



UNE EXPERTISE QUI FAIT LA DIFFÉRENCE

Juillet 2014

Maître d'Ouvrage : DREAL

Direction Régionale de l'Environnement
de l'Aménagement et du Logement de Midi-Pyrénées

Maître d'œuvre : DIRSO

Direction Interdépartementale des Routes
du Sud-Ouest



RN88 – Aménagement à 2x2 voies

Section : Contournement de BARAQUEVILLE (12) - TOARCE1

OUVRAGE OA11Pi

Etude géotechnique

Dossier : STL1.B.0247.0006



DIRECTION REGIONALE MIDI-PYRENEES

Agence de BALMA

2 avenue de Flourens
31130 BALMA

Téléphone :

Télécopie :

Email :

05 62 71 80 00

05 62 71 80 05

cebtptoulouse@groupe-cebtp.com

<i>DREAL</i> OUVRAGE OA11Pi Contournement de BARAQUEVILLE (12) - TOARCE1 Etude géotechnique							
Dossier : STL1.B.0247.0006					Contrat : STL1.D.0038		
Indice	Date	Chargé d'affaire	Visa	Vérifié par	Visa	Contenu	Observations
1	03/06/14	Christel PORTIER		Vincent PERSET		34 pages 4 annexes	
2	08/07/14	Christel PORTIER		Vincent PERSET		34 pages 4 annexes	Modifications suite au mail DIRSO du 07/07/14

A compter du paiement intégral de la mission, le client devient libre d'utiliser le rapport et de le diffuser à condition de respecter et de faire respecter les limites d'utilisation des résultats qui y figurent et notamment les conditions de validité et d'application du rapport.

SOMMAIRE

1	PLANS DE SITUATION	5
1.1	EXTRAIT DE CARTE IGN	5
1.2	IMAGE AERIENNE	5
2	CONTEXTE DE L'ETUDE	6
2.1	DONNEES GENERALES	6
2.1.1	Généralités	6
2.1.2	Documents communiqués	6
2.2	DESCRIPTION DU SITE	7
2.2.1	Topographie, occupation du site et avoisinants	7
2.2.2	Contextes géotechnique, hydrogéologique et sismique	8
2.3	CARACTERISTIQUES DU PROJET	9
2.3.1	Description de l'ouvrage	9
2.3.2	Sollicitations appliquées aux fondations	10
2.3.3	Terrassements prévus	11
2.4	MISSION GINGER CEBTP	11
3	INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES	12
3.1	IMPLANTATION ET NIVELLEMENT	12
3.2	SONDAGES, ESSAIS ET MESURES IN SITU	12
4	SYNTHESE DES INVESTIGATIONS	14
4.1	ANALYSE ET SYNTHESE GEOTECHNIQUE	14
4.1.1	Lithologie	14
4.1.2	Caractéristiques géo-mécaniques	15
4.2	SYNTHESE HYDROGEOLOGIQUE	15
4.3	RISQUES NATURELS	15
5	MODELE GEOTECHNIQUE	16
5.1	LITHOLOGIE ET CARACTERISTIQUES MECANQUES	16
5.2	HYDROGEOLOGIE	16
5.3	REPRESENTATIVITE DES RECONNAISSANCES	16
6	TERRASSEMENTS ET REMBLAIS CONTIGUS	17
6.1	GENERALITES	17
6.2	REALISATION DES TERRASSEMENTS	17
6.2.1	Traficabilité en phase chantier	17
6.2.2	Terrassabilité des matériaux	17
6.2.3	Drainage en phase chantier	17
6.2.4	Pente des talus provisoires	18

6.3	REMBLAIS CONTIGUS.....	18
7	FONDATIONS DE L'OUVRAGE	21
7.1	FONDATIONS ENVISAGEABLES DE L'OUVRAGE, DES MURS EN RETOUR.....	21
7.2	METHODE DE CALCUL.....	21
7.3	FONDATIONS DE L'OUVRAGE PIPO	22
7.4	FONDATIONS DES MURS EN RETOUR	28
7.4.1	Hypothèses de calculs	28
7.4.2	Bilan des forces	29
7.4.3	Calcul des efforts	30
7.4.4	Calcul de l'excentricité	31
7.4.5	Vérification du mur au glissement	31
7.4.6	Vérification du mur au poinçonnement à l'ELU	32
7.4.7	Sujétions d'exécution	33
7.4.8	Tassements	33
8	OBSERVATIONS MAJEURES	34

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

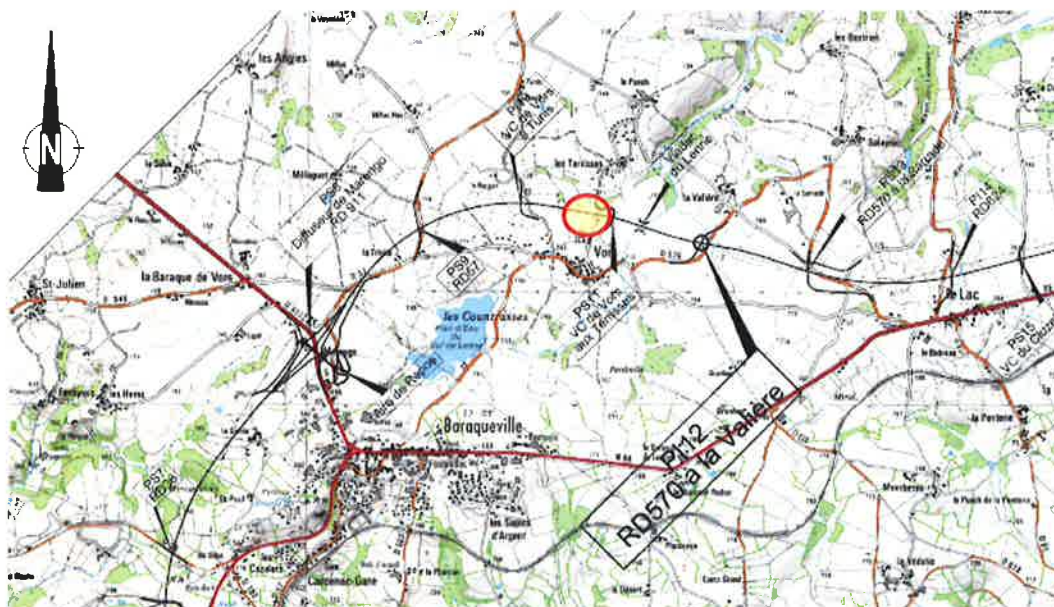
ANNEXE 2 – PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES

ANNEXE 3 – SONDAGES DESTRUCTIFS

ANNEXE 4 – SONDAGES EGIS / FONDASOL

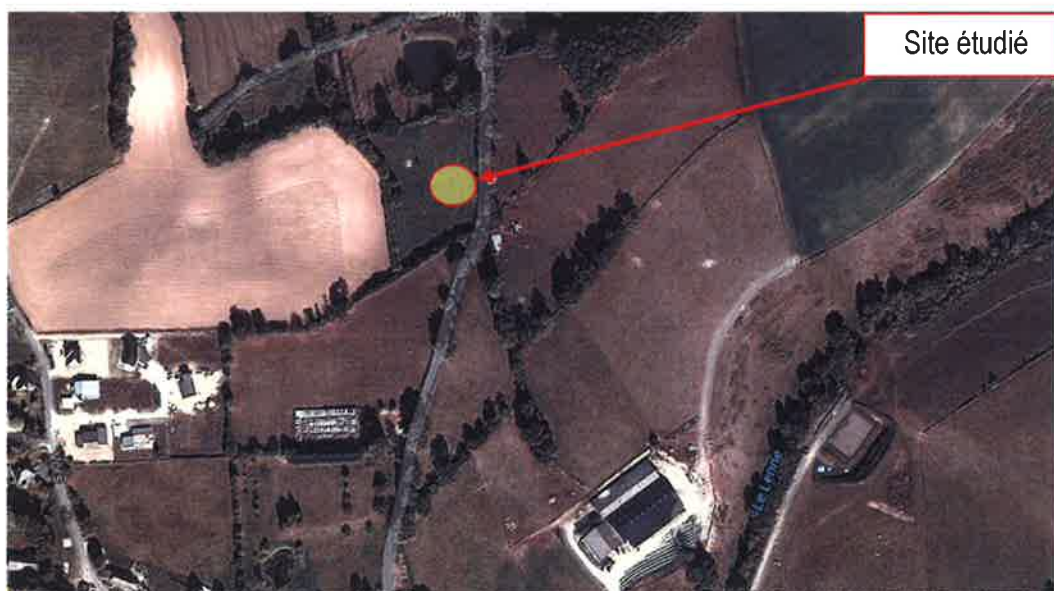
1 PLANS DE SITUATION

1.1 Extrait de carte IGN



Source : CartoExplorer 3

1.2 Image aérienne



Source : www.maps.google.fr

2 CONTEXTE DE L'ETUDE

2.1 Données générales

2.1.1 Généralités

Nom de l'opération : OUVRAGE OA11Pi

Localisation: En bordure de la voie communale de Vors aux Terrisses

Commune : Contournement de BARAQUEVILLE (12) - TOARCE1

Code postal : 12160

Maître d'ouvrage : DREAL – Direction Régionale de l'Environnement de l'Aménagement et du logement de Midi-Pyrénées

Maître d'œuvre : DIRSO – Direction Interdépartementale des Routes du Sud-Ouest

2.1.2 Documents communiqués

La DIRSO nous a remis en format pdf, l'ensemble des documents du dossier projet concernant l'ouvrage OA11 (ancienne implantation de l'ouvrage de rétablissement de la voie communale Vors/Terrisses), à savoir :

- La note de présentation PRO – 9.12.1 du 03/08/2012,
- Le plan de situation PRO – 9.12.2.1 du 03/08/2012,
- Le plan d'ensemble PRO – 9.12.2.2 d'août 2012,
- Vues en plan et élévations PRO – 9.12.2.3 d'août 2012,
- Plans appuis PRO – 9.12.2.4 d'août 2012,
- L'avant-métré PRO – 9.12.3.1 du 03/08/2012,
- Le détail estimatif PRO – 9.12.3.2 du 03/08/2012,
- L'estimation PRO – 9.12.3.3 du 03/08/2012,
- Le dossier géotechnique – PRO 9.12.4 version 2 de juin 2012.

Il est à noter que l'ouvrage a été déplacé. Il se situe désormais côté Ouest de la voie communale Vors/Terrisses. De plus, alors que lors de la première étude l'ouvrage était de type passage supérieur (PS), il a finalement été retenu un ouvrage de type PI (passage inférieur).

Ainsi, pour cet ouvrage il nous a été remis un document provisoire comprenant :

- Une vue d'ensemble,
- Une coupe longitudinale à l'axe de la VC Vors,
- Une coupe transversale,
- Une élévation coté Terrisses,
- une élévation coté Vors.

2.2 Description du site

2.2.1 Topographie, occupation du site et avoisinants

Le site concerné par les investigations est localisé côté Ouest de la voie communale de Vors aux Terrisses. Il s'agit d'une prairie.



Zone de l'ouvrage

Voie communale
vers les Terrisses

Dans la zone du projet, la topographie est peu accentuée avec un niveau variant entre 719.0 et 720.3 m NGF du Sud au Nord.

Le projet se situe sur le versant Est d'un talweg relativement plat dont l'axe est penté vers le Nord.

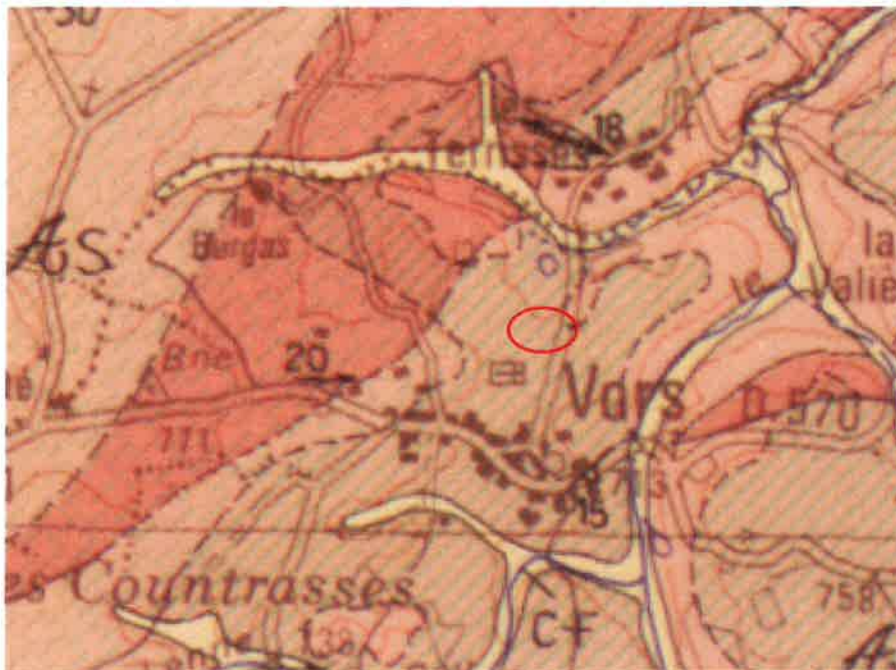
L'emprise de l'ouvrage est libre de toute mitoyenneté.

Remarque : On observe en partie Nord sur la parcelle voisine, une mare qui doit collecter les eaux de ruissellement du talweg.

2.2.2 Contextes géotechnique, hydrogéologique et sismique

D'après la carte géologique de Rieupeyroux à l'échelle 1/50000, dont un extrait est présenté ci-après, le site serait constitué des formations suivantes de haut en bas, sous une faible épaisseur de terre végétale :

- des altérites sablo argileuses (As) provenant de l'altération du substratum;
- le substratum constitué de
 - Porphyroïdes leucocrates à grain fin, localement ocellés (gneiss à grain fin de couleur claire) (rζλ) ;
 - Orthogneiss alcalin à quartz bleu à grains fins.



D'après la carte des aléas vis-à-vis du retrait gonflement des argiles, celui-ci est qualifié de nul.

Légende des argiles

- Argiles
 - Aléa fort
 - Aléa moyen
 - Aléa faible
 - Aléa à priori nul

2.3 Caractéristiques du projet

2.3.1 Description de l'ouvrage

L'ouvrage OA11Pi est un pont de type PIPO (Passage Inférieur Portique Ouvert) permettant le franchissement de la voie communale de Vors aux Terrisses.

Il se situe peu ou prou au PK 8.729 du tracé et présente un biais de 84.5 grades.

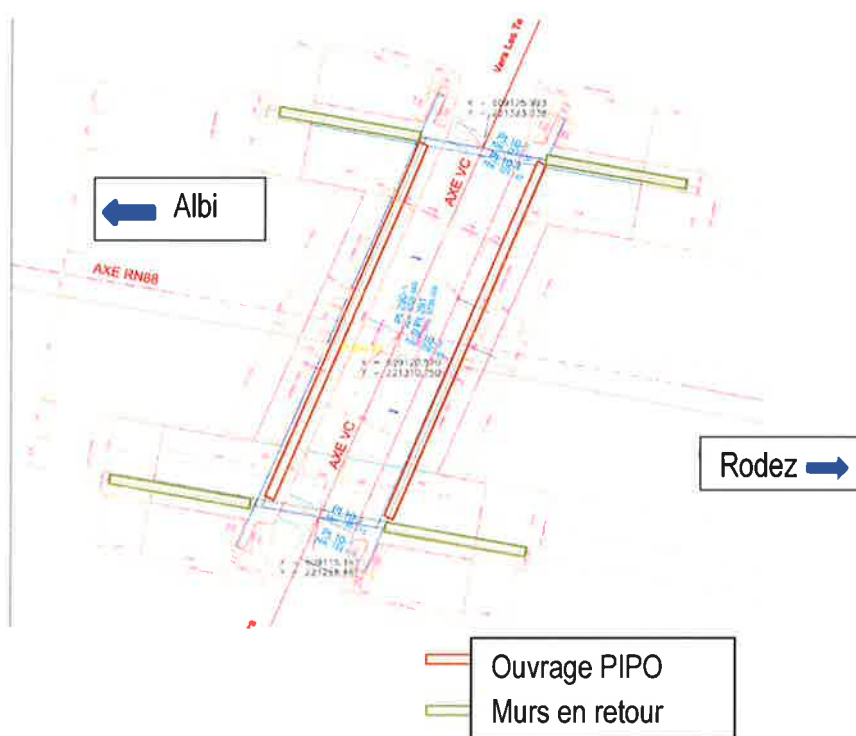
Sa longueur est de 26.9 m (largeur de la RN88) et sa largeur de 8.4 m (largeur de la voie communale).

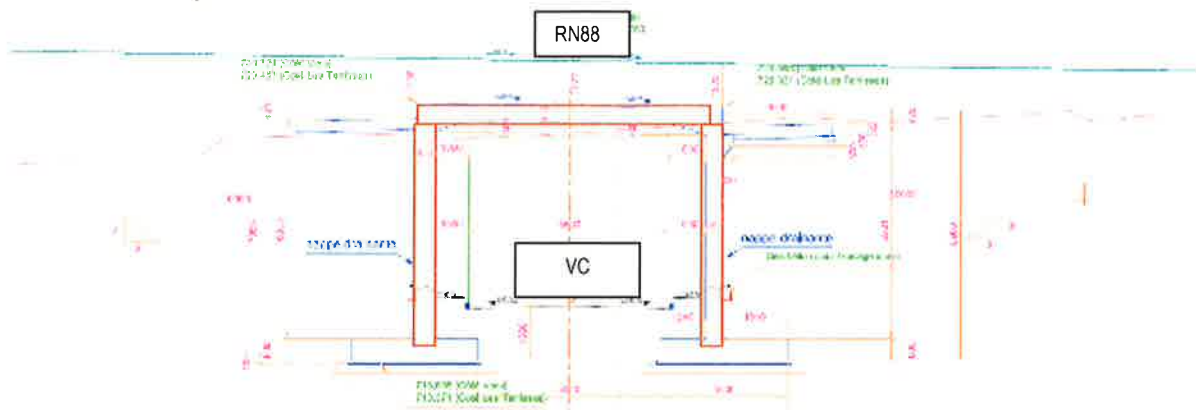
Pour la RN88 le projet définit les niveaux suivant :

- Dans l'axe 721.75 m NGF,
- A l'extrémité Ouest (coté Albi) 721.76 m NGF,
- A l'extrémité Est (Coté Rodez) 721.74 m NGF.

L'axe de la voie communale est lui envisagé à 715.1 m NGF.

Cet ouvrage comportera également quatre murs en retour aux extrémités des piédroits du pont.





Les remblais contigus à l'ouvrage auront une hauteur d'environ 8.2 m (différence entre le niveau de la RN88 et le niveau d'arase inférieure des semelles de l'ouvrage). Par contre, les remblais courants auront une hauteur d'environ 2.4 m coté Ouest et 1.6 m coté Est (différence entre le niveau de la RN 88 et celui du terrain naturel actuel).

En effet, le projet est essentiellement en déblai (TN à environ 719.0/720.3 m NGF pour un projet de la VC à 715 m NGF) d'environ 4.0/5.3 m.

2.3.2 Sollicitations appliquées aux fondations

Les fondations de l'ouvrage sont prévues de type semelles filantes de 3.5 m de largeur. Les descentes de charge ne nous ont pas été fournies. Toutefois, lors de la réunion du 17/02/2014 la DIRSO nous a précisé les points suivants :

- Contrainte amenée par l'ouvrage sera de l'ordre de 150 à 200 kPa à l'ELS et ne pourra dépasser 300 kPa,
- L'inclinaison de la charge δ sera de l'ordre de 5° .

Le premier point implique une charge maximale à l'ELS pour une semelle de 3.5 m x 26.9 m, $V_d (ELS) = 28245 \text{ kN}$.

Le dernier point implique donc que $F_h \approx F_v \cdot \tan \delta$ soit $F_h \approx 0.087 \cdot F_v$

Avec

F_h : Effort horizontal

F_v : Effort vertical

De plus, par extrapolation des descentes de charge fournies pour l'ouvrage OA12, il est fait l'hypothèse que le moment M est inférieur à 6 % de l'effort vertical V , soit $M / V < 0,06$.

2.3.3 Terrassements prévus

Compte tenu de la topographie du site (TN environ à 719.0/720.3 m NGF) et des cotes projetées de la VC (715 m NGF) et de la RN88 (721.75 m NGF) le projet est essentiellement en déblais pour la voie communale (4.0/5.3 m) et en léger remblais de part et d'autre de l'ouvrage pour la RN88 (1.6/2.4 m par rapport au TN).

2.4 Mission GINGER CEBTP

La mission de GINGER CEBTP est conforme au contrat n°STL1.D.0038 en date du 29/11/2013.

Il s'agit d'une Etude géotechnique (mission G2-phase pro) selon la norme AFNOR NF P 94-500 de décembre 2006 sur les missions d'ingénierie géotechnique.

Conformément à la norme, la mission comprendra les prestations suivantes :

- la synthèse géotechnique du site, les méthodes d'exécution proposée, leurs valeurs seuils associées et leurs calculs de dimensionnement de niveau Projet (G2 – phase Projet),
- des sujétions de conception et d'exécution,
- le mode de fondation envisagé et l'étude des remblais contigus.

3 INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

Les moyens de reconnaissance et d'essais ont été définis par la DIRSO en coordination avec GINGER CEBTP.

3.1 Implantation et nivellement

L'implantation des sondages et essais in situ figure sur le plan d'implantation joint en annexe 2. Elle a été définie et réalisée par la DIRSO en fonction du projet.

L'altitude des têtes de sondages correspond au niveau du terrain naturel au moment des investigations. Les coordonnées des têtes de sondages ont été relevées en X, Y et Z par le géomètre du maître d'œuvre en coordonnées Lambert 93.

3.2 Sondages, essais et mesures in situ

Les investigations suivantes ont été réalisées :

Type de sondage	Quantité	Noms	Prof. (m/TN)	Altitude NGF
Sondage destructif avec enregistrement des paramètres en continu et prélèvement de cuttings	3	OA11Pi-PR1	15.8	719.13
		OA11Pi-PR2	16.5	720.32
		OA11Pi-PR3	16.7	720.06
Exécution d'essais pressiométriques. Norme NF P94-110-1	33			

Les coupes des sondages sont présentées en annexes 3 où l'on trouvera en particulier les renseignements décrits ci-après :

- **Sondages destructifs :**

- coupe approximatives des sols*,
- diagraphie des paramètres de forage enregistrés :
 - V.A. : vitesse d'avancement instantanée (m/h),
 - P.O. : pression sur l'outil (bars),
 - P.I. : pression d'injection (bars),
 - C.R. : couple de rotation (bars).

- **Essais pressiométriques :**

- Module pressiométrique : E_M (MPa),
- Pression limite nette : p_l^* (MPa),
- Pression de fluage nette p_f^* (MPa),
- Rapport E_M/p_l .

Ces paramètres sont portés directement sur les coupes de forage.

* l'interprétation des sols à partir des forages de type destructif est faite uniquement d'après l'examen des cuttings, des courbes de pénétration des sols et des diagraphies.

Nota : les feuilles de sondages peuvent également contenir des informations complémentaires dont les niveaux d'eau éventuels, les pertes de fluide d'injection, les incidents de forage, etc...

Par ailleurs, les forages de cette campagne d'investigation étant réalisés à l'eau, les niveaux d'eau naturels ne sont pas toujours identifiables ou peuvent être biaisés en raison de leur interférence avec les fluides de forage injectés.

Remarque : Dans le cadre de la première étude réalisée par EGIS / FONDASOL trois sondages ont été effectués au niveau du projet initial soit coté Est de la voie communale (environ à 80 m de l'ouvrage définitif) et seront repris ici. Il s'agit de l'OA2.7-PR1, OA2.7-CPT1 et OA2.7-CPT2.

4 SYNTHÈSE DES INVESTIGATIONS

4.1 Analyse et synthèse géotechnique

4.1.1 Lithologie

A noter que la profondeur des formations est donnée par rapport au terrain naturel tel qu'il était au moment de la reconnaissance.

Les sondages OA11Pi-PR1, OA11Pi-PR2, OA11Pi-PR3 ont permis de dresser la coupe géologique schématique suivante sous la terre végétale (formation n°1):

Formation n°2a/3 : Limons argileux marron et des arènes sablo silteuses marron

Cette couche apparaît jusqu'à 1.5/1.7 m de profondeur soit 717.6/718.6 m NGF.

Formation n°4 : Altérites gneissiques à schistes altérés de couleur ocre, marron gris

Cet horizon est présent de 1.5/1.7 m (717.6/718.6 m NGF) à 4.0/6.8 m (713.2/714.0 m NGF).

Il est à noter qu'au droit de OA11Pi-PR2 cette couche est très altérée jusqu'à 2.6 m (717.7 m NGF) et pourra être assimilée à la formation n°2a/3 vis-à-vis des caractéristiques mécaniques (n°4a). Ensuite l'altération est faible et les sols seront notés 4b.

Formation n°5 : Gneiss ocre plus ou moins fracturé et altéré

Cette formation a été reconnue jusqu'à l'arrêt des sondages à 15.8/16.7 m (703.3/703.8 m NGF).

Remarques :

- Les sondages réalisés lors de la première étude par FONDASOL se situant à des niveaux altimétriques (724.6/726.1 NGF) bien supérieurs au niveau du TN au droit de l'ouvrage (+5.0/6.0 m), ils n'ont pas été intégrés à la lithologie précédente. Toutefois, ces sondages confirment les épaisseurs importantes d'altérites et permettent de définir leurs caractéristiques pressiométriques.
- Nous rappelons qu'il n'est pas toujours évident de distinguer les variations horizontales et/ou verticales éventuelles, inhérentes aux changements de faciès, compte tenu de la surface investiguée par rapport à celle concernée par le projet. De ce fait, les caractéristiques indiquées précédemment ont un caractère représentatif mais non absolu.

4.1.2 Caractéristiques géo-mécaniques

Les caractéristiques mécaniques mesurées au droit des sondages pressiométriques (y compris les sondages FONDASOL) sont synthétisées dans le tableau présenté ci-après.

Formation	Nature du sol	Valeurs pressiométriques	
		p_i (MPa)	E_M (MPa)
n°2a/3	Limons argileux et arènes sableuses	-	-
n°4a	Altérites gneissiques à schistes très altérés		
n°4b	Altérites gneissiques à schistes altérés*	1.5 à 4.7 (6 valeurs)	23.6 à 131.0 (6 valeurs)
n°5	Gneiss porphyroïdes +/- fracturé et altéré	> 3.1 (28 valeurs)	28.8 à > 250 (28 valeurs)

*les valeurs les plus faibles correspondent au sondage pressiométrique de FONDASOL OA2.7-PR1

Les limons argileux, les arènes sableuses et les altérites très altérées possèdent des caractéristiques mécaniques faibles d'après leurs vitesses d'avancement élevées.

Les altérites sous-jacentes possèdent de bonnes caractéristiques mécaniques ainsi que les gneiss.

4.2 Synthèse hydrogéologique

Les sondages réalisés au droit du projet ayant été forés à l'eau, les niveaux d'eau non stabilisés relevés en fin de forage ne sont pas représentatifs du niveau de la nappe. Aucun piézomètre n'a été posé dans ce secteur.

Compte tenu de la géologie du site, de la position de l'ouvrage en fond de talweg et de la présence d'une mare en point bas du talweg, côté Nord, il doit exister une nappe temporaire ou pérenne se développant au sein des colluvions et altérites. Nous ne connaissons pas l'amplitude des fluctuations de cette nappe.

4.3 Risques naturels

Compte tenu de l'importance de l'ouvrage et de la zone de sismicité 1, le dimensionnement n'est pas soumis aux règles parasismiques. De plus, Le site étant classé en zone sismique 1 (très faible), l'étude de la liquéfaction des sols n'est pas requise d'après l'EUROCODE 8.

5 MODELE GEOTECHNIQUE

5.1 Lithologie et caractéristiques mécaniques

A partir des reconnaissances précédentes sont définies la lithologie et les caractéristiques mécaniques à retenir au droit de chaque appui

Appui	Coté Nord (OA11Pi-PR1)	Axe (OA11Pi-PR2)	Coté Sud (OA11Pi-PR3)	Caractéristiques mécaniques			Classe de sol selon NF P 94-261
Formation	Toit de la formation (m/TN) et (m NGF)			Module pressiométrique E_M (MPa)	Pression limite P_{le} (MPa)	Coefficient rhéologique α	
2a/3-Limons et arènes sableuses	Sous Terre végétale			5*	0.3*	1/2	Limons très mous à mous
4a-Altérites à schistes très altérés	/	1.3 m 719.0 m NGF	/			1/3	Sables lâches
4b-Altérites à schistes peu altérés	1.5 m 717.6 m NGF	2.6 m 717.7 m NGF	1.6 m 718.5 m NGF	50	4.0**	2/3	Roche altérée et fragmentée
5-Gneiss +/- altérés et fracturés	4.0 m 715.1 m NGF	6.3 m 714.0 m NGF	6.8 m 713.3 m NGF	80	4.0	2/3	Roche altérée et fragmentée

*estimées à partir des essais réalisés dans ces sols au droit des ouvrages situés dans le secteur

**Pour le modèle, on considère dans les formations n°3, les valeurs mesurées au droit de l'ouvrage qui se situent, sous l'arase du projet.

5.2 Hydrogéologie

Comme il a été dit précédemment, compte tenu du contexte lithologique et topographique, une nappe pérenne ou temporaire peut siéger au sein des colluvions et des altérites. Cette nappe peut atteindre le TN en période pluvieuse et/ou de Hautes Eaux.

5.3 Représentativité des reconnaissances

Compte tenu des dimensions de l'ouvrage, du nombre de sondages réalisés au droit du pont et de la variation limitée du niveau du toit des gneiss (formation n°5), le modèle géotechnique retenu est bien représentatif du site.

Ainsi, il n'est pas nécessaire de réaliser des sondages complémentaires sauf, si dans le cadre de la mission G3 à la charge de l'entreprise, celle-ci souhaite affiner le niveau du toit des gneiss et leur terrassabilité.

6 TERRASSEMENTS ET REMBLAIS CONTIGUS

6.1 Généralités

D'après les hypothèses retenues, les terrassements seront essentiellement en déblais pour atteindre le niveau de la voie communale. De plus de part et d'autre le niveau du TN actuel sera rehaussé (remblais) pour s'aligner au niveau projeté de la RN88.

6.2 Réalisation des terrassements

6.2.1 Traficabilité en phase chantier

Les limons argileux (formations généralement classées A1 voire A2 au niveau du projet), les arènes sableuses et les formations d'altérations (généralement B5/C1B5 au niveau du projet), sont sensibles aux variations hydriques. Ainsi, à défaut de réaliser les travaux dans des conditions météorologiques favorables, le chantier pourrait rapidement devenir impraticable.

De ce fait, des travaux préparatoires nécessaires aux pistes d'accès pourront être nécessaires afin de garantir la traficabilité du chantier. Il pourra s'agir de travaux de purge et substitution par un matériau insensible à l'eau associé à un drainage de la plateforme dans le cas d'arrivées d'eau persistantes (voir paragraphe 5.2, hydrogéologie).

La réalisation de traitement des sols au liant hydraulique et/ou chaux est également envisageable sous réserve de vérifier au préalable la faisabilité du traitement par des essais en laboratoire.

6.2.2 Terrassabilité des matériaux

La réalisation des déblais concernant les limons, les arènes et les altérites très altérées (formations n°2a/3 et 4a) ne présentera pas de difficulté particulière d'extraction. Les terrassements pourront donc se faire à l'aide d'engins classiques de moyenne puissance.

Par contre, les déblais dans des matériaux plus résistants (altérites altéré - formation n°4b et les gneiss - formation n°5), pourront nécessiter l'utilisation d'engins ou de procédés adaptés (éclateur, dérocteur, pelle puissante, BRH,...).

6.2.3 Drainage en phase chantier

Compte tenu des paragraphes précédents, les terrassements en déblais au droit des appuis intercepteront les limons, les arènes, les altérites donc des circulations d'eau voire la nappe temporaire de surface.

Des pompages seront donc nécessaires pour rabattre la nappe temporaire ou pérenne. Compte tenu de la présence d'arènes sableuses et d'altérites on retiendra des perméabilités de l'ordre de 10^{-5} m/s. Ainsi, les venues d'eau devraient être faibles, en particulier en période de basses eaux et les débits de pompage en conséquence.

Par ailleurs, pour protéger les talus des eaux de ruissellement, des fossés de tête seront mis en œuvre.

6.2.4 Pente des talus provisoires

Hors venues d'eau, les pentes des talus provisoires au sein des limons, arènes et altérites n'excéderont pas 3H/2V. En cas de venue d'eau, ces pentes pourront être adoucies. De plus, les talus seront protégés par un polyane.

6.3 Remblais contigus

Poinçonnement

La stabilité au poinçonnement sous les remblais est vérifiée par la formule suivante :

$$F = [(\pi+2) \cdot Cu] / (\gamma_r \cdot Hr)$$

Avec :

Cu cohésion à court terme des limons tirée des relations de Cassan $Cu = (p_l - p_0) / 5.5$ soit ici $Cu = 55$ kPa,

γ_r poids volumique des remblais contigus supposé de 20 kN/m³,

Hr Hauteur maximale des remblais contigus est de 8.2 m, mais la variation de la contrainte amenée est équivalente à 2.4 m de hauteur de remblai supplémentaire.

D'où $F \approx 5.9 > 1,5$. La stabilité au poinçonnement est donc assurée en présence de limons.

Tassements

Les remblais contigus engendreront des tassements des couches de sols constituées des remblais de substitution et des altérites.

Les tassements ont été calculés par la méthode pressiométrique :

$$S = \left(\sum \alpha_i H_i / E_{Mi} \right) P$$

Avec α_i : coefficient rhéologique de la couche considérée,

H_i épaisseur de la couche i ,

E_{Mi} Module pressiométrique du sol i

P surcharge amenée par le remblai $P = \gamma_r Hr$

Compte tenu de la lithologie reconnue au droit des trois sondages pressiométriques et de leur position, nous étudions les tassements engendrés par les remblais contigus pour chacun d'entre eux.

Sondage	Epaisseur de la couche (m)*		Tassement du remblai - Sans purge des limons et arènes très altérées			
			Pour Hr = 1.6 m		Pour Hr = 2.4 m	
	1- Limos/Arènes	2a- Altérites	Dans l'axe	Au droit de l'arête	Dans l'axe	Au droit de l'arête
OA11Pi-PR1	1.5	/	0.5 cm	0.3 cm	0.7 cm	0.4 cm
OA11Pi-PR2	1.7	0.9	0.7 cm	0.4 cm	1.1 cm	0.6 cm
OA11Pi-PR3	1.6	/	0.5 cm	0.3 cm	0.8 cm	0.4 cm

*Nous considérons que les tassements induits par les altérites peu altérées et les gneiss sont négligeables.

Ainsi, les tassements sont très faibles compte tenu de la hauteur limitée des remblais mis en œuvre. De ce fait, seule l'épaisseur de terre végétale sera purgée.

Mise en œuvre

Les remblais contigus seront mis en place par la méthode excédentaire **après décapage de la terre végétale et purge des colluvions.**

Afin d'assurer un bon accrochage au talus existant, et la mise en œuvre correcte des couches de matériaux, des redans seront réalisés.

Le remblai sera réalisé avec des matériaux de bonne qualité géotechnique et respectant les prescriptions du GTR.

Un contrôle régulier sera nécessaire au fur et à mesure de l'avancement de l'élévation du remblai. Ce contrôle est à prévoir à chaque couche unitaire d'apport, et au minimum tous les mètres d'épaisseur. Les remblais techniques mis en œuvre à l'arrière de la culée seront de nature graveleuse. Ils devront respecter les caractéristiques suivantes :

- Matériau ayant des paramètres physico chimique non agressif vis-à-vis des bétons et des armatures de la culée,
- Matériau non évolutif, non gonflant, insensible à l'eau, non érodable,
- Matériau conformes à la norme NF P 11-300, de type :
 - $D_{max} < 50 \text{ mm}$,
 - passant à $80 \mu\text{m} < 12\%$,
 - $VBS < 0.1 \text{ g bleu}/100 \text{ g}$.
 - Ou
 - $D_{max} \leq 100 \text{ mm}$,

- passant à $80\ \mu\text{m}$ < 12%,
 - VBS < 0.1 g bleu/100 g,
 - Sous réserve de moyens de compactage adaptés aux épaisseurs de couche en particulier dans la zone d'exclusion aux compacteurs lourds et de protéger les dispositifs de drainage lors de la mise en œuvre.
- L'objectif de densification est un objectif q3 soit $p_d = 98.5\ \% \ p_{d\text{OPN}}$ qui pourra être contrôlé au pénétrodensitographe.
 - Mise en place d'un dispositif de drainage avec présence d'un drain en pied et d'un exutoire pérenne.

7 FONDATIONS DE L'OUVRAGE

7.1 Fondations envisageables de l'ouvrage, des murs en retour

Les reconnaissances ont mis en évidence la présence de limons/arènes et altérites très altérées de faibles caractéristiques mécaniques en recouvrement d'altérites gneissiques (reconnues à partir de 717.6/718.4 m NGF) puis de gneiss plus ou moins altérés et fracturés (observés à partir de 713.2/715.1 m NGF).

La base des fondations de l'ouvrage étant envisagée entre 713.4 et 713.6 m NGF (environ -1.5 m sous le niveau de la voie communale pour tenir compte de la structure de chaussée), **les altérites gneissiques (4b) et les gneiss plus ou moins altérés et fracturés (5) seront interceptés.**

Compte tenu des bonnes caractéristiques de ces deux formations et de leurs similitudes, on pourra retenir **une solution de semelles filantes ancrées dans ces formations.**

7.2 Méthode de calcul

Les calculs sont menés, pour les fondations de l'ouvrage et pour celles des murs de soutènements y compris les murs en retour, aux Eurocodes 7.

Les fondations de l'ouvrage (semelles) sont donc dimensionnées selon la norme NF P 94-261 de juin 2013.

Pour les murs de soutènement, le dimensionnement est réalisé, selon la norme NF P 94-281, d'avril 2014.

Il est à noter que les descentes de charge de l'ouvrage n'ont pas été fournies. Certaines hypothèses ont été prises pour les calculs (voir § 2.3.2). Ainsi, le dimensionnement des fondations devra être validé avec les descentes réelles, dans le cadre de la mission G3 à la charge de l'entreprise.

7.3 Fondations de l'ouvrage PIPO

7.3.1 Vérification au poinçonnement

7.3.1.1 Excentricité

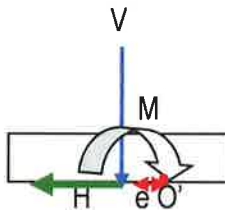
Pour une semelle filante de largeur B, l'excentricité e doit vérifier :

A l'ELU : (situations durables et transitoires) $1 - \frac{2 \times e}{B} \geq \frac{1}{15}$

A l'ELS :

- Caractéristique : $1 - \frac{2 \times e}{B} \geq \frac{1}{2}$
- Quasi-permanent et fréquent : $1 - \frac{2 \times e}{B} \geq \frac{2}{3}$

Le torseur de force est défini comme suit :



L'excentricité e est défini comme étant la distance entre O' et le centre de la semelle telle que $\sum M_{O'} = 0$

Ainsi : en O' on a $M - e.V = 0$ soit $e = M/V$.

Ici on obtient d'après les données du paragraphe 2.3.2, sachant que les semelles ont :

- Une largeur B = 3.5 m,
- Une longueur L = 26.9 m.

- A l'ELU fondamental $e < 0.06$
 - A l'ELU accidentel $e < 0.06$
 - A l'ELS fréquent $e < 0.06 \rightarrow 1 - \frac{2 \times e}{B} \geq \frac{2}{3}$
 - A l'ELS caractéristique $e < 0.06 \rightarrow 1 - \frac{2 \times e}{B} \geq \frac{1}{2}$
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ A l'ELU fondamental } e < 0.06 \\ \bullet \text{ A l'ELU accidentel } e < 0.06 \end{array} \right\} 1 - \frac{2 \times e}{B} \geq \frac{1}{15}$$

En effet, si $e < 0.06$, alors $(1 - 2 \times e / B) > 0.96$.

L'excentricité vérifie donc les trois inégalités pour l'hypothèse envisagée.

7.3.1.2 Capacité portante

Les semelles filantes seront ancrées les altérites gneissiques et les gneiss plus ou moins altérés et fracturés.

Dans tous les cas, l'encastrement devra assurer les conditions de mise hors gel des fondations, soit une profondeur minimale de 1.2 m par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries (cf. carte indicative de gel figure O.4.4.2 de la norme NF P 94-261).

Les calculs sont menés selon la norme NF P 94-261 de juillet 2013 (Eurocodes 7).

La contrainte qnet du terrain sous une fondation doit être déterminée à partir de la relation suivante :

$$q_{net} = k_p \times P_{le}^* \times i_\delta \times i_\beta$$

Avec :

P_{le}^* est la pression limite nette équivalente (Section D.2.2), ici $P_{le}^* = 4.0$ MPa (Caractéristique des altérites gneissiques et des gneiss);

k_p est le facteur de portance pressiométrique (Section D.2.3), ici $K_p = 1.0$ courbe Q7 (semelles filantes et roches altérées);

i_δ est le coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement, il vaut 1,0 si la charge est verticale, ici avec $\delta=5^\circ$ $i_\delta = 0.82$;

i_β est le coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente β , il vaut 1,0 si la fondation est suffisamment éloignée d'un talus ($d > 8B$) ;

d'où $q_{net} = 3280$ kPa

La résistance nette du terrain $R_{v,d}$ sous la fondation s'écrit alors :

$$R_{v,d} = \frac{R_{v,k}}{\gamma_{R,v}}$$

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

Avec :

$R_{v,k}$ est la valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle ;

$\gamma_{R,v}$ est la valeur du facteur partiel permettant le calcul de la portance à l'**ELU** pour les situations durables et transitoires, elle est égale à **1,4** (Tableau B.3.3 – Jeu R2) (Note 1) et à l'**ELS** quasi-permanent ainsi qu'à l'**ELS** caractéristique sa valeur est de **2,3**.

$\gamma_{R;d,v}$ est le coefficient de modèle associé à la méthode de calcul utilisée, il vaut **1,2** pour la méthode pressiométrique (Annexes D, E ou F) (Note 2).

A' est la valeur de la surface effective de la semelle (Annexe Q) ;

Pour une semelle filante la surface effective $A' = A (1 - 2.e/B)$

Avec A surface totale de la base de la fondation, ici $A = 3,5 \times 26,9 = 94,1 \text{ m}^2$

Au paragraphe 7.3.1.1, il a été indiqué qu'avec l'hypothèse retenue de $e < 0.06$, vient $(1 - 2xe/B > 0.96)$.

On a donc $90,3 \text{ m}^2 < A' < 94,1 \text{ m}^2$.

Les descentes de charges n'étant pas connues, il est défini les contraintes nette du terrain $C_{v,d}$ sous la fondation telles que :

$$R_{v,d} = A' \times C_{v,d}$$

$$C_{v,d} = \frac{q_{net}}{\gamma_{R;d,v} \times \gamma_{R,v}}$$

$$C_{v,d (ELU)} = \frac{q_{net}}{1,2 \times 1,4}$$

$$C_{v,d (ELS)} = \frac{q_{net}}{1,2 \times 2,3}$$

D'où ici :

$$C_{v,d (ELU)} = 1950 \text{ kPa}$$

$$C_{v,d (ELS)} = 1180 \text{ kPa}$$

La composante verticale de la charge transmise par la fondation au terrain V_d doit vérifier l'inégalité

$$V_d - R_0 \leq R_{v;d} \text{ soit } V_d \leq R_{v;d} + R_0$$

Sachant que $R_0 = A q_0$

Avec

q_0 la contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin des travaux à la base de la fondation en l'absence de celle-ci, soit 20 kPa

soit $R_0 = 1880 \text{ kN}$

La stabilité au poinçonnement est donc vérifiée si

$$V_{d(ELU)} \leq A' \times C_{v;d(ELU)} + R_0$$

$$V_{d(ELS)} \leq A' \times C_{v;d(ELS)} + R_0$$

Soit de manière sécuritaire, $V_{d(ELU)} \leq 177\,900 \text{ kN}$ et $V_{d(ELS)} \leq 108\,000 \text{ kN}$. D'après les hypothèses envisagées au paragraphe 2.3.2, l'inégalité à l'ELS est vérifiée.

> Dispositions constructives :

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

- La présence d'eau pourra entraîner des sujétions de blindage des parois et de pompage pour épuisement des fouilles et/ou rabattement de la nappe lors des travaux de fondation.
- Des sur-profondeurs du toit des gneiss sont toujours possibles et pourront nécessiter des purges supplémentaires.
- Afin d'éviter une décompression du sol de fondation, un béton de propreté sera immédiatement coulé après terrassement afin de le protéger.

7.3.2 Tassements

Sous une contrainte de 300 kPa, une fondation de 3.5 m de largeur et 26.9 m de longueur induira un tassement inférieur au centimètre.

Les tassements théoriques calculés s'entendent pour une mise en œuvre des fondations selon les règles de l'Art.

7.3.3 Vérification au glissement

La stabilité au glissement à l'ELU est assurée si :

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

Avec

H_d est la valeur de calcul de la composante horizontale (ou parallèle à la base de la fondation) de la charge transmise par la fondation au terrain

$R_{p,d}$ est la valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation à l'effet de H_d

$R_{h,d}$ est la valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain

La valeur de $R_{p,d}$ n'est pas prise en compte.

En conditions drainées on a :

$$R_{h,d} = \frac{V_d \times \tan \delta_{a,k}}{\gamma_{R,h} \times \gamma_{R;d,h}}$$

$R_{h,d}$ est la valeur de calcul de la résistance ultime au glissement ;

V_d est la valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain déduite de la situation de calcul fournissant la valeur de la composante H_d ;

$\gamma_{R,h}$ est le facteur partiel pour la résistance au glissement de la fondation superficielle, sa valeur est égale à 1,1 (Annexe B) ;

$\gamma_{R;d,h}$ est le coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement, sa valeur est égale à 1,1 ;

$\delta_{a,k}$ est la valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain (dans le cadre de l'approche 2, $\delta_{a,k} = \delta_{a,d}$).

Dans le sol d'assise constitué par des remblais de substitution, nous avons retenu les caractéristiques suivantes : $\delta_{a,k} = \phi' = 30^\circ$

A noter que nous ne prendrons pas en compte la cohésion dans le calcul.

Or, $Hd \approx 0.087 * Vd$

La stabilité au glissement à l'ELU est assurée si :

$$1.35Hd \leq \frac{Vd \tan \varphi}{1.1 \times 1.1}$$

Dans le sol d'assise constitué par des altérites gneissiques et/ou des gneiss, nous avons retenu les caractéristiques suivantes : $c' = 0 \text{ kPa}$; $\phi' \geq 30^\circ$

A noter que nous ne prendrons pas en compte la cohésion dans le calcul (sécuritaire).

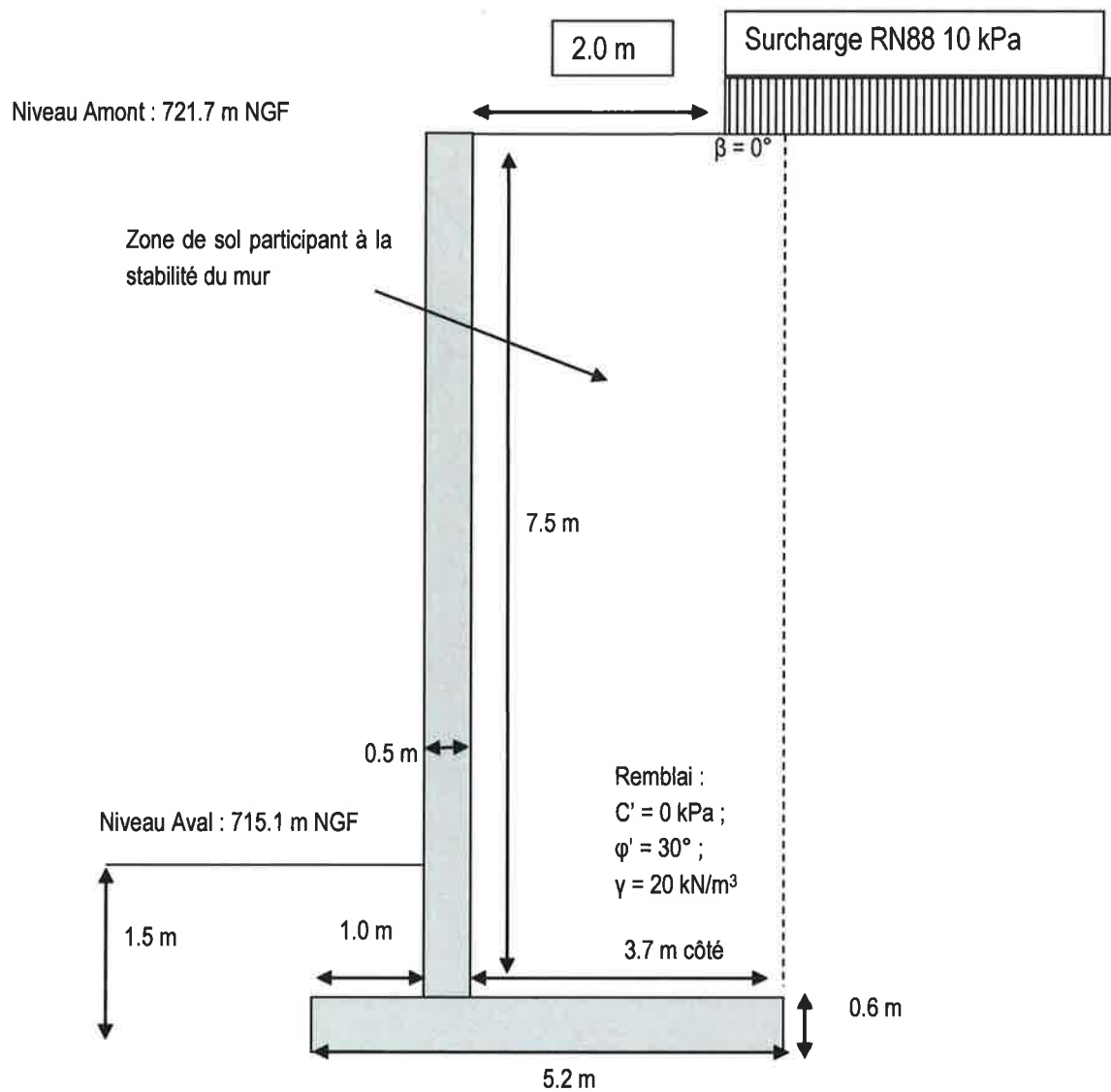
$$\text{Ainsi : } \left(\frac{Vd \tan \varphi}{1.1 \times 1.1} \right) / 1.35Hd = \frac{(1)\tan 30}{1.1 \times 1.1 \times 1.35 \times 0.087} = 4.0 > 1$$

L'inégalité est donc vérifiée ainsi que la stabilité au glissement.

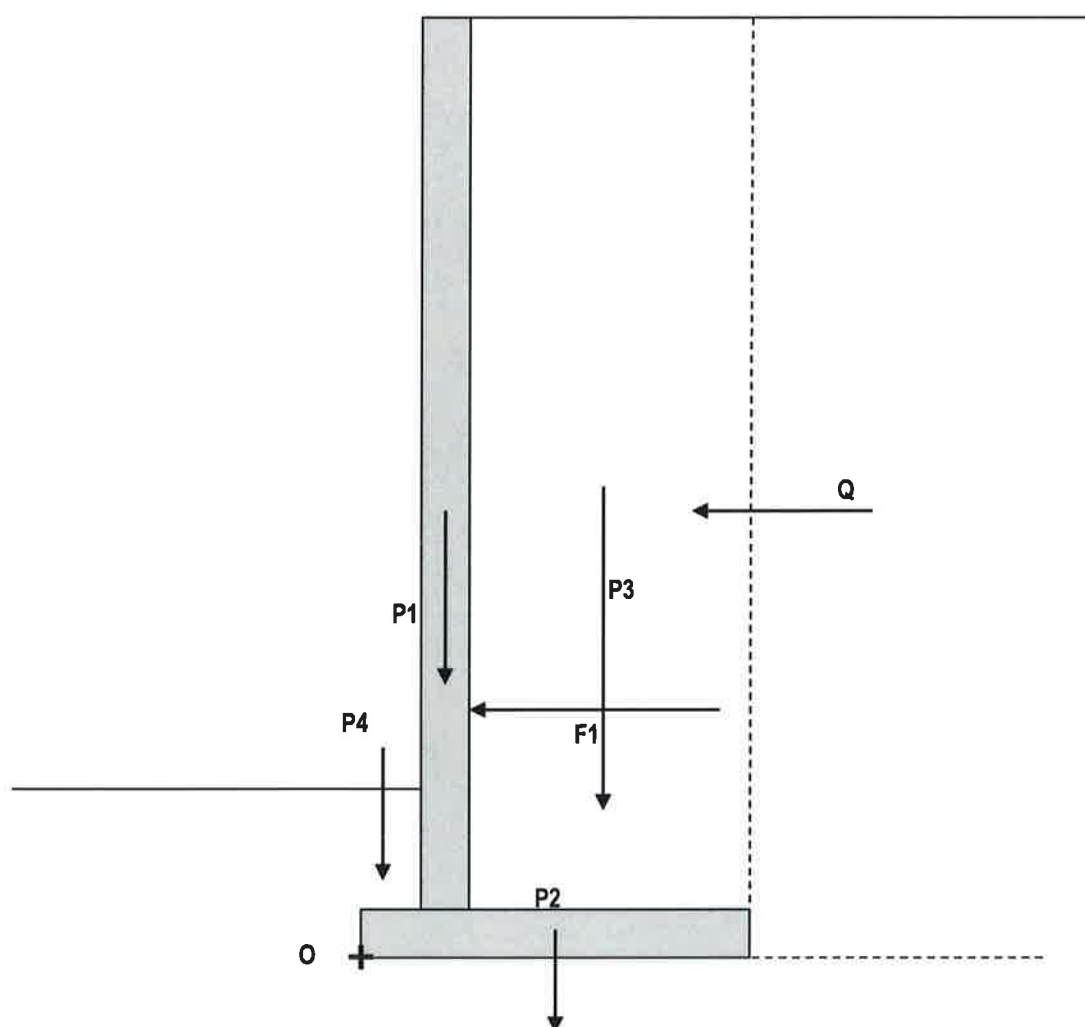
7.4 Fondations des murs en retour

7.4.1 Hypothèses de calculs

La géométrie suivante a été considérée dans le calcul pour les quatre murs :



7.4.2 Bilan des forces



Les forces mises en jeux sont les suivantes :

- Le poids du mur de soutènement (le poids du béton a été pris de 25 kN/m^3) : forces **P1** et **P2** ;
- Le poids du sol collaborant à la stabilité du mur : forces **P3** et **P4** ;
- La poussée du sol remblayée : force **F1**. A noter que cette dernière a été considérée horizontale, hypothèse sécuritaire vis-à-vis de la stabilité.
- La poussée due à la surcharge routière, **Q** horizontale.

A noter que le calcul des moments sera réalisé par rapport au point **O** pour la vérification au renversement.

7.4.3 Calcul des efforts

➤ CALCUL DE LA POUSSEE ET DU MOMENT RESULTANT

Pour le calcul de la poussée, nous avons considéré un sol à l'arrière du mur purement frottant d'angle de frottement 30° , de poids volumique 20 kN/m^3 et un remblai amont horizontal.

Ainsi, d'après les tables de Kérisel-Absi, $K_a = 0.333$

Donc la valeur de la résultante de la poussée est : $F_1 = 0.333 * 20 * 8.1 * (8.1 / 2) = 218.5 \text{ kN/ml}$

Ainsi, le moment par rapport au point O de la semelle est le suivant :

$$M_{F1} = F_1 * (8.1 * 1/3) = 589.9 \text{ kN.m/ml} = M_{\text{déstab}F1}$$

Pour la surcharge routière nous avons considéré $q = 10 \text{ kPa}$ d'où : $Q = 0.333 * 10 * 8.1 = 27.0 \text{ kN/ml}$

Et le moment $M_Q = Q * (8.1 * 1/2) = 109.2 \text{ kN.m/ml} = M_{\text{déstab}Q}$

$$\text{Donc } M_{\text{déstab}} = M_{\text{déstab}F1} + M_{\text{déstab}Q} = 699.1 \text{ kN.m/ml}$$

➤ CALCUL DES EFFORT ET MOMENTS STABILISATEURS

Poids et moment du mur :

$$P1 = 7.5 * 0.5 * 25 = 93.75 \text{ kN/ml}$$

$$P2 = 0.6 * 5.2 * 25 = 78.0 \text{ kN/ml}$$

Le calcul du moment par rapport au point O de la semelle est le suivant :

$$M1 = P1 * (1.0 + 0.5 / 2) = 117.2 \text{ kN.m/ml}$$

$$M2 = P2 * (5.2 / 2) = 202.8 \text{ kN.m/ml}$$

Poids et moment du sol stabilisateur :

$$P3 = 20 * 7.5 * (5.2 - 1.0 - 0.5) = 555.0 \text{ kN/ml}$$

$$P4 = 20 * (1.5 - 0.6) * 1.0 = 18.0 \text{ kN/ml}$$

Le calcul du moment est le suivant :

$$M3 = P3 * [1.0 + 0.5 + (5.2 - 1.0 - 0.5) / 2] = 1859.3 \text{ kN.m/ml}$$

$$M4 = P4 * (1.0 / 2) = 9.0 \text{ kN.m/ml}$$

$$\text{D'où } \sum P_i = 744.8 \text{ kN/ml et } M_{\text{stab}} = \sum M_i = 2188.3 \text{ kN.m/ml}$$

7.4.4 Calcul de l'excentricité

$$e_{ELU} = B/2 - \left| M_{stab\ ELU} - M_{destab\ ELU} \right| / \sum P_{iELU} = B/2 - \left| M_{stab\ ELS} - 1.35 * M_{destabF1\ ELS} - 1.5 * M_{destabQ\ ELS} \right| / \sum P_{iELU} = 5.2 / 2 - \left| 2188.3 - 1.35 * 589.9 - 1.5 * 109.2 \right| / (744.8) = 0.95$$

Ainsi, on a $1 - (2e_{ELU} / B) = 0.63 > 1/15$ - Valeur admissible.

$$e_{ELS} = B/2 - \left| M_{stab\ ELS} - M_{destab\ ELS} \right| / \sum P_{iELS} = 5.2 / 2 - \left| 2188.3 - 589.9 - 109.2 \right| / (744.8) = 0.60$$

Ainsi, on a $1 - (2e_{ELS} / B) = 0.77 > 1/2$ - Valeur admissible.

7.4.5 Vérification du mur au glissement

Pour la stabilité au glissement à l'ELU la méthode de calcul est celle décrite au paragraphe 7.2.1.

Par contre dans le cas d'un mur de soutènement les coefficients partiels deviennent :

$\gamma_{R;h}$ est le facteur partiel pour la résistance au glissement de la fondation superficielle, sa valeur est égale à **1,1** (Annexe B) ;

$\gamma_{R;d;h}$ est le coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement, sa valeur est égale à **0,9** ;

$\delta_{a;k}$ est la valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain (dans le cadre de l'approche 2, $\delta_{a;k} = \delta_{a;d}$).

Dans le sol d'assise constitué par des altérites gneissiques et/ou des gneiss, nous avons retenu les caractéristiques suivantes : $\delta_{a;k} = \phi' = 30^\circ$

A noter que nous ne prendrons pas en compte la cohésion dans le calcul.

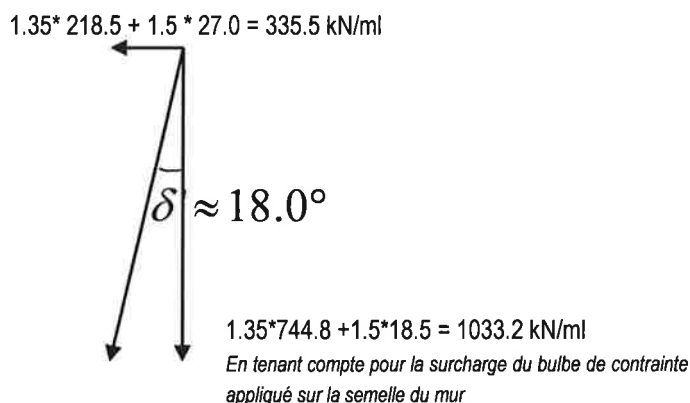
Ainsi $R_{h;d} = 434.3\text{ kN}$

Or $H_{dELU} = 335.4\text{ kN}$

L'inégalité $H_d \leq R_{h;d}$ est donc vérifiée ainsi que la stabilité au glissement.

7.4.6 Vérification du mur au poinçonnement à l'ELU

Compte tenu des valeurs retenues, la valeur de l'inclinaison de la descente de charge est la suivante :



Les semelles filantes seront assises sur les altérites gneissiques et/ou les gneiss.

Dans tous les cas, l'encastrement devra assurer les conditions de mise hors gel des fondations, soit une profondeur minimale de 1.2 m par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries (cf. carte indicative de gel figure O.4.4.2 de la norme NF P 94-261).

Les calculs sont menés selon la norme NF P 94-261 de juillet 2013 (Eurocodes 7) comme décrit au paragraphe 7.2.1.2.

Avec :

P_{le}^* est la pression limite nette équivalente (Section D.2.2), ici $p_{le}^* = 4.0 \text{ MPa}$;

k_p est le facteur de portance pressiométrique (Section D.2.3), ici $K_p = 1.0$ courbe Q7 (Roche altérée et fragmentée - semelle filante) ;

i_δ est le coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement, il vaut 1,0 si la charge est verticale, ici avec $\delta = 18.0^\circ$ $i_\delta = 0.41$;

i_β est le coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente β , il vaut 1,0 si la fondation est suffisamment éloignée d'un talus ($d > 8B$) ;

$$\text{d'où } q_{net} = 1640 \text{ kPa}$$

Pour une semelle support d'un mur de soutènement, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d,v}$ vaut **1,0** pour la méthode pressiométrique (Annexes D, E ou F) (Note 2).

Avec A surface totale de la base de la fondation, ici $A = 5,2 \text{ m}^2 / \text{ml}$

Situation	Excentricité e (m)	A' (m ² /ml)
ELU	0.95	3.30
ELS	0.60	4.0

Ici $R_0 = 5.2 * 20 = 104 \text{ kN/ml}$, d'où

Situation	V _d -R ₀ (kN/ml)	R _{v,d} (kN/ml)	Inégalité
ELU	930	3860	V _d - R ₀ ≤ R _{v,d} Vérifiée
ELS	660	2850	

La stabilité au poinçonnement est donc vérifiée.

7.4.7 Sujétions d'exécution

- La présence d'eau pourra entraîner des sujétions de pompage pour épuisement des fouilles et/ou rabattement de la nappe lors des travaux de fondation.
- Des sur-profondeurs du toit de la couche d'ancrage sont toujours possibles et pourront nécessiter un rattrapage en gros béton et, par conséquent, des surconsommations de béton.
- Les fondations seront impérativement coulées à pleine fouille et non coffrées à moins qu'il s'agisse de graviers insensibles aux intempéries et à la décompression.
- Afin d'éviter une décompression du sol de fondation, un béton de propreté sera immédiatement coulé après terrassement afin de le protéger.
- Un drainage sera mis en place à l'arrière des murs constitués de remblais drainants associés à un drain de pied ainsi qu'à des barbacanes.

7.4.8 Tassements

Les murs de 5.2 m de largeur et 9.6 m de longueur génèreront un tassement de l'ordre du centimètre.

8 OBSERVATIONS MAJEURES

Les conclusions du présent rapport ne sont valables que sous réserve des conditions générales des missions géotechniques de l'Union Syndicale Géotechnique fournies en annexe 1 (norme NF P94-500 de novembre 2013).

Nous rappelons que cette étude a été menée dans le cadre de l'étude de projet (G2 PRO) du contournement de Baraqueville et que, conformément à la norme NF P94-500, une étude d'exécution devra être réalisée par l'entreprise (mission G3).

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

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

Extrait de la norme AFNOR sur les MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE (NF P 94.500 - version de Novembre 2013)

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

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

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

Phase Étude de Site (ES)

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

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

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

Phase Avant-projet (AVP)

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

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

Phase Projet (PRO)

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

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

Phase DCE / ACT

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

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

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 oeuvre 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

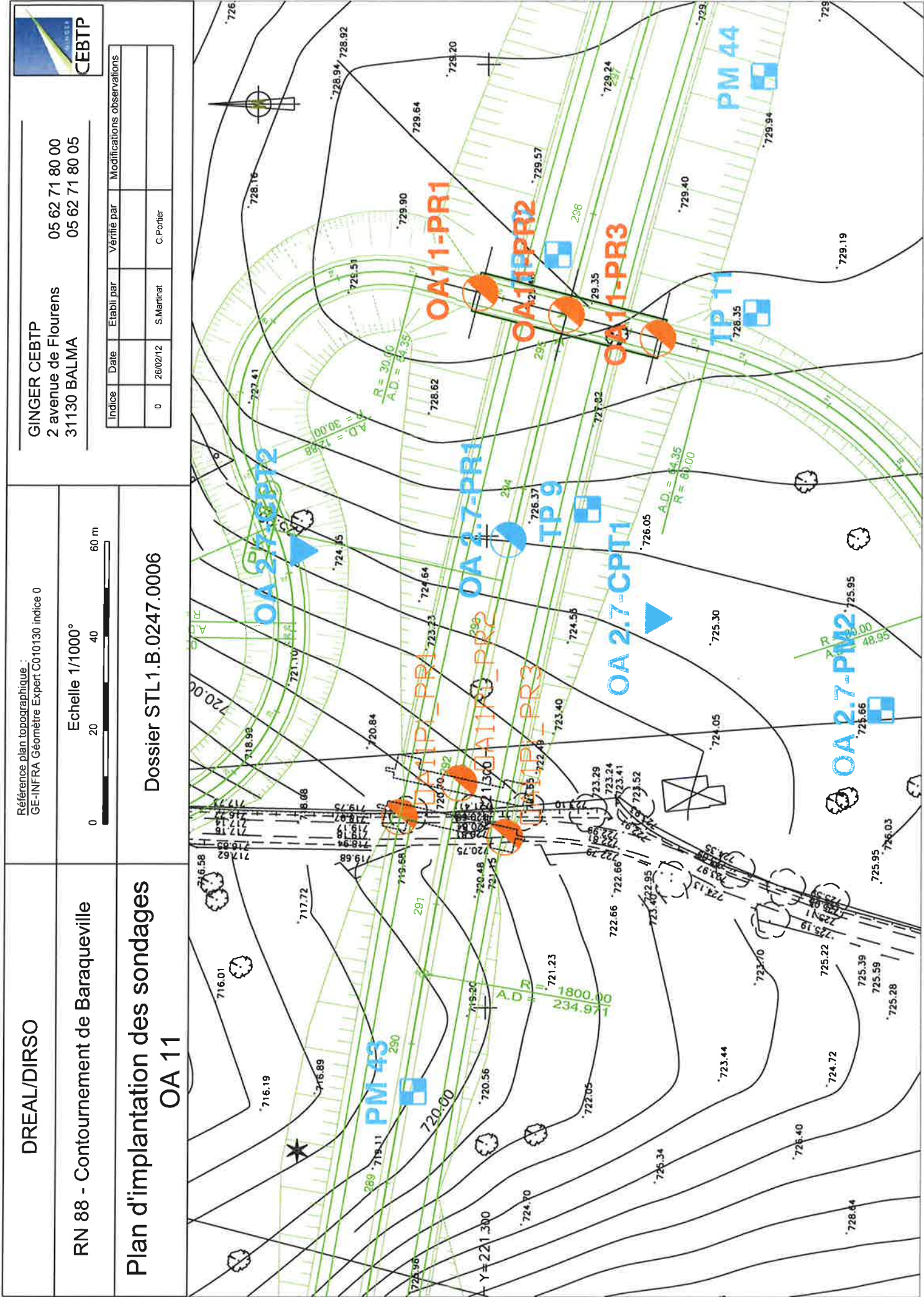
- Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique 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'étude de l'état général de l'ouvrage existant.
- Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).

ANNEXE 2 – PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES



LEGENDE SONDAGES :

PM 1



Pelles mécaniques

TP 1



Tracto-pelles (pour études gisements)

SD 1



Sondages destructifs

SC 1



Sondages carottés

PR 1



Sondages pressiométriques

T1



Sondages tarières

CPT 1



Pénétromètres statiques

PR1+PZ



Sondages pressiométriques + Piézomètre

SC1+PZ



Sondages carottés + Piézomètre

Si 1

Essais sismique réfraction

ANNEXE 3 – SONDAGES DESTRUCTIFS

- Coupes des sondages destructifs,
- Caractéristiques pressiométriques éventuelles (p_i et E_M),
- Diagrammes des enregistrements de paramètres.

Chantier : RN88 - Contournement de BARAQUEVILLE
OUVRAGE OA11 Pi

Client : DREAL / DIRSO

Dossier : STL1B0247-0006

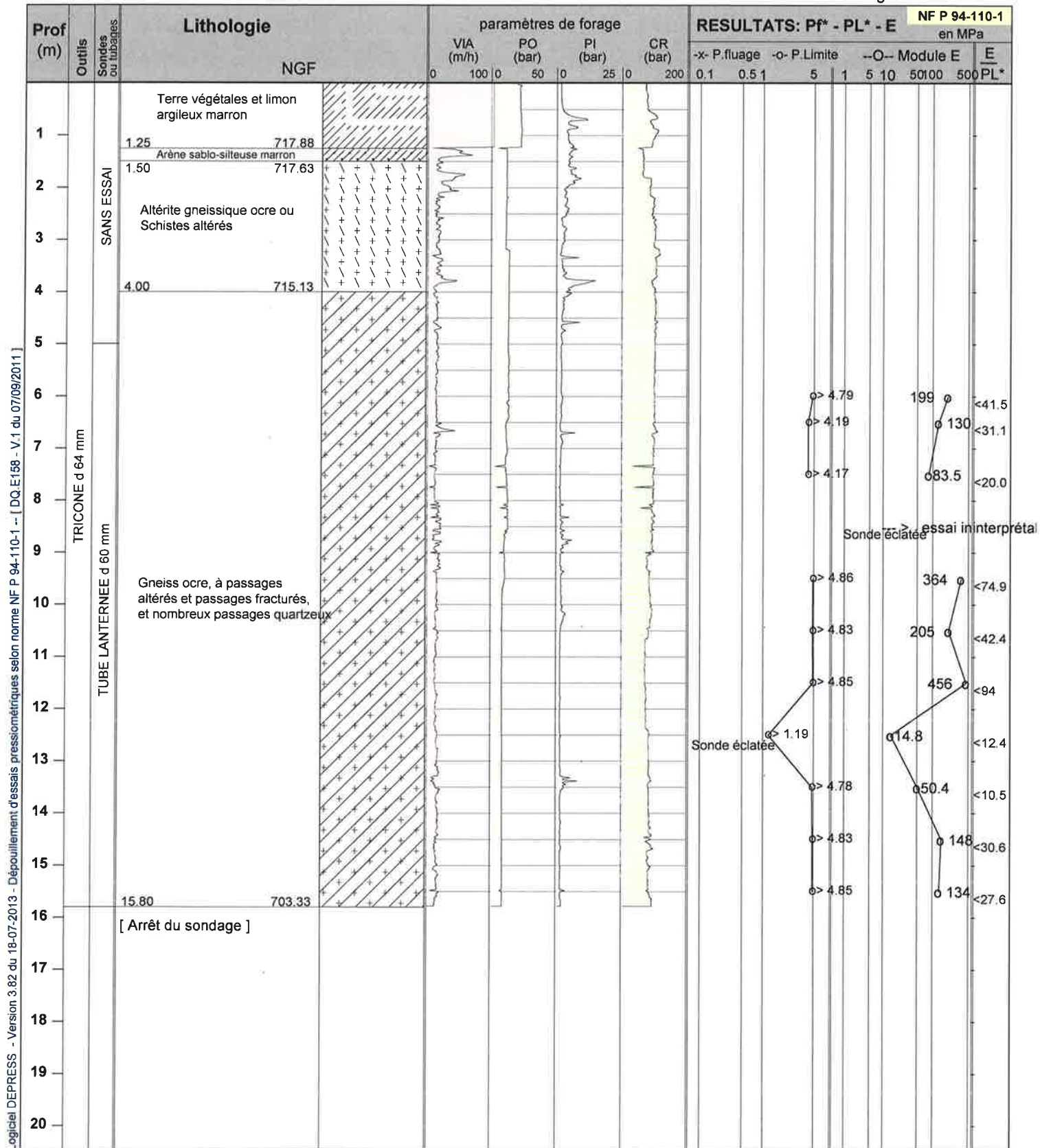
Coordonnées du sondage:

X : 656180.254 Y : 6354910.285 Z : 719.13 (NGF)

Ech.Prof: 1/100°

Sondeuse: M346

date de fin de sondage: 27/11/2013

Observations : /
Edité le 11/02/2014Nappe: /
(à la date d'exécution du forage)

Client : DREAL / DIRSO

Dossier : STL1B0247-0006

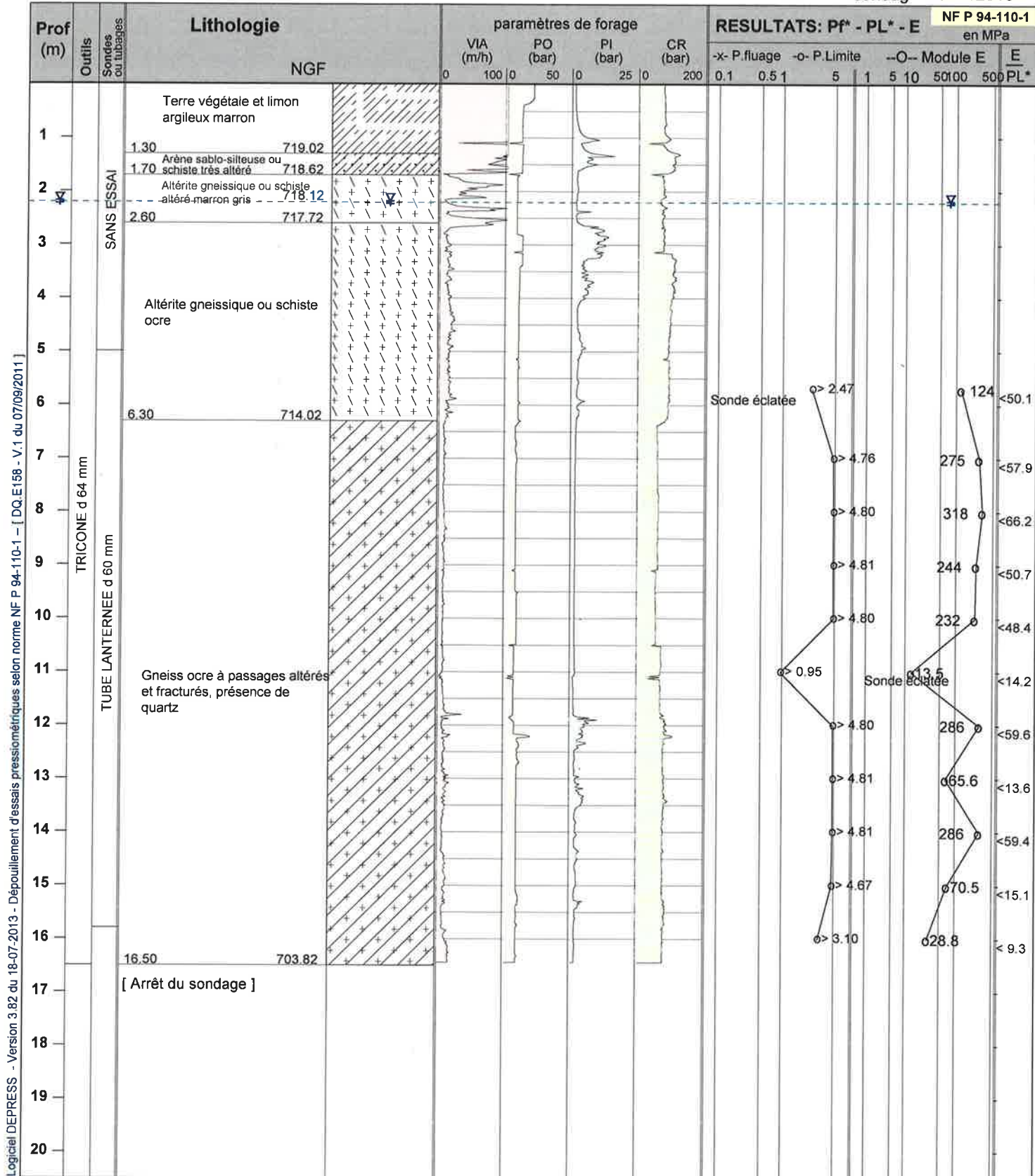
Coordonnées du sondage:

X : 656185.244 Y : 6354897.380 Z : 720.32 (NGF)

Ech.Prof: 1/100°

Sondeuse: M346

date de fin de sondage: 25/11/2013



Observations : /

Edité le 11/02/2014

Nappe: niveau d'eau à 2.20 m.
niveau relevé le 25/11/2013

Client : DREAL / DIRSO

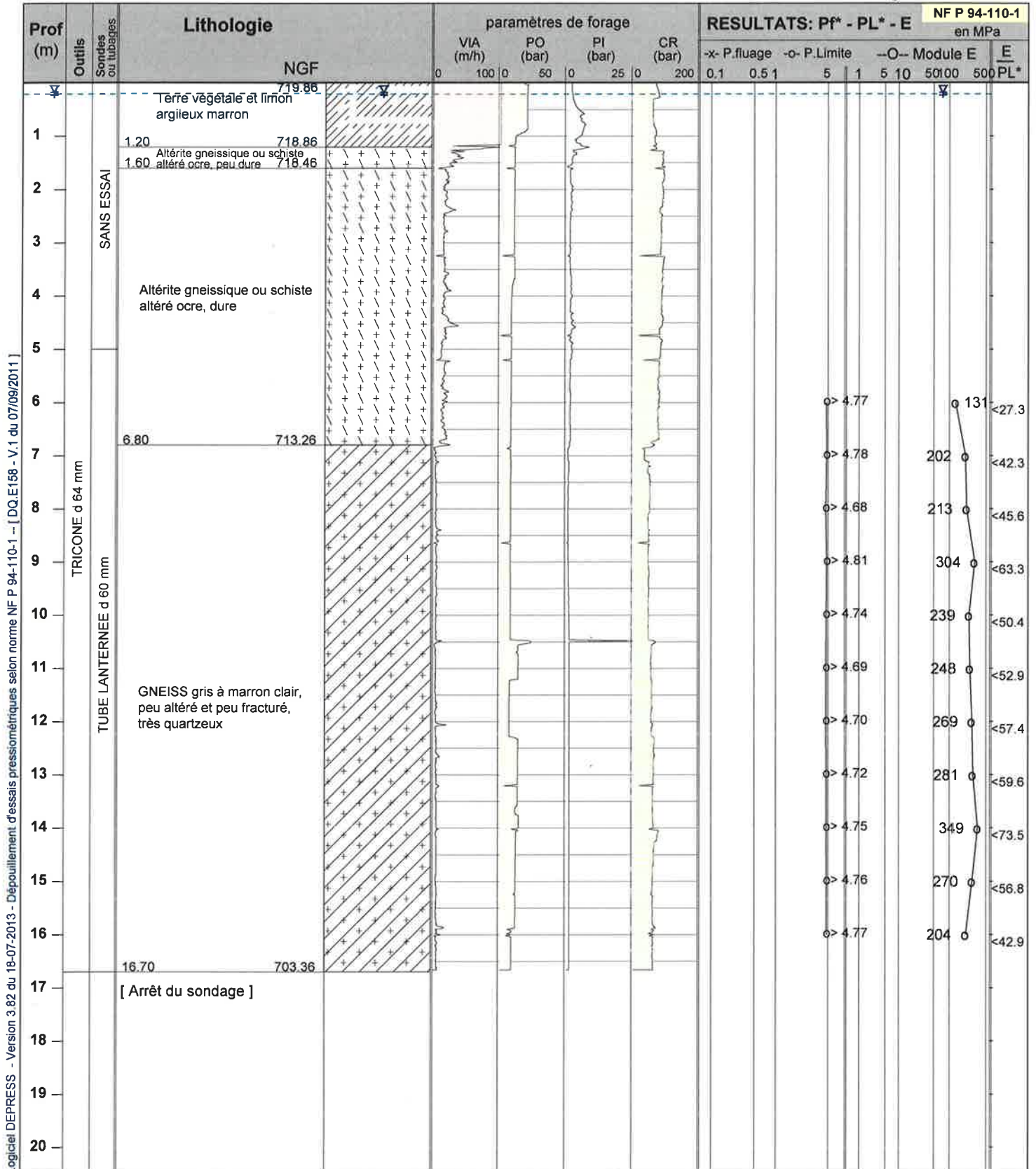
Dossier : STL1B0247-0006

Coordonnées du sondage:

X : 656171.687 Y : 6354889.876 Z : 720.06 (NGF)

Ech.Prof: 1/100°

date de fin de sondage: 27/11/2013



ANNEXE 4 – SONDAGES EGIS / FONDASOL

- Sondages pressiométriques OA2.7-PR1 et OA2.7-CPT1/CPT2

RN88- Contournement de BARAQUEVILLE

Date : 07/09/2011

Cote NGF : 726.13

Profondeur : 0.00 - 10.00 m

X : 609199.22

Machine : AC34

Y : 221295.55

1/100

Forage : OA 2.7-PR1

EXGTE 2.25/GTE

Cote NGF	Profondeur (m)	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Tubage	Equipement forage	Em (MPa)	pl-p0 (MPa)	pf-p0 (MPa)	Em / (pl-p0)
726.25 m	0.50 m	Terre végétale	Non observé	taillant Ø64 mm + Air			0 50 100	0 5 10	0 5 10	15
		Blocs de gneiss et schistes altérés à matrice sablo-limoneuse jaunâtre à beige marron					23.6	1.78	1.06	13.2
							28.3	1.56	1.09	17.9
							30.2	1.73	1.04	17.2
727.18 m	4.20 m	Gneiss beige +/- altéré ou fracturé					26.0	1.78	1.03	14.3
727.58 m	5.80 m						143.6	> 4.56	3.81	< 31.2
		Gneiss et schistes beige marron à blanchâtre peu altéré					606.3	> 4.83	> 4.83	< 124.0
							794.9	> 4.85	> 4.85	< 161.6
728.63 m	10.00 m						1320.8	> 4.85	> 4.85	< 267.4

RN88- Contournement de BARAQUEVILLE

Date : 07/09/2011

Cote NGF : 726.13

Profondeur : 0.00 - 10.00 m

X : 609199.22

Machine : AC34

Y : 221295.55

1/100

Sondage : OA 2.7-PR1

EXGTE 2.25/GTE

Cote NGF (m)	Profondeur	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Tubage	Vitesse d'avancement (m/h)	Appui sur l'outil (bar)	Pression injection (bar)
726.25 m	0.50 m	Terre végétale	Non observé	taillant Ø64 mm + Air		0 200 400	0 20	15 30
		Blocs de gneiss et schistes altérés à matrice sablo-limoneuse jaunâtre à beige marron						
727.18 m	4.20 m	Gneiss beige +/- altéré ou fracturé						
727.58 m	5.80 m	Gneiss et schistes beige marron à blanchâtre peu altéré						
728.63 m	10.00 m							

RN88 - Contournement de BARAQUEVILLE

Date : 07/09/2011

Cote NGF : 725.28

Profondeur : 0.00 - 5.42 m

X : 609182.51

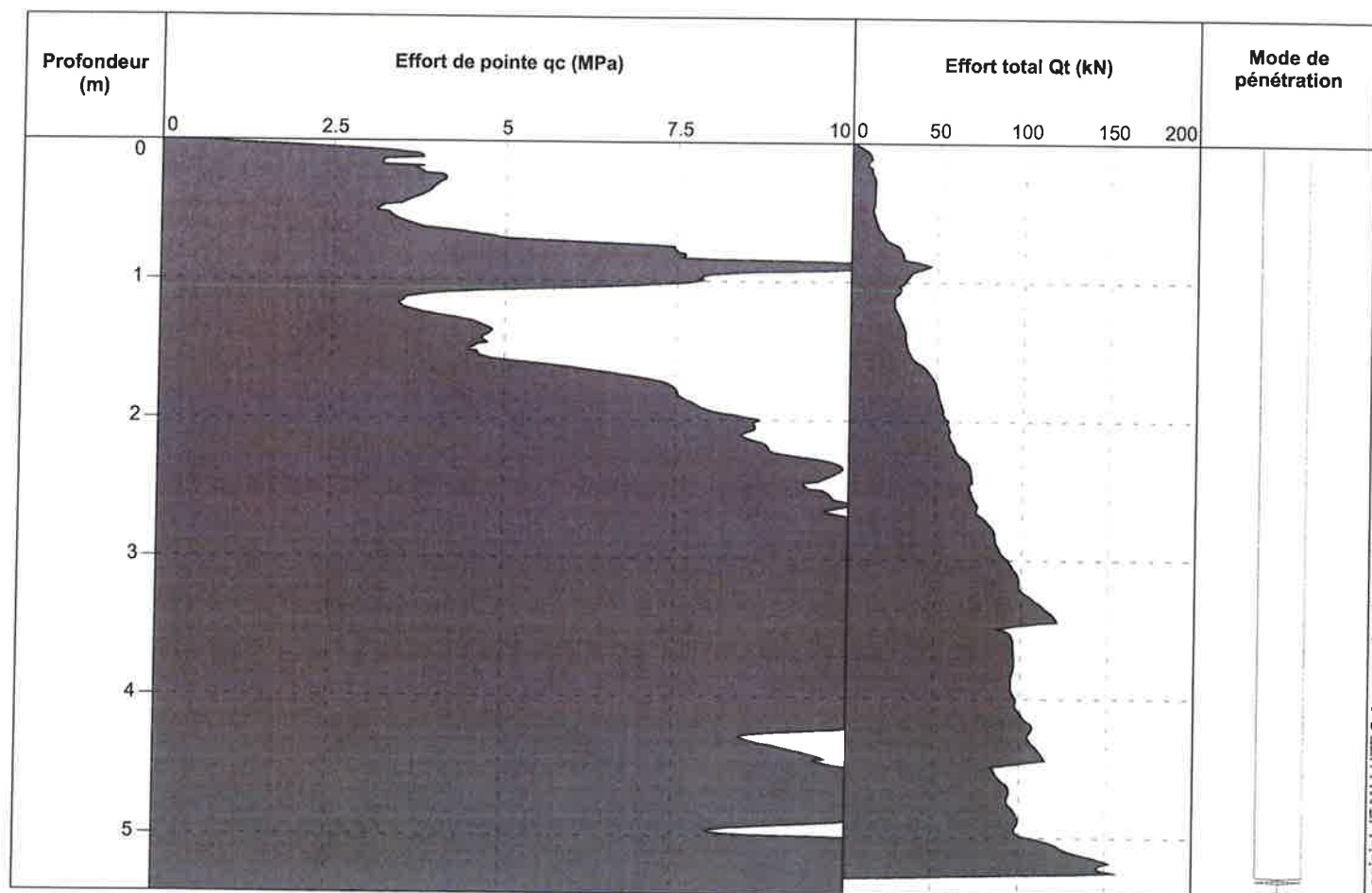
Type de pointe : Mécanique

Y : 221264.40

1/50

Forage : OA 2.7-CPT1

EXGTE 2.30/GTE



Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeantutzsa.fr

Essai de pénétration statique mené jusqu'à 5,27 m avec un effort de pointe qc maximum de 27,24 MPa et un effort total de 161,07 kN

Poursuite de l'essai en pénétration dynamique de 5,27 m à 5,42 m (refus).

RN88 - Contournement de BARAQUEVILLE

Date : 07/09/2011

Cote NGF : 725.28

Profondeur : 0.00 - 5.42 m

X : 609182.51

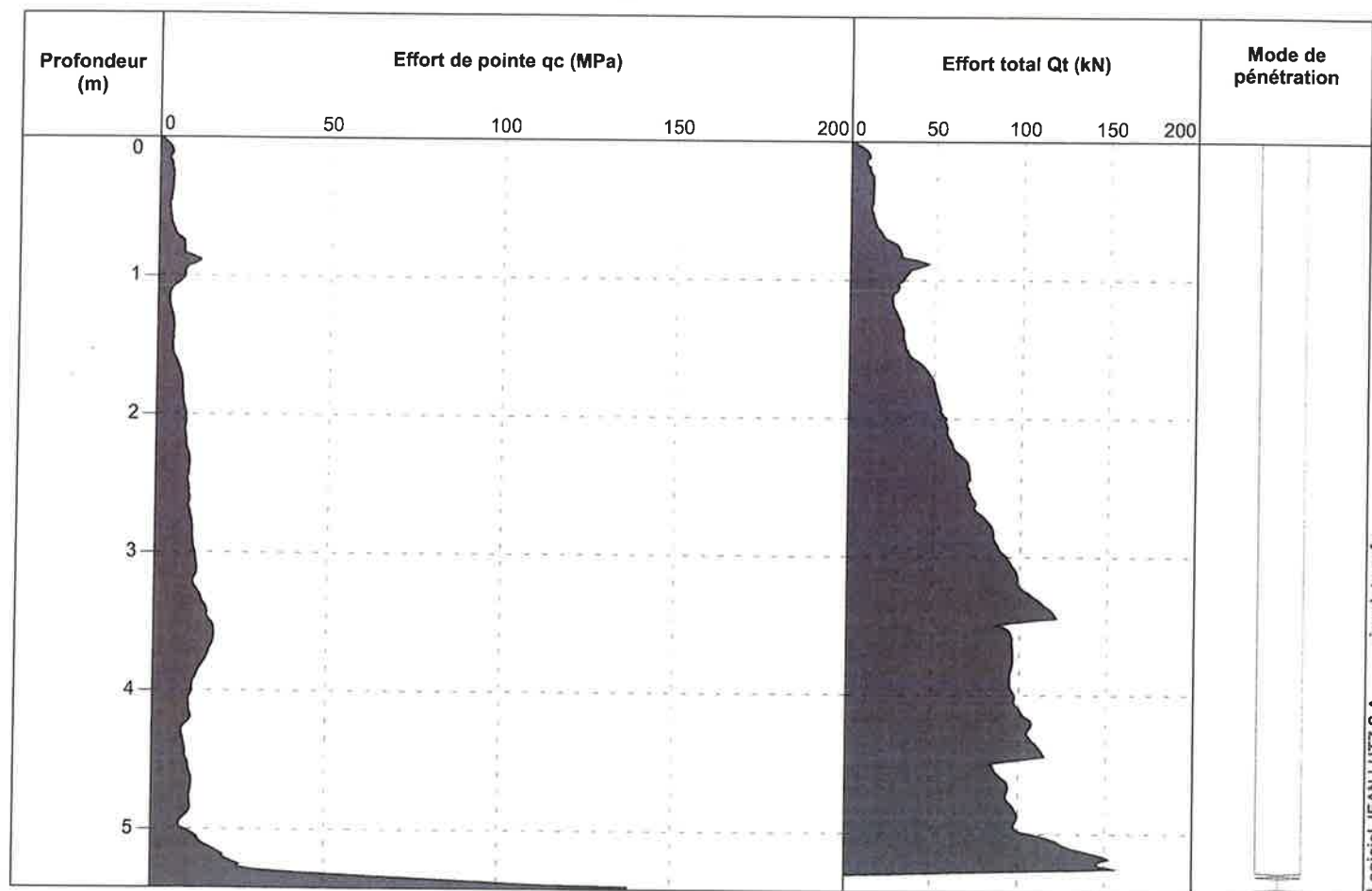
Type de pointe : Mécanique

Y : 221264.40

1/50

Forage : OA 2.7-CPT1

EXGTE 2.30/GTE



Essai de pénétration statique mené jusqu'à 5,27 m avec un effort de pointe qc maximum de 27,24 MPa et un effort total de 161,07 kN

Poursuite de l'essai en pénétration dynamique de 5,27 m à 5,42 m (refus).

RN88 - Contournement de BARAQUEVILLE

Date : 07/09/2011

Cote NGF : 724.58

Profondeur : 0.00 - 3.33 m

X : 609196.86

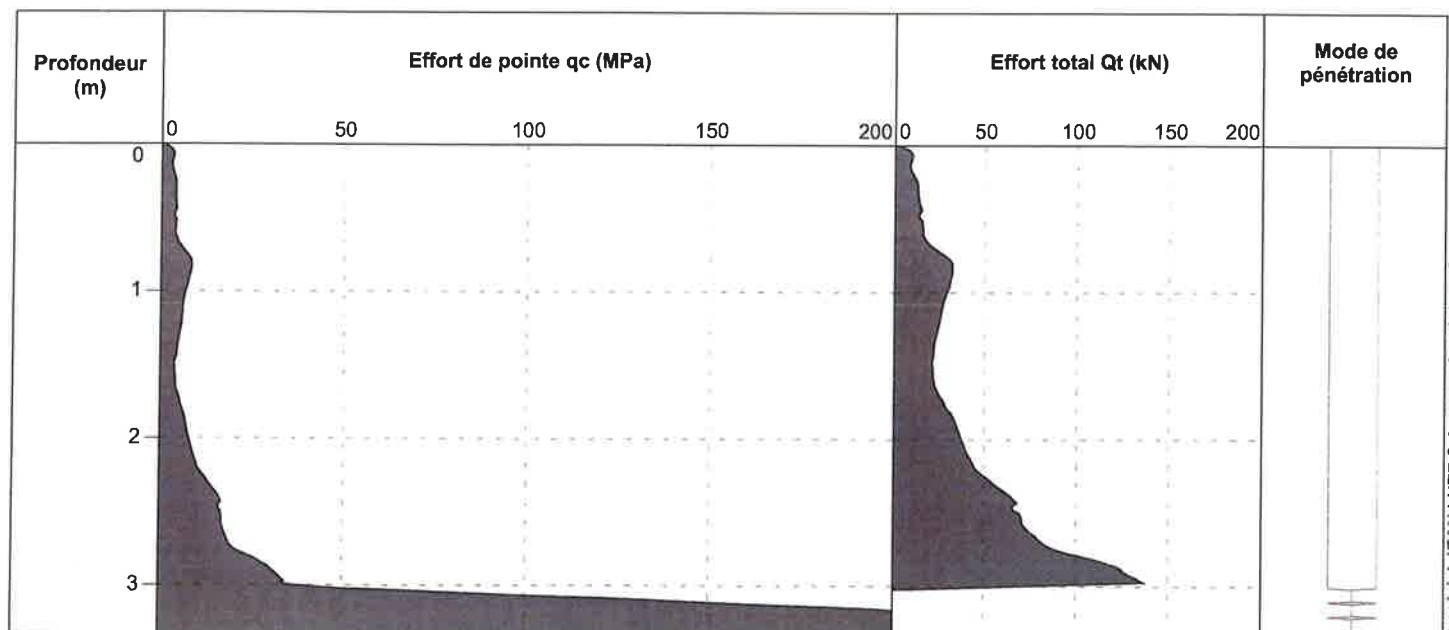
Type de pointe : Mécanique

Y : 221339.70

1/50

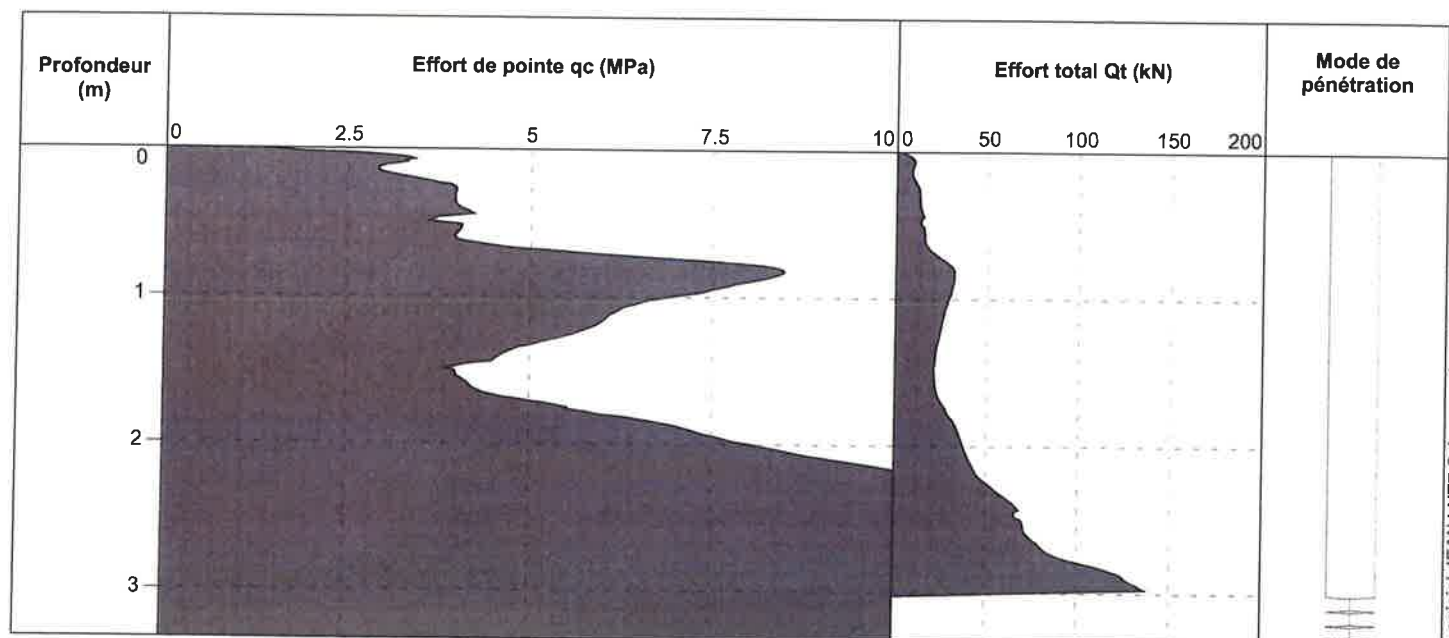
Forage : OA 2.7-CPT2

EXGTE 2.30/GTE



Essai de pénétration statique mené jusqu'à 2,99 m avec un effort de pointe qc maximum de 34,99 MPa et un effort total de 140,16 kN

Poursuite de l'essai en pénétration dynamique de 2,99 m à 3,33 m (refus).



Essai de pénétration statique mené jusqu'à 2,99 m avec un effort de pointe qc maximum de 34,99 MPa et un effort total de 140,16 kN

Poursuite de l'essai en pénétration dynamique de 2,99 m à 3,33 m (refus).