La valeur d'ancrage en rouge) indique simplement que le pieu de 6m ne respecte par le critère des 3 diamètres.

Etats limite de portance et de traction (ELU) et de charge de fluage en compression et en traction (ELS)							
Longueurs de pieux testées D (m)	6	8	10	12	14	Etat limite	Observations :
Valeur de calcul de la portance du pieu R _c ; d (kN)	94	200	305	410	515	ELU situations durables et transitoires	Les éléments suivants, potentiellement limitatifs, ne sont pas intégrés aux valeurs de portance calculées :
Valeur de calcul de la portance du pieu R _c ; d (kN)	104	220	335	451	567	ELU situations accidentelles	
Valeur de calcul de la charge de fluage de compression du pieu R _c ; d (kN)	81	171	261	351	441	ELS combinaisons caractéristiques	
Valeur de calcul de la charge de fluage de compression du pieu R _c ; d (kN)	66	140	213	287	361	ELS combinaisons quasi permanentes	
Valeur de calcul de la résistance de traction du pieu R _t ; d (kN)	90	191	292	392	493	ELU situations durables et transitoires	- effet de bloc, - flambement, - effets limitatifs liés à l'effet de cône en traction - sollicitations cycliques
Valeur de calcul de la résistance de traction du pieu R _t ; d (kN)	74	157	239	322	405	ELU UPL	
Valeur de calcul de la résistance de traction du pieu R _t ; d (kN)	99	209	319	429	540	ELU situations accidentelles	
Valeur de calcul de la charge de fluage de traction du pieu R _t ; d (kN)	66	140	213	287	361	ELS combinaisons caractéristiques	
Valeur de calcul de la charge de fluage de traction du pieu R _t ; d (kN)	48	102	156	210	264	ELS combinaisons quasi permanentes	



6.2. CULÉE RIVE GAUCHE – CÔTÉ SALLE DES FÊTES – SONDRAGE PR2 :

Le modèle géotechnique utilisé est le suivant :

Le sol			Paramètres fonction du type de pieu et du type de terrain							
	z (m)	pl [*] ;k (MPa)	terrain	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	courbe	$f_{\text{sol}}[\text{pl}^*]$ (kPa)	qs (kPa)	$c_{\text{p}}^{\text{utilisat}}$ (kPa)	$R_{\text{cd}}^{\text{comp}}$ (G)	$R_{\text{cd}}^{\text{traci}}$ (G)
Remblais	179,4	0,4	Sols type Sables Graves	1	Q2	24	24	0	2	2
Limons sableux	179,15	0,4	Argile %CaCO ₃ <30% Limons, Argile Sableuse	1,1	Q1	31	34	34	2	2
Sables et graviers	176,75	2,3	Sols type Sables Graves	1	Q2	78	78	78	2	2
Marnes calcaires	173,15	3,5	Marne et calcaire-marneux	1,5	Q4	108	162	162	2	2

Le dimensionnement tient compte d'un chemisage des micropieux sur le premier mètre. Le calcul proposé ci-après est réalisé pour des longueurs de micropieux comprises entre 6 et 14m.

Le pieu							
					Catégorie	Classe	
Type de pieu	18 M2 - Micropieu type II					18	1
forme de l'enveloppe de la section du pieu	circulaire						
plus petite largeur ou diamètre du pieu B (m)	0,25						
	calcul	utilisateur					
Aire de la pointe Ab (m²)	négligé	*		laisser * ou mettre * si vous voulez utiliser les valeurs calculées			
Périmètre du fût Ps (m)	0,785	*		laisser * ou mettre * si vous voulez utiliser les valeurs calculées			
Hauteur de chemisage (m)	1						
Longueurs de pieux testées D (m)	6	8	10	12	14		
cote de la pointe (m)	173,4	171,4	169,4	167,4	165,4		

Résistance de pointe					
Longueurs de pieux testées D (m)	6	8	10	12	14
couche d'ancrage (Nième)	3	4	4	4	4
ancrage dans la couche porteuse h (m)	3,35	1,75	3,75	5,75	7,75
ple* (MPa)	2,3	3,5	3,5	3,5	3,5
ple* utilisateur (MPa)	*	*	*	*	*
Def (m)	2,50	2,24	2,50	2,50	2,50
Def/B	10,00	8,97	10,00	10,00	10,00
kpmax	1,1	1,45	1,45	1,45	1,45
kp	1,10	1,45	1,45	1,45	1,45
qb = kp ple* (MPa)	2,53	5,08	5,08	5,08	5,08
R;d1 en compression	2	2	2	2	2
R;d2	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
qb;k = qb / (R;d1 x R;d2) (MPa)	1,15	2,31	2,31	2,31	2,31
Rb;k = Ab.qb;k (kN)	0	0	0	0	0



Etats limite de portance et de traction (ELU) et de charge de fluage en compression et en traction (ELS)								
Longueurs de pieux testées D (m)	6	8	10	12	14	Etat limite		Observations :
Valeur de calcul de la portance du pieu $R_{c;d}$ (kN)	103	201	307	412	517	ELU situations durables et transitoires		Les éléments suivants, potentiellement limitatifs, ne sont pas intégrés aux valeurs de portance calculées :
Valeur de calcul de la portance du pieu $R_{c;d}$ (kN)	113	221	337	453	568	ELU situations accidentelles		
Valeur de calcul de la charge de fluage de compression du pieu $R_{c;cr;d}$ (kN)	88	172	262	352	442	ELS combinaisons caractéristiques		
Valeur de calcul de la charge de fluage de compression du pieu $R_{c;cr;d}$ (kN)	72	141	215	288	362	ELS combinaisons quasi permanentes		
Valeur de calcul de la résistance de traction du pieu $R_{t;d}$ (kN)	99	193	293	394	494	ELU situations durables et transitoires		- effet de bloc, - flambement, - effets limitatifs liés à l'effet de cône en traction - sollicitations cycliques
Valeur de calcul de la résistance de traction du pieu $R_{t;d}$ (kN)	81	158	241	323	406	ELU UPL		
Valeur de calcul de la résistance de traction du pieu $R_{t;d}$ (kN)	108	211	321	431	541	ELU situations accidentelles		
Valeur de calcul de la charge de fluage de traction du pieu $R_{t;cr;d}$ (kN)	72	141	215	288	362	ELS combinaisons caractéristiques		
Valeur de calcul de la charge de fluage de traction du pieu $R_{t;cr;d}$ (kN)	53	103	157	211	265	ELS combinaisons quasi permanentes		

6.3. SUJÉTIONS D'EXÉCUTION

Elles sont liées entre autre :

- à l'acheminement du matériel,
- aux espaces disponibles, et à la présence de réseaux aériens et souterrains,
- à la réalisation de micropieux autoforeurs,
- à la conduite des injections et aux pertes de coulis,
- au contrôle de la quantité minimale de coulis estimé à 1.5 Vs où Vs est le volume du forage avant injection sur la hauteur injectée, et au contrôle des pressions d'injection et surtout à la notion de pression effective d'injection,
- à la mise en place à l'intérieur du forage et d'un système d'injection par tube à manchettes,
- au contrôle de la nature des coulis,



- à la variation possible de l'altimétrie du toit des formations marno-calcaires (on prendra soin de prévoir l'enregistrement des paramètres de forage afin de vérifier ces variations éventuelles et de les compenser par des surprofondeurs des micropieux), en particulier si les épaisseurs de limons sableux étaient plus importantes,
- à la mise en place de centreurs en nombre suffisant,
- à la mise en place d'armatures dans les micropieux par tube pétrolier ou barre et à la vérification des micropieux vis à vis du flambement,
- à la présence d'eau, et donc aux précautions spéciales qui devront être prises dans la conduite et l'équipement du forage pour éviter tout éboulement et entraînement de terrain,
- à la reprise des efforts horizontaux,
- à l'utilisation d'un coulis de ciment avec un C/E de 2,
- à la prise en compte des efforts sismiques,
- au chemisage des micropieux sur le premier mètre.



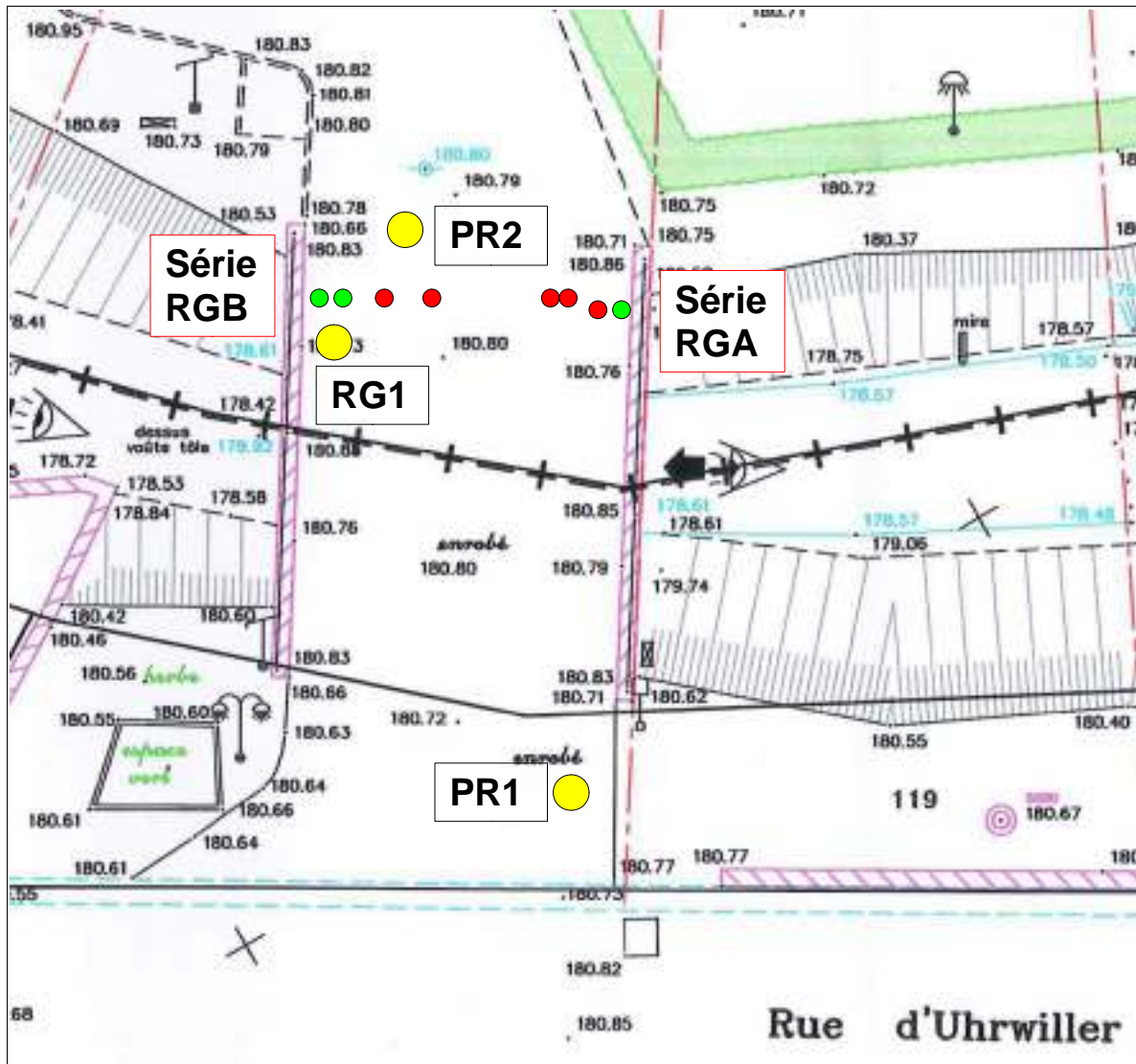
Nous restons à la disposition **de la Commune de Zinswiller**, et tous les intervenants pour tous renseignements complémentaires.

Dressé par Rénauld RONDEAU



ANNEXE 1
Plan d'implantation des sondages

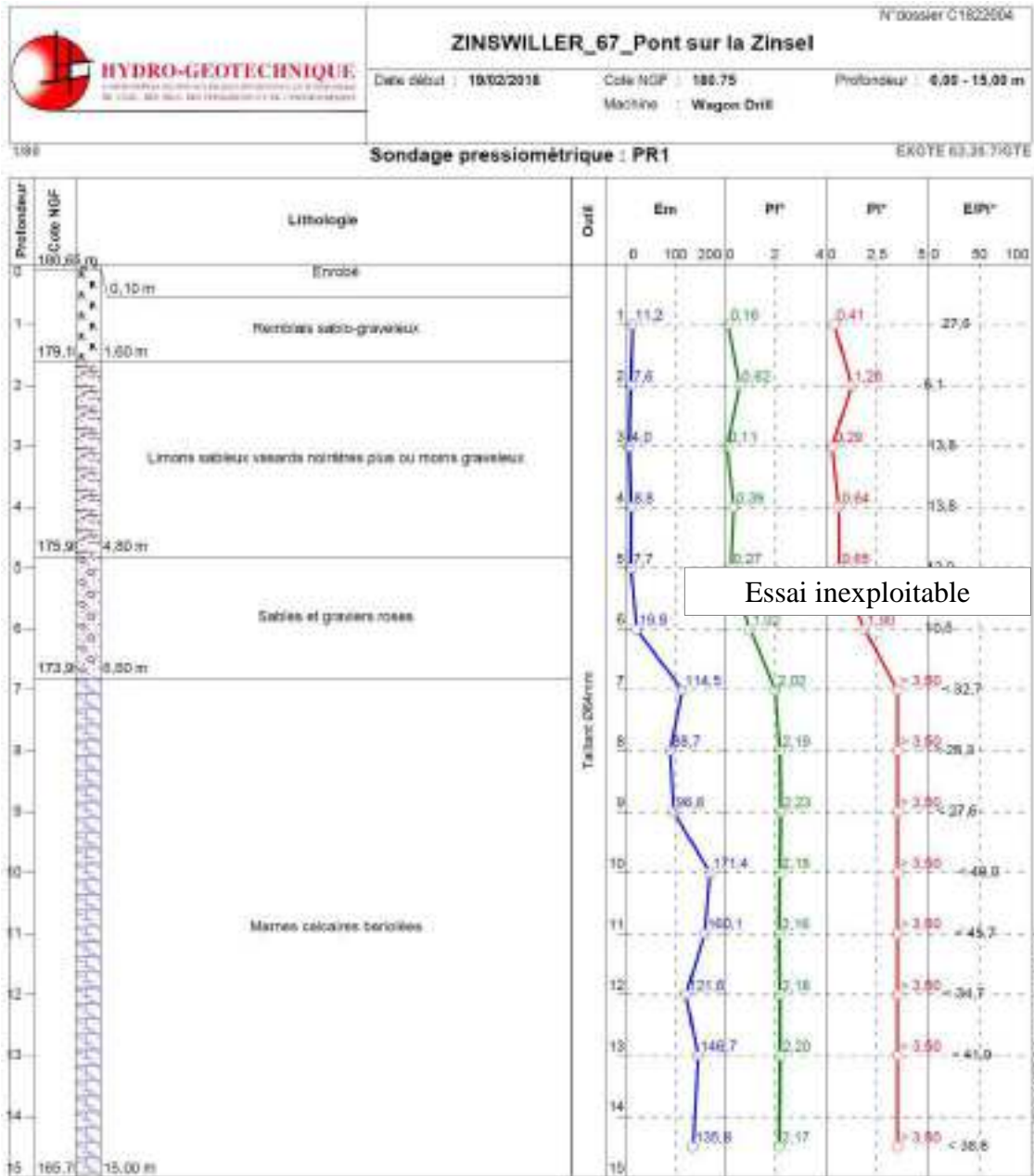





Sondages	Cote NGF
PR1	180,75
PR2	180,75
RG1	180,73
Série RGA	~180,70
Série RGB	~180,70
FE Zinsel	177,91
Lit Zinsel	178,61

ANNEXE 2
Profils pressiométriques







HYDRO-GEOTECHNIQUE
UNIVERSITÉ DE BRUXELLES - UNIVERSITÉ DE LIÈGE
 1050 BRUXELLES - 4000 SARTILLY (S) - BELGIUM

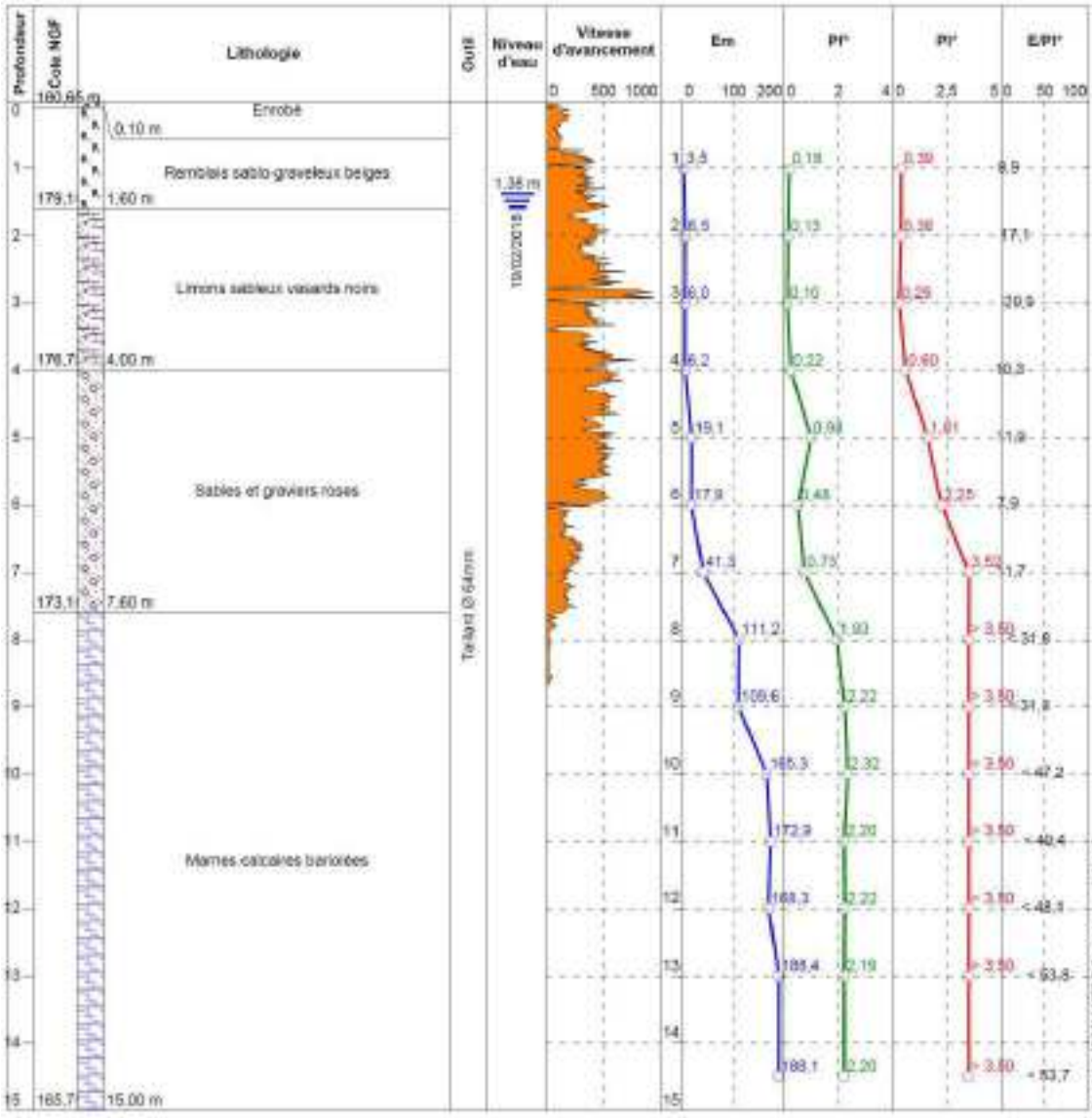
ZINSWILLER_67_Pont sur la Zinsel

N° dossier : C1822004

Date début : 16/02/2018 Cote NGF : 195.75 Profondeur : 0,00 - 15,00 m

Machine : Wagon Drill

Sondage pressiométrique : PR2 EXGTE 63.38.7%LUT3EPF510FR



ANNEXE 3
Missions géotechniques



CLASSIFICATION DES MISSIONS TYPES D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE

(extraite de la norme NFP 94-500 - Novembre 2013)

ETAPE 3 : ETUDES GEOTECHNIQUES DE REALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)

ETUDE ET SUIVI GEOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

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

Phase Etude

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Etudier 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).
- Elaborer 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 Etude.
- 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).
- Etablir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

SUPERVISION GEOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)

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

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



SCHÉMA D'ENCHAÎNEMENT DES MISSIONS GÉOTECHNIQUES

(extrait de la norme NFP 94-500 - Novembre 2013)

Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique (GN) et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau de management des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
Etape 1 : Etude géotechnique préalable (G1)		Etude géotechnique préalable (G1) Phase Etude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Etude préliminaire, esquisse, APS	Etude 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
Etape 2 : Etude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Etude 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	Etude 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	Etude 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		
Etape 3 : Etudes géotechniques de réalisation (G3/G4)		A la charge de l'entreprise	A la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Etude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Etude (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)	Etude 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	Etude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Suivi (en interaction avec la phase Etude)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision du suivi géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision de l'étude)	Exécution des travaux en toute sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage	Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux		
A toute étape d'un projet ou sur un ouvrage existant	Diagnostic	Diagnostic géotechnique (G5)		Influence d'un élément géotechnique spécifique sur le projet ou sur l'ouvrage existant	Influence de cet élément géotechnique sur les risques géotechniques identifiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié



UNION SYNDICALE GÉOTECHNIQUE
CONDITIONS GÉNÉRALES DES MISSIONS GÉOTECHNIQUES
(version du 27.06.2000, mise à jour Hydrogéotechnique décembre 2006)

1. CADRE DE LA MISSION

Par référence à la CLASSIFICATION DES MISSIONS GEOTECHNIQUES TYPES (Norme NFP 94-500), il appartient au maître d'ouvrage et à son maître d'œuvre de veiller à ce que toutes les missions géotechniques nécessaires à la conception puis à l'exécution de l'ouvrage soient engagées avec les moyens opportuns et confiées à des hommes de l'Art.

L'enchaînement des missions géotechniques suit la succession des phases d'élaboration du projet, chacune de ces missions ne couvrant qu'un domaine spécifique de la conception ou de l'exécution.

En particulier :

- les missions G1, G2, G3, G4 sont réalisées dans l'ordre successif,
- une mission confiée à notre société peut ne contenir qu'une partie des prestations décrites dans la mission type correspondante,
- une Prestations d'investigations géotechniques engage notre société uniquement sur la conformité des travaux exécutés à ceux contractuellement commandés et l'exactitude des résultats qu'elle fournit,
- une mission type G1 à G5 n'engage notre société sur son devoir de conseil que dans le cadre strict, d'une part, des objectifs explicitement définis dans notre proposition technique sur la base de laquelle la commande et ses avenants éventuels ont été établis, d'autre part, du projet du client décrit par les documents graphiques ou plans cités dans le rapport,
- une mission type G1 ou G5 exclut tout engagement de notre société sur les quantités, coûts et délais d'exécution des futurs ouvrages géotechniques,
- une mission type G2 engage notre société en tant qu'assistant technique à la maîtrise d'œuvre dans les limites du contrat fixant l'étendue de la mission et la (ou les) parties(s) d'ouvrage(s) concerné(s).

La responsabilité de notre société ne saurait être engagée en dehors du cadre de la mission géotechnique objet du rapport. En particulier, toute modification apportée au projet ou à son environnement nécessite la réactualisation du rapport géotechnique dans le cadre d'une nouvelle mission.



2. RECOMMANDATIONS

Il est précisé que l'étude géotechnique repose sur une reconnaissance du sol dont la maille ne permet pas de lever la totalité des aléas toujours possibles en milieu naturel. En effet, des hétérogénéités, naturelles ou du fait de l'homme, des discontinuités et des aléas d'exécution peuvent apparaître compte tenu du rapport entre le volume échantillonné ou testé et le volume sollicité par l'ouvrage, et ce d'autant plus que ces singularités éventuelles peuvent être limitées en extension. Les éléments géotechniques nouveaux mis en évidence lors de l'exécution, pouvant avoir une influence sur les conclusions du rapport, doivent immédiatement être signalés au géotechnicien chargé du suivi ou de la supervision géotechnique d'exécution (missions G3 et G4) afin qu'il en analyse les conséquences sur les conditions d'exécution, voire la conception de l'ouvrage géotechnique.

Si un caractère évolutif particulier a été mis en lumière (notamment glissement, érosion, dissolution, remblais évolutifs, tourbe), l'application des recommandations du rapport nécessite une validation à chaque étape suivante de la conception ou de l'exécution. En effet, un tel caractère évolutif peut remettre en cause ces recommandations, notamment s'il s'écoule un laps de temps important avant leur mise en œuvre.

3. RAPPORT DE LA MISSION

Le rapport géotechnique constitue le compte-rendu de la mission géotechnique définie par la commande au titre de laquelle il a été établi et dont les références sont rappelées en tête. A défaut de clauses spécifiques contractuelles, la remise du rapport géotechnique fixe la fin de la mission.

Un rapport géotechnique et toutes ses annexes identifiées constituent un ensemble indissociable. Les deux exemplaires de référence en sont les deux originaux conservés ; un par le client et le second par notre société. Dans ce cadre, toute autre interprétation qui pourrait être faite d'une communication ou reproduction partielle ne saurait engager la responsabilité de notre société. En particulier l'utilisation même partielle de ces résultats et conclusions par un autre maître d'ouvrage ou par un autre ouvrage que celui objet de la mission confiée ne pourra en aucun cas engager la responsabilité de notre société et pourra entraîner des poursuites judiciaires.

