



investigations

essais



contrôle



diagnostic

analyses



supervision

suivi



AGENCE NORD | Parc d'activité de la Broye - 59710 Ennevelin

☎ 03 20 16 88 98

📠 03 20 16 88 99

✉ contact-nord@geomeca.fr

www.geomeca.fr

SERVICE NATIONAL D'INGENIERIE AEROPORTUAIRE

Extension d'un bâtiment Création d'un bloc technique

Commune de FRETIN (59)

Site de l'Aéroport

Étude géotechnique de conception G2 Phase Avant-Projet (AVP)

Référence	Date	Version	Total p.
19-660	05/12/2019	2	59

Suivi des modifications

Version	Rédacteur	Relecteur	Date	Chapitres modifiés	Commentaire
1	Mme SMAGGHE	M. SOUQUIERE	25/10/2019	-	-
2				3	Données du projet
			05/12/2019	5.2	Ajout d’une carte militaire
				8	Modification du chapitre prédimensionnement des fondations suite à l’envoi des estimations de descentes de charges

- SOMMAIRE -

1. PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE NOTRE MISSION	4
1.1 Description de la mission selon la norme NF P94-500.....	4
1.2 Objet du marché.....	4
2. CONTEXTE DE L'ÉTUDE	6
2.1 Données générales	6
2.2 Contexte géologique.....	6
2.3 Contexte Hydrogéologique.....	6
2.4 Localisation et description du site d'étude.....	6
3. DONNÉES DU PROJET	12
4. INVESTIGATIONS GÉOTECHNIQUES.....	13
4.1 Programme de reconnaissance et essais in-situ.....	13
4.2 Programme de reconnaissance et essais in-situ réalisés en 2015 et implantés sous le futur projet.....	13
4.3 Analyses au laboratoire.....	14
4.4 Relevé altimétrique des points de sondage.....	14
5. ANALYSE DES RISQUES NATURELS DU SITE	15
5.1 Informations sismiques	15
5.2 Risques liés aux cavités souterraines.....	15
5.3 Aléa retrait-gonflement des argiles.....	18
5.4 Plan de prévention risque inondation	18
6. RÉSULTATS DES INVESTIGATIONS GÉOTECHNIQUES	19
6.1 Géologie rencontrée	19
6.2 Hydrologie-Hydrogéologie	20
6.3 Résultats des analyses au laboratoire.....	21
6.3.1 Teneur en eau naturelle.....	21
6.3.2 Valeur au bleu de méthylène	21
6.4 Résultats des essais in-situ :	21
6.4.1 Examen des essais pressiométriques	21
6.4.2 Commentaires des essais pressiométriques	22
6.5 Reconnaissance des fondations existantes	22
7. ETUDE DES PARAMETRES SISMIQUES	24
7.1 Classe de sol selon l'Eurocode 8 (NF EN 1998-5).....	24
7.2 Données sismiques	24
7.3 Analyse du potentiel de liquéfaction des sols selon l'Eurocode 8 (NF EN 1998-5)	24
8. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS.....	25
8.1 Fondations profondes par pieux.....	25
8.1.1 Plateforme de travail.....	25

8.1.2	Modèles de calcul.....	25
8.1.3	Frottement latéral unitaire	26
8.1.4	Terme de pointe.....	27
8.1.5	Résultats.....	27
8.2	<i>Remarques.....</i>	36
8.3	<i>Préconisations vis-à-vis des existants et de la mitoyenneté projetée</i>	36
8.4	<i>Dalle basse.....</i>	37
8.5	<i>Remarques concernant les existants à démolir.....</i>	38
9.	PRÉCONISATIONS VIS-A-VIS DES TERRASSEMENTS	40
10.	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES GÉNÉRALES	42
11.	ANNEXES.....	43
11.1	<i>Extrait de la norme NF P 94-500 révisée en 2013 Classification et enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique</i>	43
11.2	<i>Plan d'implantation approximatif des sondages.....</i>	47
11.3	<i>Coupes géologiques et essais pressiométriques.....</i>	48
11.4	<i>Coupe géologique du sondage S1 réalisé en 2015</i>	53
11.5	<i>Fiches de recensement des cavités fournis par le BRGM.....</i>	54
11.5.1	CAVITE NPCAW0000671.....	54
11.5.1	CAVITE NPCAW0000675.....	56
11.5.2	CAVITE NPCAA21000283	57
11.5.3	CAVITE NPCAA0000339	58

1. PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE NOTRE MISSION

1.1 Description de la mission selon la norme NF P94-500

Selon la norme NF P94-500 définissant les missions d'ingénierie géotechnique ainsi que leur enchainement, la mission qui nous a été confiée est une étude géotechnique de conception type G2 phase Avant-projet (AVP).

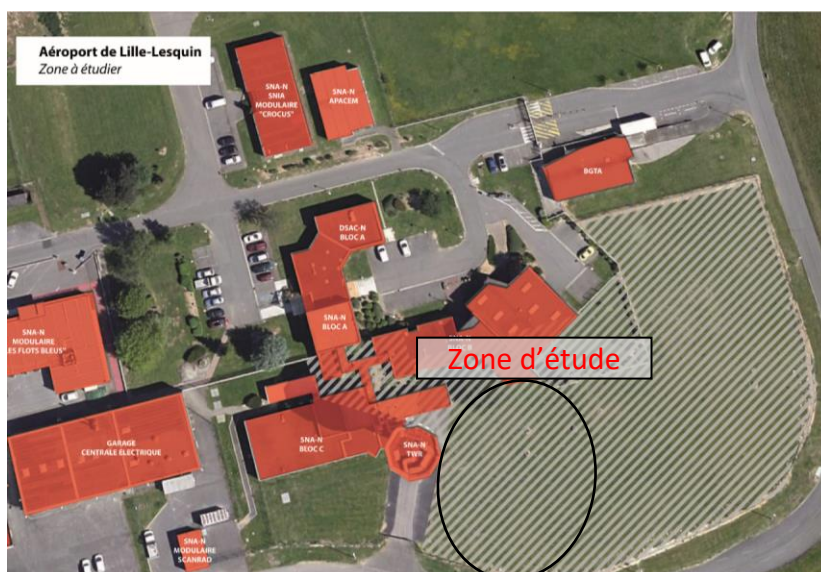
Cette étude a pour but de :

- Déterminer la géologie générale et la nature des terrains en place et leurs caractéristiques géomécaniques ;
- Fournir et commenter les résultats des essais *in-situ* et en laboratoire ;
- Déterminer les spécificités géotechniques du site ;
- Déterminer les types de fondations à mettre en œuvre et leurs niveaux d'assises ;
- Déterminer les contraintes du sol (ELS, ELU) ;
- Estimer les tassements (fondations superficielles) ;
- Donner les caractéristiques de la couche de forme sous dallage éventuel (Westergaard, EV1, EV2) ;
- Donner des dispositions constructives générales.

1.2 Objet du marché

Le projet prévoit l'extension de bâtiment par la création d'un nouveau bloc technique (bâtiment de type R+1), sans cave ni sous-sol, d'une emprise au sol d'environ 1 000 m².

Le secteur d'étude est situé au sein de l'Aéroport sur la commune de LESQUIN, dans le département du Nord (59) :



Photographie aérienne situant le projet (source : « Aéroport de Lesquin »)

Nous avons considéré qu'aucune modification notable de la topographie du terrain ne serait envisagée. Dans le cas contraire, il revient à la charge du maître d'ouvrage de nous fournir cette information, car nos conclusions risqueraient de ne plus être adaptées.

Cette étude fait en partie suite à une étude géotechnique préalable de type G1 ES et PGC réalisée le 17/03/2016 et référencée 15-634.


2. CONTEXTE DE L'ÉTUDE

2.1 Données générales

Les pièces qui nous ont été fournies pour cette étude sont les suivantes :

- Plan de situation ;
- Plan de masse via un plan de dévoiement de réseau ;
- Vues de l'existant, des démolitions et de la future extension.

Les intervenants sont :

Maîtrise d'ouvrage :	SERVICE NATIONAL D'INGENIERIE AROPORTUAIRE Pôle Paris-le Bourget – Aéroport de Lille BP 80333 59 813 LESQUIN
Bureau d'étude de sols et entreprise de sondages :	 GEOMECA P.A. de la Broye 59 710 ENNEVELIN

2.2 Contexte géologique

D'après la carte géologique des secteurs d'étude (feuille de CARVIN) éditée par le BRGM, la géologie attendue au droit des sites est la suivante :

- **Eventuellement limon de lavage (Quaternaire)** : leur épaisseur est variable et leur composition dépend de la nature du sous-sol qu'ils recouvrent.
- **Craie blanche (Sénonien)** : cette assise est constituée d'une craie blanche fine avec passées de craie grise ou de craie blanche à silex, de craie phosphatée et de craie grise assez dure avec nodules de phosphate de chaux.

2.3 Contexte Hydrogéologique

L'hydrogéologie est un paramètre important dans le cadre de notre étude. La présence d'une nappe peu profonde au droit du projet peut avoir une influence importante sur le dimensionnement des fondations ainsi que sur la gestion des travaux.

D'après la lithologie attendue au droit du site, des circulations d'eau sont possibles dans les horizons superficiels en période pluvieuse.

D'après la lithologie attendue au droit du site, il existe un réseau aquifère qui circule dans le réseau de fissures de la craie du Sénonien.

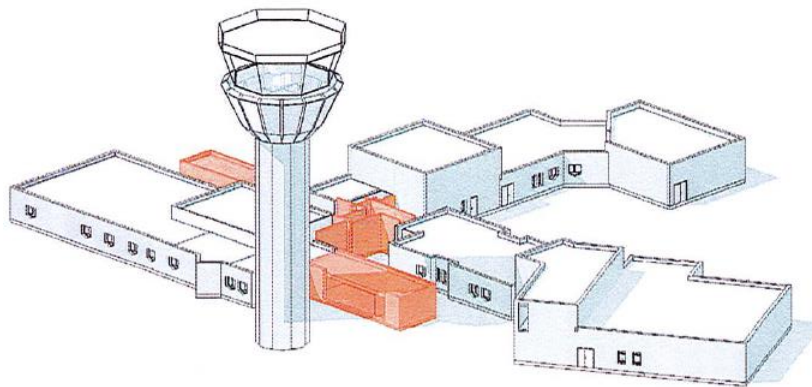
2.4 Localisation et description du site d'étude

Le site d'étude est situé au s'en de l'aéroport de Lesquin à l'Ouest des pistes d'atterrissages :
Il est en majeure partie composée de parties enherbées :



Photographie de l'environnement du secteur d'étude

Des parties actuellement construites sont vouées à la démolition (parties en rouge) :



Vue de l'existant avec parties à démolir indiquée en rouge

D'après l'observation des photographies aériennes anciennes, la parcelle était anciennement occupée par des champs (cf. photographie de 1950) puis progressivement par de nouvelles constructions des terminaux et structure opérationnelles de l'aéroport (cf. photographie aérienne de 2009). On note la présence d'une structure excavée évoquant un bassin EP envahi par des arbres dans un second temps (cf. photographie de 1978) puis remblayé suites à des opérations de terrassements entre 2000 et 2002.

Les photographies analysées sont présentées ci-après. Un cercle en pointillés rouge situe approximativement la zone d'étude.



Photographie aérienne 1 du secteur d'étude en 1950 (source : Géoportail)



Photographie aérienne 2 du secteur d'étude en 1955 (source : Géoportail)



Photographie aérienne 3 du secteur d'étude en 1957 (source : Géoportail)



Photographie aérienne 4 du secteur d'étude en 1960 (source : Géoportail)



Photographie aérienne 5 du secteur d'étude en 1964 (source : Géoportail)



Photographie aérienne 6 du secteur d'étude en 1978 (source : Géoportail)



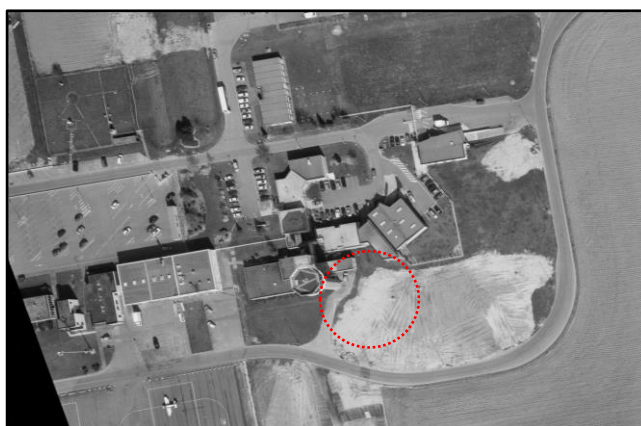
Photographie aérienne 7 du secteur d'étude en 1989 (source : Géoportail)



Photographie aérienne 8 du secteur d'étude en 1995 (source : Géoportail)



Photographie aérienne 9 du secteur d'étude en 2000 (source : Géoportail)



Photographie aérienne 10 du secteur d'étude en 2002 (source : Géoportail)



Photographie aérienne 11 du secteur d'étude en 2009 (source : Géoportail)

Nous avons analysé sur la série de photographies aérienne du secteur d'étude afin de détecter tout éventuel indice pouvant supposer la présence d'anomalies au droit du site. Les anomalies recherchées sont diverses : constructions ou aménagements spécifiques, fosses, tranchées, ancien cours d'eau, puits de cavités souterraines etc.

L'analyse des photographies aériennes a mis en évidence sur le secteur d'étude :

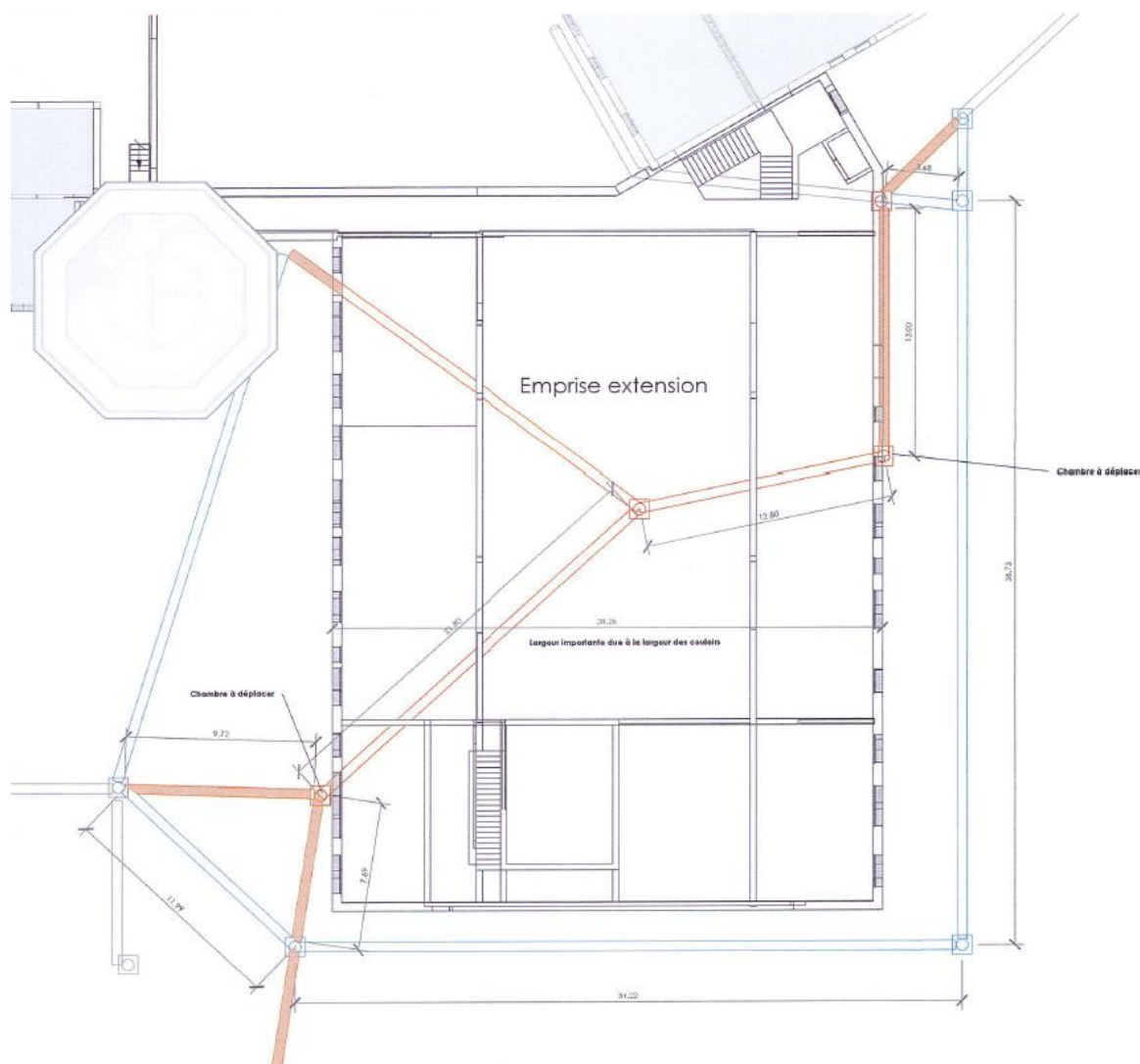
- des traces de formes ovoïdes pouvant correspondre à des impacts d'obus liés à la deuxième Guerre Mondiale (cf. photo datée de 1950) ;
- des traces de linéaires pouvant correspondre à plusieurs origines telles un aménagement de terrain, à des terrassements, des traces de passages d'engins, des galeries souterraines ;
- la présence d'un bassin supposé avec présence d'arbre (cf. photos datées de 1978 à 2000) ;
- Terrassement entre 2000 et 2002 du bassin et terrassement généraux (cf. photo datée de 2002).

Il est à noter que l'analyse des photographies aériennes présentées au sein du présent chapitre constitue **un examen sommaire** des photographies aériennes et non de la « photo-interprétation ». Par ailleurs la qualité des analyses dépend fortement de la qualité des photographies. Les photographies consultées sont disponibles sur le site « Geoportail » du gouvernement (www.geoportail.gouv.fr/accueil).

3. DONNÉES DU PROJET

Le projet prévoit l'extension de bâtiment par la création d'un nouveau bloc technique (bâtiment de type R+1), sans cave ni sous-sol, d'une emprise au sol d'environ 1 000 m².

Le plan ci-dessous constitue le plan de masse fournis par la maîtrise d'Ouvrage :



A l'heure de rédaction de la première version, les descentes de charge n'étaient pas définies et aucune estimation ne nous avait été communiquée.

Nous avons reçu le 29/11 des données concernant les descentes de charges. On nous a indiqué des charges pouvant aller jusqu'à une charge maximale G+ Q à l'E.L.S de 283,20 t. Cette version 2 prend en compte ces informations.

En l'absence d'informations concernant le calage altimétrique du projet, nous avons considéré que celui-ci serait calé sensiblement au même niveau que celui du terrain naturel lors de la réalisation des sondages.

4. INVESTIGATIONS GÉOTECHNIQUES

4.1 Programme de reconnaissance et essais in-situ

Les travaux sur le terrain ont consisté en la réalisation de :

- 1 sondage de reconnaissance géologique (**PR1**) descendu à 15,50 m/TN (par rapport au terrain naturel) avec prélèvements d'échantillons remaniés et 11 essais pressiométriques ;
- 2 sondages de reconnaissance géologique (**PR2 et PR3**) descendus à 8,00 m/TN avec prélèvements d'échantillons remaniés et 6 essais pressiométriques ;
- 2 sondages de reconnaissance géologique (**S1 et S2**) descendus à 3,00 m/TN avec prélèvements d'échantillons remaniés ;
- 1 fouille de reconnaissance de fondation.

Ces investigations sont reportées sur le plan d'implantation en annexe (p. 47).

Un relevé du niveau de nappe a également été réalisé dans l'ensemble des sondages.

4.2 Programme de reconnaissance et essais in-situ réalisés en 2015 et implantés sous le futur projet



Seul le sondage **S1** semble être dans la zone d'étude du futur bâtiment. Ses caractéristiques seront reprises dans le cadre de cette étude.

A noter que le sondage **PR3** avait mis en évidence environ 5 m de remblai, probablement en lien avec la présence d'un bassin remblayé (voir ci-après chap. 2.4), non observé en **S2** en direction du projet

4.3 Analyses au laboratoire

Les prélèvements d'échantillons ont fait l'objet d'identification en laboratoire, à savoir :

- des mesures de la teneur en eau naturelle ;
- 2 valeurs au bleu de Méthylène.

4.4 Relevé altimétrique des points de sondage

Les points de sondage ont été implantés à l'aide d'un GPS à précision centimétrique.

Ces coordonnées, appartenant au référentiel RGF93 CC50, sont présentées au sein du tableau suivant.

Sondage	X (m)	Y (m)	Altitude (m NGF)
PR1	#	#	#
PR2	1707051,455	9263333,929	46,632
PR3	1707035,028	9263301,896	46,866
S1	1707029,242	9263329,720	46,926
S2	1707056,932	9263305,986	46,680

prise impossible (pas de connexion aux satellites)

5. ANALYSE DES RISQUES NATURELS DU SITE

5.1 Informations sismiques

Nous informons que la commune de FRETIN est située dans une zone sismique de type **2** : aléa **FAIBLE**.

(Source : <http://www.georisques.gouv.fr>)

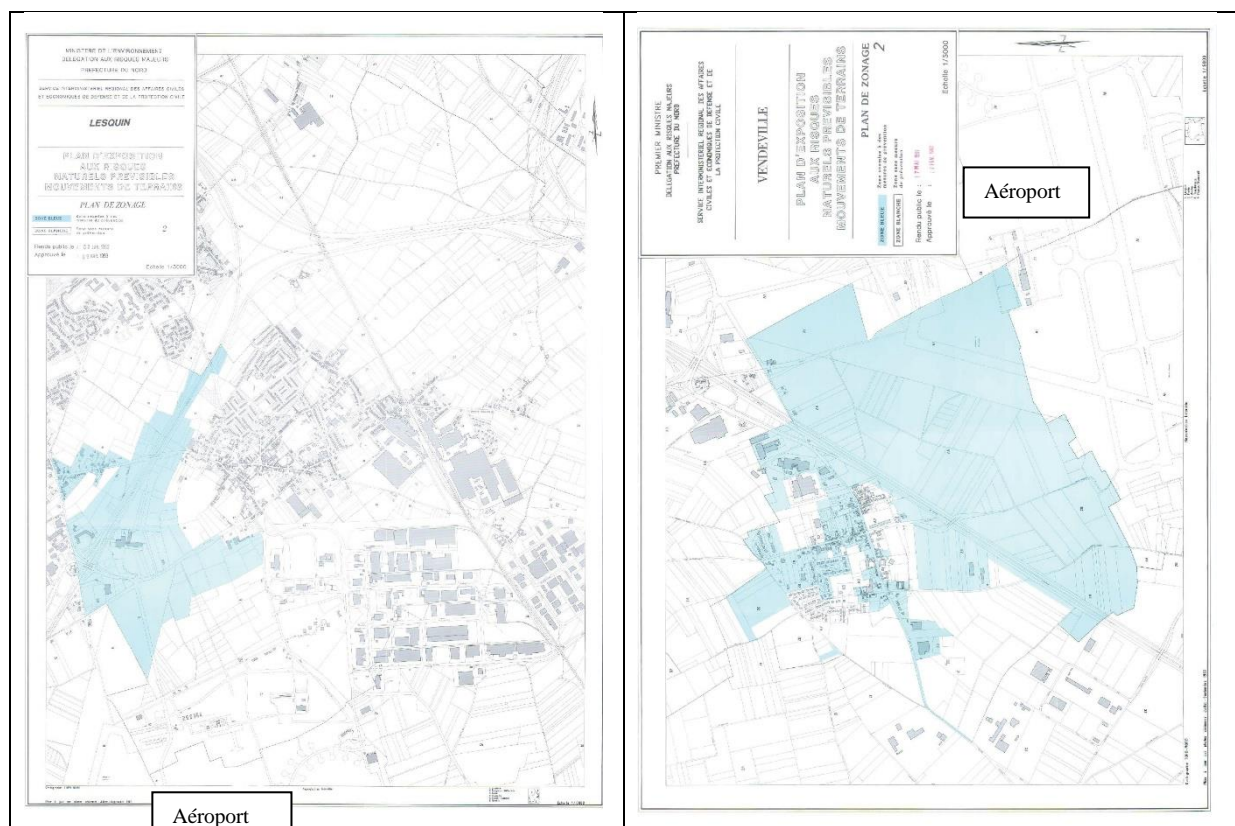
5.2 Risques liés aux cavités souterraines

D'après la base de données du BRGM, deux cavités souterraines sont recensées sur le territoire de la commune de FRETIN.

(Source : <http://www.georisques.gouv.fr>)

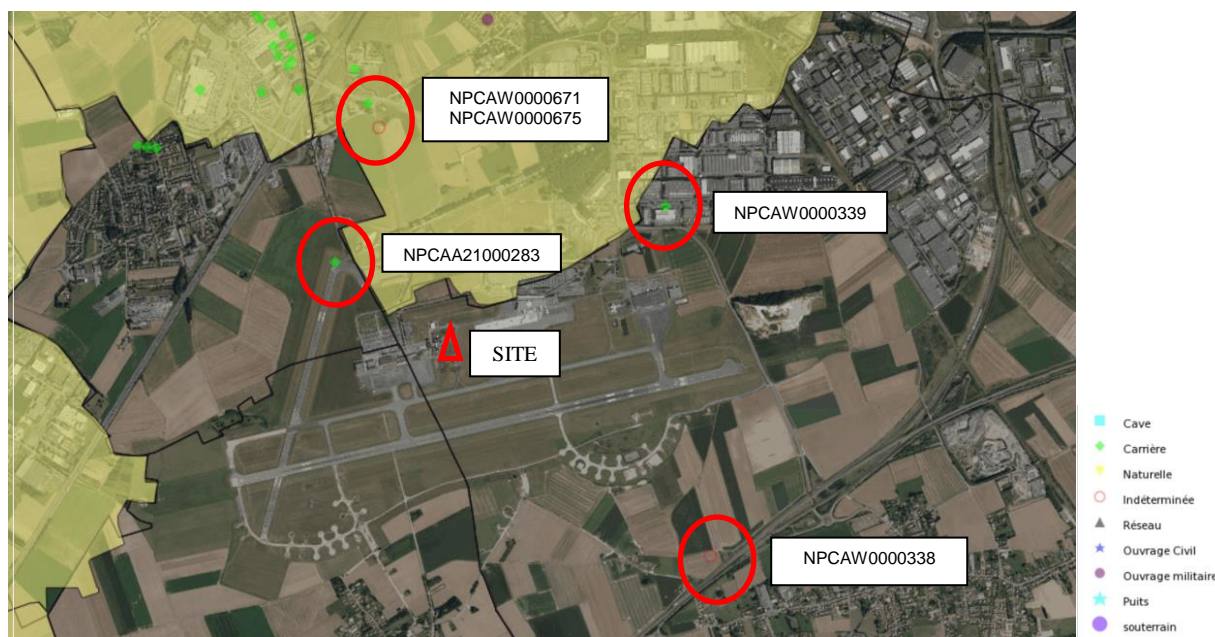
Le secteur d'étude appartient à la commune de FRETIN qui ne possède pas à ce jour de Plan d'Exposition aux Risques naturels prévisibles mouvements de terrain.

Néanmoins, l'aéroport de LILLE-LESQUIN est situé à cheval sur quatre communes dont deux ont établi un PER : LESQUIN et VENDEVILLE. Nous avons positionné l'aéroport sur les deux cartes et on peut apercevoir notamment sur la carte de Vendeville que l'aéroport est proche de zone bleue : zone où il est soumis des mesures de prévention.



Carte de zonage des deux communes de LESQUIN (à gauche) et VENDEVILLE (à droite)

D'après Géorisques (<http://www.georisques.gouv.fr/>), des cavités souterraines sont proches du secteur d'étude :



Positionnement du site et des cavités environnantes

(Source : <http://www.georisques.gouv.fr/dossiers/cavites-souterraines/carte#/com/59256/>)

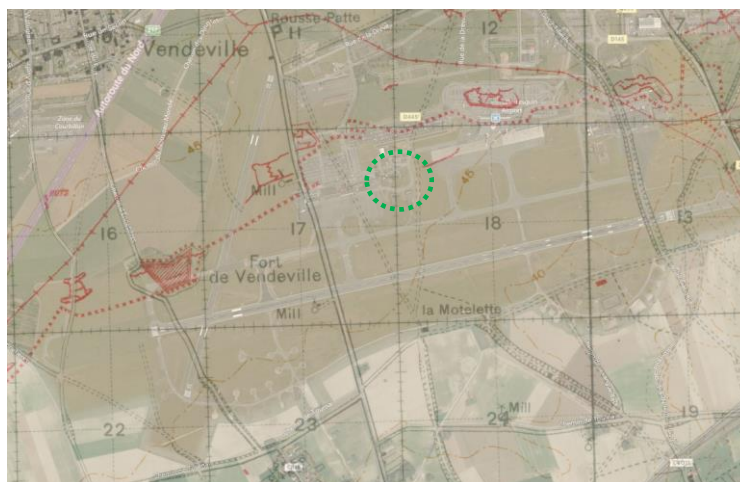
Le tableau suivant reprend les descriptions faites pour les cavités souterraines indiquées ci-dessus sur le tableau par le BRGM et complétés après les résultats de l'enquête documentaire réalisée auprès du BRGM réalisée en 2016 :

NPCAW0000671	Catiches situées rue Jean Jaurès (A1 n° 606-702 – cadastre : 000 AB - 55) répertoriées le 08/02/91 : affaissement en voirie et ouverture d'une catiche en cours de travaux en février 1996 – ouverture d'une catiche suite à des travaux de terrassements le 28/08/1997 de 9.50 m de profondeur avec la voûte située à 1.80 m de profondeur – visite le 22/02/2006 attestant d'une bonne stabilité
NPCAW0000675	Affaissement de terrain route de l'aéroport le 26/02/2008 à proximité d'une carrière de type catiche, origine inconnue – cadastre 000 AR - 119
NPCAA21000283	Catiches de l'aéroport de Lesquin – présence d'une carrière souterraine de craie de type catiches à l'extrémité nord de la piste nord-sud de l'aéroport de Lesquin (parcelle AE-23)
NPCAW0000339	Effondrement d'une catiche au Centre Régional de Transport (CRT) – parcelle AB-157 entre 192 et 288 boulevard du Petit Quinquin – ouverture de la catiche au niveau d'un parking suite à des travaux d'assainissement en juillet 2001 (intervention du BRGM le 09/07/2001)
NPCAW0000338	Tassements dans un champ Chemin de Tournai en Janvier 1994 – cadastre ZH au lieu dit Vindin Nord- Dimensions et origine inconnue

Les plans de localisations et renseignements complémentaires sont joints en annexe.
Les enquêtes documentaires menées auprès des autres organismes que le BRGM (mairies des quatre communes, CEREMA, MEL, ...) n'ont obtenues de résultats constructifs.

- Éventuelles cavités de type militaire

La figure suivante présente deux extraits de carte militaire du secteur de l'aéroport de LESQUIN/FRETIN sur laquelle figure de façon plus ou moins approximative des tranchées de la première guerre mondiale :



Extrait d'une carte militaire situant les tranchées sur le secteur de LESQUIN en octobre 1917 (Source : Mc Master University)



Extrait d'une carte militaire situant les tranchées sur le secteur de LESQUIN en octobre 1918 (Source : Mc Master University)

D'après cette carte, des tranchées sont référencées sur la commune de FRETIN. Le secteur d'étude (voir cercle en pointillé vert représentant la position approximative du site) est proche d'une zone de tranchées et est susceptible d'être impacté.

Dans tous les cas, une vigilance accrue sera portée à la phase de terrassement des fondations, et toute anomalie nous sera signalée et fera l'objet de fouilles approfondies à la pelle dans l'emprise ou en périphérie du projet afin de détecter la présence d'éventuelles tranchées remblayées.

5.3 Aléa retrait-gonflement des argiles

D'après la cartographie « aléa retrait-gonflement des argiles », le secteur d'étude est situé dans une zone classée « à priori nul ».

(Source : <http://www.georisques.gouv.fr>)

5.4 Plan de prévention risque inondation

❖ TRI (Territoire à Risques Important d'Inondations) :

La commune n'appartient pas à un TRI (Territoire à Risques Important d'Inondations).

❖ Plan de prévention risque inondation :

La commune de FRETIN est soumise à un plan de prévention du risque inondation (P.P.R.I.) approuvé le 2 octobre 2015. Il conviendra à la maîtrise d'ouvrage de s'informer en mairie ou en préfecture sur les prescriptions du P.P.R.I.

(Source : <http://www.georisques.gouv.fr>)

6. RÉSULTATS DES INVESTIGATIONS GÉOTECHNIQUES

6.1 Géologie rencontrée

Les investigations géotechniques ont permis de rencontrer les formations suivantes :

Remblais

Il a été rencontré au droit de nos sondages des remblais sur une épaisseur variant entre 0,40 m à 1,20 m/TN. Ils peuvent être constitués de terre végétale en tête, de dépôts limoneux, de dépôts limono-craieux, de cassons de brique, de cailloutis divers.

Au droit du sondage PR1 des débris de PVC et de caoutchouc sont présents dans les remblais.

Remarques :

- Les résultats donnés par les sondages sont ponctuels et ce type de dépôts est susceptible de présenter des variations latérales et verticales, tant du point de vue de la nature que de l'épaisseur ;
- Compte tenu de l'occupation antérieure du site par un bassin aujourd'hui remblayé, l'épaisseur des remblais est susceptible de présenter des variations relativement importantes d'un point à un autre (5 m au droit du sondage PR3 réalisé en 2015). Par ailleurs, la présence de nombreux réseaux enterrés sera à l'origine de remblais.
- Pour tout arbre dessouché au droit du projet, il faudra remblayer avec un matériau sain, inerte et insensible à l'eau et compacter selon les règles de l'art. Les futures fondations seront ancrées de 30 cm dans le sol en place par rapport au niveau bas de l'ancien enracinement et de manière à respecter les profondeurs minimales préconisées dans la partie spécifique aux fondations.

Limon

Une formation constituée d'un limon marron sableux peu argileux a été rencontré sous les remblais. Cette formation peut être riche en granules de craie.

Cette formation a été rencontrée jusqu'à la base des sondages du sondage S2 et ce jusqu'à une profondeur variant entre 1,60 m/TN à 2,80 m/TN.

Craie

Sous les limons est présente une craie de teinte blanche pouvant être limoneuse en tête et contenant des silex en profondeur (à compter d'environ 12,60 m/TN) au droit du sondage PR1.

Les sondages excepté S2 ont été stoppés au droit de cette formation à une profondeur comprise entre 3,00 m à 15,50 m/TN.

Les sondages ont donné lieu à l'établissement de coupes géologiques jointes en annexe (p. 53).

6.2 Hydrologie-Hydrogéologie

Les niveaux d'eau relevés lors de nos sondages sont présentés au sein du tableau suivant :

Sondage	Niveau d'eau (m/TA)	Date de mesure	Type de niveau d'eau
PR1	5,60	Septembre 2019	Venue d'eau en fin de forage (non stabilisé)
PR2	4,80		
PR3	4,20		
S1	-		
S2	-		

Toutefois, il est à noter que ces niveaux d'eaux ne sont donnés qu'à titre indicatif. L'utilisation de boue de forage pour la réalisation des sondages ainsi que les éventuelles intempéries lors de notre intervention ont influencés les niveaux d'eaux observés.

Notre intervention étant ponctuelle, elle ne permet pas de fournir des informations hydrogéologiques suffisantes pour apprécier la variation des nappes et circulation d'eau. La caractérisation des niveaux d'eau pourra être réalisée par l'intermédiaire d'un piézomètre à mettre en œuvre sur site.

Par ailleurs, la nature des horizons rencontrés en tête de forage peut être à l'origine d'une accumulation d'eau en période pluvieuse.

Il y aura donc lieu de mettre en œuvre une barrière anti-capillarité afin de limiter les remontées d'humidités et collecter ces eaux avant tout coulage des bétons.

La mise en place d'un drainage périphérique devra également être envisagée, son exécution devra être soignée afin de ne pas entraîner de venue d'eau en direction de la construction, l'entretien devra être suivi afin d'éviter tout colmatage et son exutoire devra être adapté (cf. DTU 20 .1). Les volumes d'eau collectés seront dirigés aussi loin que possible des fondations du projet ou de tout autre ouvrage.

6.3 Résultats des analyses au laboratoire

6.3.1 Teneur en eau naturelle

Les résultats des teneurs en eau naturelle sont reportés dans le tableau ci-dessous.

Nom du forage	Profondeur (m/TN)	Géologie	Teneur en eau (%)
S1	1,60 – 3,00	Craie	21,3
S2	1,50 – 3,00	Limon	21,1
PR1	1,20 – 2,80	Limon	17,9
PR2	0,40 – 1,70	Limon	20,3

6.3.2 Valeur au bleu de méthylène

Cet essai permet d'évaluer la surface spécifique d'échange (ou surface active) d'un matériau argileux. Il permet globalement d'estimer la quantité et la qualité (activité) de la fraction argileuse contenu dans le sol.

Les résultats sont reportés dans le tableau ci-dessous.

Nom du forage	Profondeur (m/TN)	Géologie	V.B.S. (g/100g de sol)
S1	0,80 – 1,60	Limon	3,1
S2	0,60 – 1,50	Limon	3,7

On considère généralement (Chassagneux et al., 1996) que la sensibilité d'un matériau argileux varie de manière suivante en fonction de la valeur de bleu (VBS) :

Valeur de bleu	Susceptibilité	Note géotechnique
< 2,5	Faible	1
2,6 à 6	Moyenne	2
6 à 8	Forte	3
> 8	Très forte	4

6.4 Résultats des essais in-situ :

6.4.1 Examen des essais pressiométriques

Chaque essai pressiométrique détermine trois caractéristiques mécaniques essentielles du sol :

- **La pression limite nette (PI*** en MPa) qui correspond à l'état limite de rupture et qui permet le calcul de la capacité portante ;
- **Le module pressiométrique (E_M** en MPa) qui caractérise le comportement contraintes déformations dans la phase pseudo-élastique de l'essai et permet ainsi l'estimation des tassements.

On trouvera les pressiogrammes en annexe (p. 48) avec, en regard des valeurs de PI^* et E_M , les coupes géologiques correspondantes.

Le rapport E_M/PI est également fourni sur les coupes. Ce dernier permet notamment de déterminer le coefficient α appelé *coefficient rhéologique* ou *coefficient de structure* du sol.

6.4.2 Commentaires des essais pressiométriques

Limon

Cinq essais pressiométriques ont été réalisés au sein des limons.

D'après les valeurs des pressions limites nettes obtenues et selon la détermination des catégories conventionnelles de terrain, cette formation s'avère être molle à ferme :

$$\begin{aligned} 0,30 \text{ MPa} < PI^* < 0,75 \text{ MPa} \\ 2,5 \text{ MPa} < E_M < 6,6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Craie

Dix-huit essais pressiométriques ont été réalisés au sein des horizons crayeux.

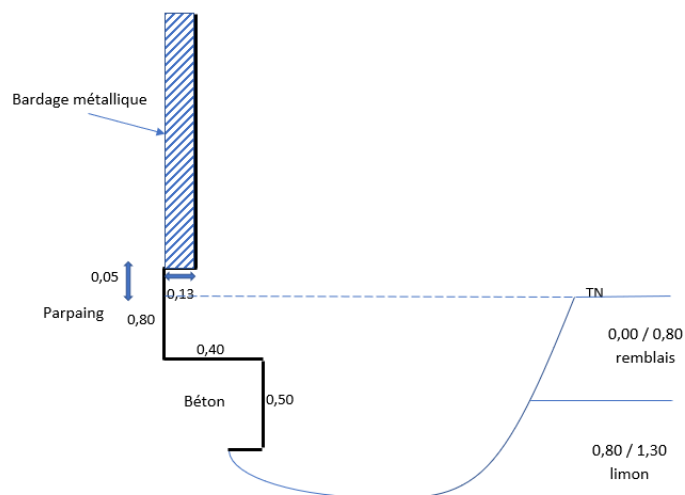
D'après la valeur de la pression limite nette obtenue et selon la détermination des catégories conventionnelles de terrain, l'argile sablo-limoneuse s'avère être molle à saine :

$$\begin{aligned} 0,26 \text{ MPa} < PI^* < 5,00^* \text{ MPa} \\ 2,9 \text{ MPa} < E_M < 50,00^* \text{ MPa} \end{aligned}$$

6.5 Reconnaissance des fondations existantes

Une fouille de reconnaissance des fondations, notée F1 (voir plan chapitre 11.2) a été réalisée au droit d'un des bâtiments existants.

Le résultat de cette fouille est représenté par les photographies et schéma suivants.



Représentation schématique de la fouille F1



Photographie : Vue sur la fouille F1 depuis le dessus

La fouille F1 a permis de mettre à jour une fondation superficielle constituée d'une semelle en béton dont la base est située vers 1,30 m/TN et repose sur des limons.

7. ETUDE DES PARAMETRES SISMIQUES

7.1 Classe de sol selon l'Eurocode 8 (NF EN 1998-5)

On pourra retenir en première approche une classe de sol de type C voir B. Nous prendrons en considération le cas le plus défavorable soit une classe de sol de type C.

7.2 Données sismiques

La commune de Fretin est située en **zone sismique de type 2** : aléa faible, ce qui correspond à une accélération au niveau d'un sol de type rocheux (de classe A selon la norme NF EN 1998-1) de **$a_{gr} = 0,7 \text{ m/s}^2$** .

D'après les éléments transmis par la maîtrise d'ouvrage et l'article 2.I de l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique, le projet peut se classer en une **catégorie d'importance IV** et donc un coefficient d'importance **$\gamma_I = 1,4$** .

Remarque : il appartient au maître d'ouvrage de confirmer les hypothèses de la catégorie d'importance considérée pour le futur bâtiment.

Considérant une classe de sol de type C et une zone sismique de type 2, le paramètre de sol à appliquer est **$S = 1,5$** .

7.3 Analyse du potentiel de liquéfaction des sols selon l'Eurocode 8 (NF EN 1998-5)

D'après l'article 4.II – f de l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique, **l'analyse de liquéfaction n'est pas requise en zone de sismicité 1 et 2.**

8. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS

Compte tenu du projet, des descentes de charges prévisibles et du résultat des investigations, nous avons envisagé :

- Un système de fondations profondes par pieux.

Ces fondations ont été calculées conformément à la norme NF P94-262, norme d'application nationale de l'Eurocode 7 relative aux fondations profondes.

8.1 Fondations profondes par pieux

Nous avons estimé la capacité portante de pieux forés simple, FS (classe 1, catégorie 1 selon l'annexe nationale « NF P94-262 »), de diamètre 40 cm à 80 cm ancrés d'au moins trois diamètres dans la craie saine.

Ces fondations ont été calculées conformément à la norme NF P94-262, norme d'application nationale de l'Eurocode 7 relative aux fondations profondes.

8.1.1 Plateforme de travail

Nous avons considéré une plateforme de réalisation des pieux située au niveau du TN lors de la réalisation des investigations géotechnique en septembre 2019.

La plateforme de travail devra permettre la traficabilité pour des engins lourds. Elle sera insensible à l'eau, non gélive, et constituée par des matériaux non putrescibles et non évolutifs. Elle sera compactée dans les règles de l'art avec pour objectif pour la réception :

- Un module $EV2 > 40$ à 50 MPa (à définir par l'entreprise de fondations profondes) ;
- $EV2/EV1 < 2$.

8.1.2 Modèles de calcul

Le modèle géotechnique suivant a été pris en compte dans nos calculs :

Classe de sol	Profondeur de la base (m/TN)	Épaisseur (m)	E _M (MPa)	PI* (MPa)
MORT-TERRAIN (remblais)	1,20	1,20	-	-
Limon	2,80	1,60	4,9	0,34
Craie molle	3,50	0,90	2,9	0,26
Craie molle	5,50	2,00	5,8	0,55
Craie molle	6,50	1,00	11,1	0,64
Craie altérée	8,00	1,50	13,2	0,83
Craie altérée	9,50	1,50	7,2	1,22
Craie saine	11,00	1,50	41,4	3,82
Craie saine	>15,50*	>100	>100	>5,00

Il est à noter qu'il s'agit de modèle établi selon les résultats des investigations géotechniques réalisées, qui sont ponctuelles. Des variations de la profondeur ou des caractéristiques mécaniques sont ainsi possibles.

*nous avons supposé que les caractéristiques de la craie seraient identiques sur une profondeur supérieure à 15,00 m et pris dans les calculs identiques jusque 20,00 m.

Il faudra vérifier cette hypothèse par la réalisation d'un sondage plus profond, descendu au minimum 5 m sous la base des pieux à dimensionner (ou 7 diamètres).

8.1.3 Frottement latéral unitaire

Les caractéristiques du frottement latéral sont les suivantes :

Classe de sol	Profondeur de la base (m/TN)	Frottement latéral unitaire (kPa)
MORT-TERRAIN (remblais)	1,20	-
Limon	2,80	31,39
Craie molle	3,50	37,08
Craie molle	5,50	67,90
Craie molle	6,50	75,72
Craie altérée	8,00	90,07
Craie altérée	9,50	112,43
Craie saine	11,00	172,92

Craie saine	>15,50*	188,72
-------------	---------	--------

8.1.4 Terme de pointe

Le tableau suivant présente le terme de pointe pris en compte dans nos calculs.

Lithologie	kp
Craie	1,45

8.1.5 Résultats

Les résultats obtenus sont présentés au sein des tableaux et graphiques situés page suivantes.

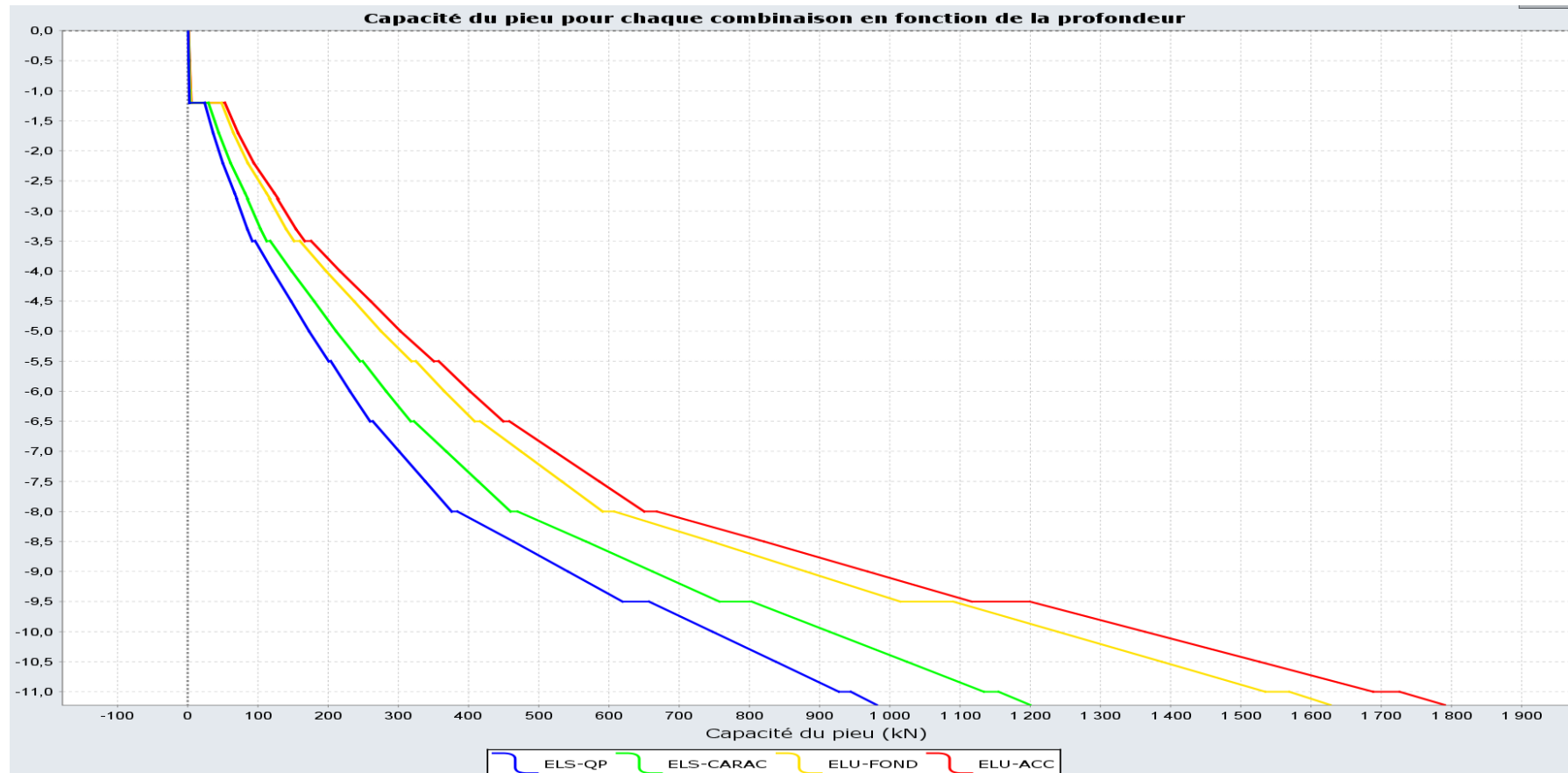
Ces derniers indiquent, pour un travail en compression, la capacité portante du pieu (en kN) en fonction de sa profondeur (en m/TN).

Il est à noter que la contrainte en tête de pieu a été limitée à 5,00 MPa (contrainte admissible dans le béton).

La précision des graphiques a été recherchée pour permettre le meilleur choix des diamètres et des longueurs. Cependant, pour l'exécution, il conviendra pour un même diamètre de pieu de limiter le choix au plus à 3 longueurs différentes. Par ailleurs, il faudra aussi limiter les différences de longueurs entre pieux voisins en respectant une règle de 2 pour 1.

Ces résultats sont valables à condition de respecter un entraxe entre pieux supérieur ou égal à 3 diamètres pour éliminer l'effet de groupe.

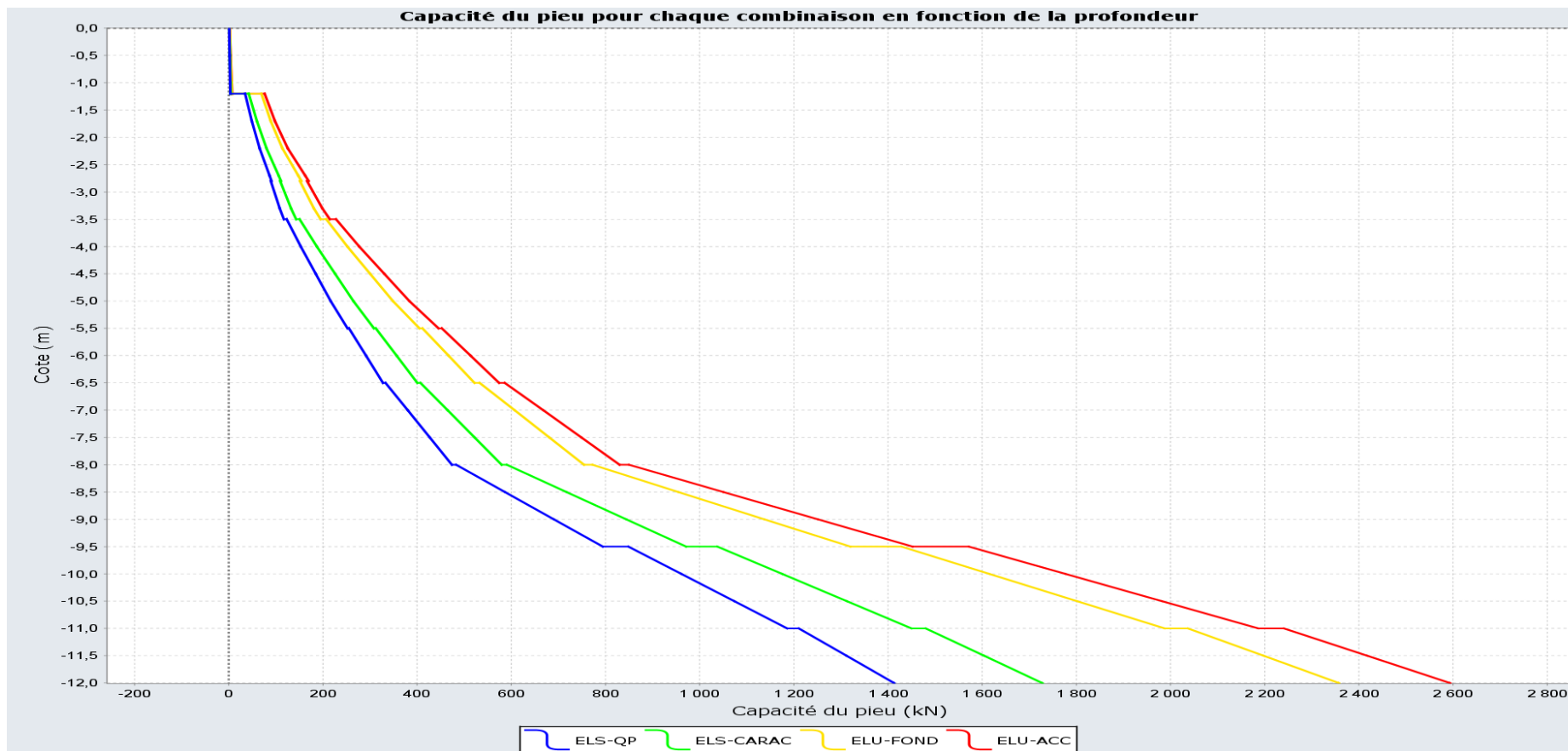
Capacité portante en compression d'un pieu en fonction de la profondeur
Diamètre du pieu : D = 50 cm



Capacité portante en compression d'un pieu en fonction de la profondeur
Diamètre 50 cm

z (m/TN)	Charge limite vis-à-vis de la combinaison "ELS - Quasi-Permanent" (kN)	Charge limite vis-à-vis de la combinaison "ELS-Caractéristique" (kN)	Charge limite vis-à-vis de la combinaison "ELU-Fondamentale" (kN)	Charge limite vis-à-vis de la combinaison "ELU-Accidentelle" (kN)
-5.5	200.66	245.38	318.59	350.49
-6.0	231.11	282.62	365.46	402.04
-6.5	259.66	317.55	408.54	449.44
-7.0	301.07	368.19	474.67	522.19
-7.5	338.49	413.95	532.81	586.15
-8.0	375.91	459.71	590.95	650.11
-8.5	463.97	567.38	746.16	820.85
-9.0	541.65	662.34	880.6	968.76
-9.5	619.32	757.3	1015.0	1116.7
-10.0	747.31	913.77	1238.8	1362.9
-10.5	837.58	1024.2	1387.3	1526.2
-11.0	927.39	1134.0	1534.8	1688.5
-11.222	981.75	1200.4	1628.0	1791.0

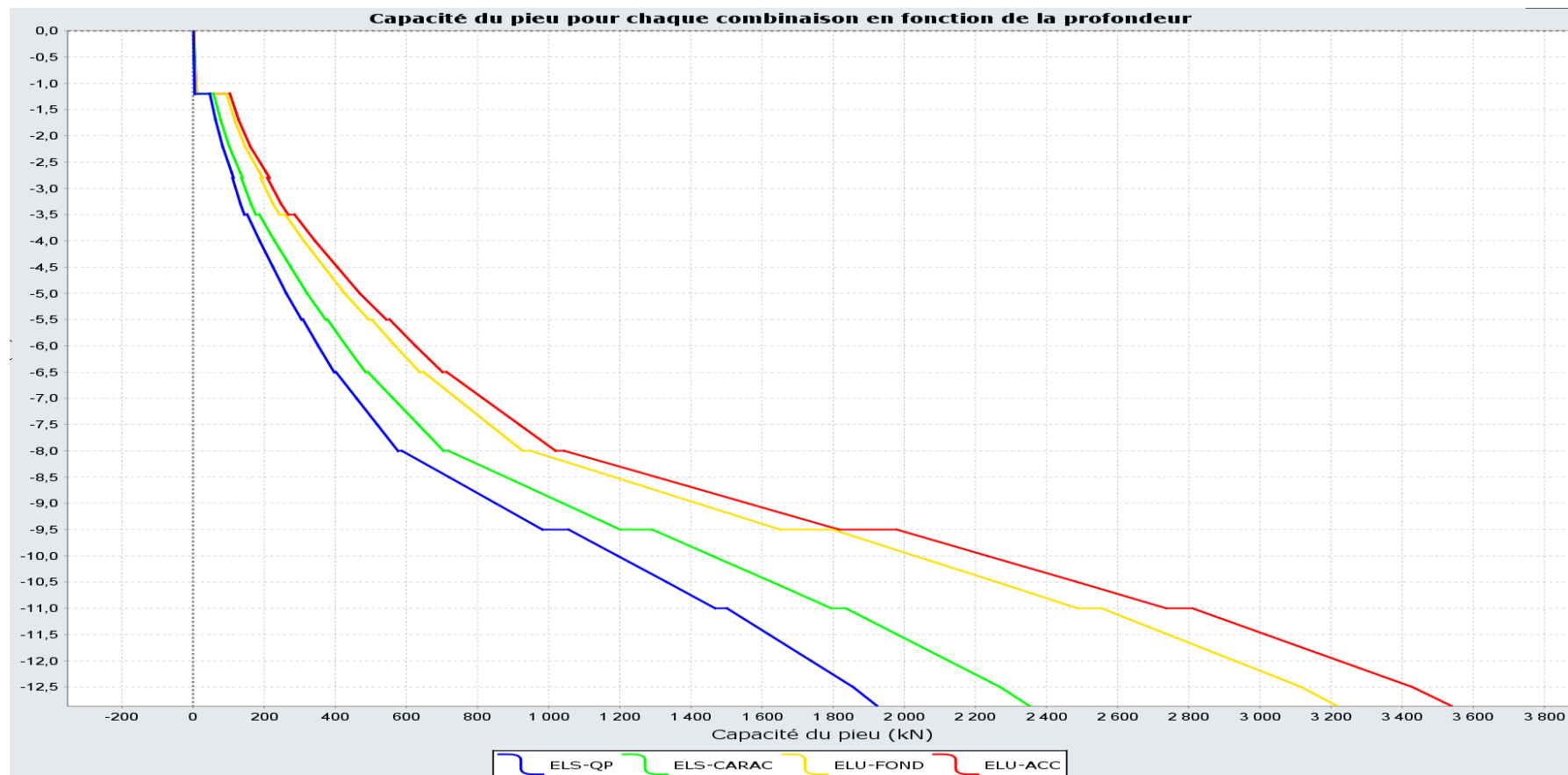
Capacité portante en compression d'un pieu en fonction de la profondeur
Diamètre du pieu : D = 60 cm



Capacité portante en compression d'un pieu en fonction de la profondeur
Diamètre 60 cm

z (m/TN)	Charge limite vis-à-vis de la combinaison "ELS - Quasi-Permanent" (kN)	Charge limite vis-à-vis de la combinaison "ELS-Caractéristique" (kN)	Charge limite vis-à-vis de la combinaison "ELU-Fondamentale" (kN)	Charge limite vis-à-vis de la combinaison "ELU-Accidentelle" (kN)
-5.5	252.1	308.28	404.9	445.43
-6.0	291.43	356.38	466.72	513.44
-6.5	327.39	400.37	521.81	574.05
-7.0	380.01	464.71	607.01	667.78
-7.5	426.88	522.03	680.71	748.85
-8.0	473.75	579.35	754.41	829.93
-8.5	586.36	717.02	954.51	1050.1
-9.0	690.14	843.88	1137.0	1250.8
-9.5	794.21	971.12	1320.0	1452.1
-10.0	960.95	1175.0	1614.8	1776.5
-10.5	1073.4	1312.4	1801.2	1981.5
-11.0	1185.8	1449.9	1987.6	2186.5
-11.5	1311.8	1604.0	2197.5	2417.5
-12.0	1412.6	1727.2	2357.0	2593.0
-12.007	1413.7	1728.6	2358.7	2594.9

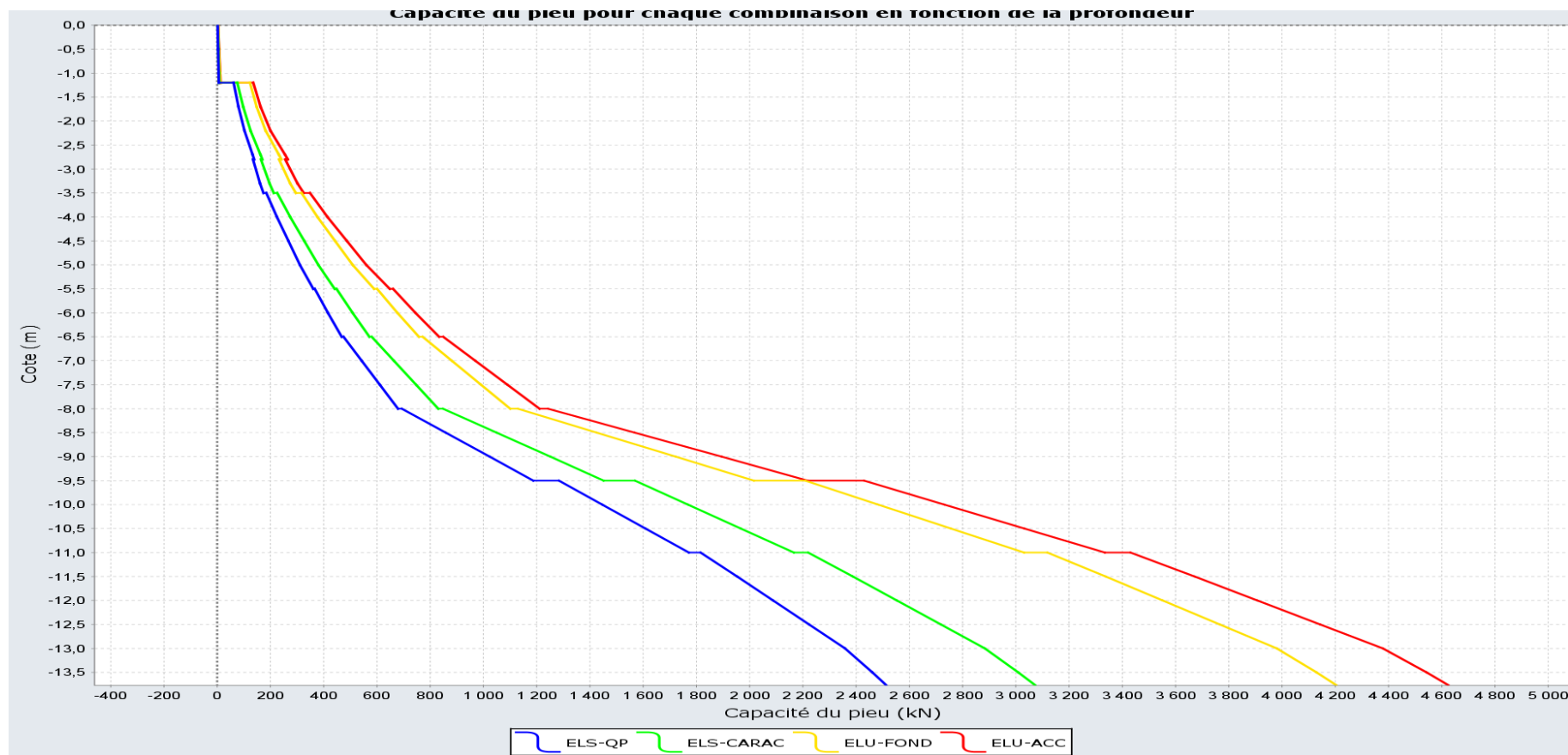
Capacité portante en compression d'un pieu en fonction de la profondeur
Diamètre du pieu : D = 70 cm



Capacité portante en compression d'un pieu en fonction de la profondeur
Diamètre 70 cm

z (m/TN)	Charge limite vis-à-vis de la combinaison "ELS - Quasi-Permanent" (kN)	Charge limite vis-à-vis de la combinaison "ELS-Caractéristique" (kN)	Charge limite vis-à-vis de la combinaison "ELU-Fondamentale" (kN)	Charge limite vis-à-vis de la combinaison "ELU-Accidentelle" (kN)
-5.5	304.91	372.86	493.96	543.41
-6.0	351.94	430.36	568.35	625.25
-6.5	396.4	484.74	637.63	701.47
-7.0	459.85	562.34	741.15	815.35
-7.5	517.91	633.33	833.88	917.36
-8.0	575.96	704.32	926.6	1019.4
-8.5	719.44	879.71	1184.2	1302.8
-9.0	850.83	1040.3	1417.7	1559.6
-9.5	982.23	1201.0	1651.2	1816.5
-10.0	1193.9	1459.7	2029.3	2232.5
-10.5	1332.0	1628.5	2260.6	2486.9
-11.0	1467.9	1794.8	2487.6	2736.6
-11.5	1619.7	1980.4	2742.0	3016.5
-12.0	1737.9	2124.9	2929.5	3222.8
-12.5	1856.1	2269.5	3117.0	3429.0
-12.863	1924.2	2352.8	3217.6	3539.7

Capacité portante en compression d'un pieu en fonction de la profondeur
Diamètre du pieu : D = 80 cm



Capacité portante en compression d'un pieu en fonction de la profondeur
Diamètre 80 cm

z (m/TN)	Charge limite vis-à-vis de la combinaison "ELS - Quasi-Permanent" (kN)	Charge limite vis-à-vis de la combinaison "ELS-Caractéristique" (kN)	Charge limite vis-à-vis de la combinaison "ELU-Fondamentale" (kN)	Charge limite vis-à-vis de la combinaison "ELU-Accidentelle" (kN)
-5.5	360.82	441.21	589.19	648.18
-6.0	415.86	508.52	676.81	744.56
-6.5	467.55	571.74	757.75	833.6
-7.0	542.77	663.71	881.43	969.67
-7.5	610.92	747.06	991.02	1090.2
-8.0	679.08	830.4	1100.6	1210.8
-8.5	858.63	1049.9	1426.1	1568.9
-9.0	1023.7	1251.7	1722.7	1895.2
-9.5	1187.1	1451.4	2016.0	2217.8
-10.0	1446.2	1768.2	2482.7	2731.2
-10.5	1608.9	1967.0	2756.5	3032.5
-11.0	1771.7	2166.2	3030.9	3334.4
-11.5	1953.1	2387.9	3337.6	3671.7
-12.0	2088.2	2553.2	3551.8	3907.4
-12.5	2223.3	2718.4	3766.0	4143.1
-13.0	2358.4	2883.6	3980.3	4378.8
-13.5	2461.1	3009.1	4129.6	4543.0
-13.767	2513.3	3073.0	4204.3	4625.1

8.2 Remarques

Les moyens d'exécution des entreprises soumissionnaires n'étant pas connus à ce jour, il y aura lieu d'estimer les éventuelles sujétions et difficultés de mise en œuvre au vu des paragraphes énoncés dans ce rapport, notamment vis-à-vis des points suivants :

- Présence de terrains présentant une cohésion faible voire nulle (remblais) ;
- Probable rétention d'eau dans les remblais suite aux aléas météorologiques ;
- *Probable présence de structures enterrées (type ancien massifs de fondation, cuve, dalle béton etc.) ;*
- Présence de terrains très compacts (craie).

Ces points mis en avant peuvent imposer des dispositions spécifiques vis-à-vis de la méthodologie employée pour l'exécution des pieux.

Préalablement à la réalisation des fondations, il conviendra de purger toutes les structures enterrées susceptible d'entraîner un refus lors de la foration.

En raison de la forte compacité de la craie saine mesurée par les essais pressiométriques, il conviendra de prévoir une machine de forage suffisamment puissante afin de garantir l'ancrage des fondations dans le substratum crayeux.

Compte tenu du contexte de mitoyenneté, l'utilisation du trépan est à proscrire.

Compte tenu de la fracturation de la craie, il y aura lieu de prévoir des pertes de béton.

On bétonnera avec un béton non délavable.

Il faudra vérifier lors de l'exécution des pieux, la validité de nos hypothèses.

Une règle communément admise consiste à planter des arbres et arbustes à une distance des constructions égale ou supérieure à une fois et demi leur hauteur adulte, afin de réduire les désordres résultant de la dessiccation ou de la poussée des racines.

Nous avons supposé qu'il n'y aurait pas de frottement négatif (pas d'abaissement brutal de la nappe / pas d'apport de remblais).

8.3 Préconisations vis-à-vis des existants et de la mitoyenneté projetée

D'une manière générale, l'entreprise prendra toutes les précautions nécessaires afin d'assurer la stabilité des mitoyens durant toute la période des travaux.

Les fondations projetées seront suffisamment éloignées des fondations existantes afin d'éviter toutes interactions mécaniques. En première approche, on retiendra une distance minimale de 3 diamètres.

Aucune charge supplémentaire ne devra être apportée sur les fondations existantes.

Afin de désolidariser totalement le projet de l'existant, un joint franc devra être mis en place sur la totalité de l'ouvrage.

8.4 Dalle basse

Deux solutions sont envisageables concernant la réalisation de la dalle basse.

Dans la mesure où aucune déformation ne serait admise et afin de s'orienter vers la solution la plus sécurisante, on s'orientera vers une solution par plancher porté. Cette solution permettrait de s'affranchir de la purge des remblais **(en partie liés aux réseaux à dévoyer dans l'emprise du projet)**.

La réalisation d'un dallage sur terre-plein est également envisageable, à condition de respecter les modalités de réalisation suivantes :

- Purge de la terre végétale, de l'intégralité des remblais et de tous matériaux impropres à la construction sur toute leur épaisseur ;
- Procéder à une vérification visuelle de la plateforme de terrassement afin de déceler tout point dur ou toute zone molle éventuelle ;
- Mise en place d'un géotextile non tissé en fond de fouille afin d'éviter la contamination du remblai d'apport par le sol sous-jacent ;
- Mise en œuvre d'une couche de forme compactée suivant les règles de l'art avec contrôle de portance et de compactage par des essais à la plaque.

Cette variante impose la substitution de la terre végétale, des remblais et zones molles ou points durs, une couche de forme compactée suivant les règles de l'art devant ensuite être mise en œuvre.

Il sera nécessaire de s'assurer que les cloisons intérieures acceptent les tassements différentiels. Dans le cas contraire, elles devront faire l'objet de lignes de fondations supplémentaires.

Remarques concernant la couche de forme :

La couche de forme sera constituée par un matériau sain, insensible à l'eau dont l'épaisseur sera fonction du module de Westergaard demandé vis-à-vis du dimensionnement du dallage. Elle sera au minimum de **0,50 m** pour obtenir, avec un compactage selon les règles de l'Art, un module de Westergaard de 5 bars/cm.

Par ailleurs, il sera indispensable de réceptionner la couche de forme par des essais à la plaque.

Généralement, les valeurs à obtenir sont :

- $W1 < 3 \text{ mm}$;
- $EV2/EV1 < 2$;

- EV2 > 500 bars ;
- $Wr1/W1 < 0,6$.

On facilitera la mise en œuvre et le compactage par l'intercalation d'un géotextile.

Dans ces conditions en période de forte pluie, il y aura lieu de mettre en œuvre des tranchées drainantes afin de collecter ces eaux superficielles.

Nous attirons l'attention sur la difficulté de compacter un matériau sur ce type de sol en période pluvieuse (phénomène de matelassage). Dans ces conditions en période de forte pluie, il y aura lieu de mettre en œuvre des tranchées drainantes afin de collecter ces eaux superficielles.

De plus, d'éventuelles venues d'eau devront être prises en compte pour la réalisation de la plateforme afin d'éviter notamment le phénomène de matelassage. Un traitement de l'arase, un rabattement de la nappe ou un cloutage par matériau d'apport granulaire insensible à l'eau pourra s'avérer nécessaire.

Le tableau suivant présente l'estimation des modules de déformations basée sur la formule $E_s = E_M/\alpha$.

Lithologie	Profondeur de la base m/TN	E_M (MPa)	α	E_s (MPa)
Remblais	0,40 à 1,20	-	-	-
Limon	2,80	4	1/2	8
Craie	4,00	3	1/3	9
Craie	5,50	6		18
Craie	8,50	11		33
Craie	9,50	7		21
Craie	> 9,50	≥40		>100

En fonction de l'admissibilité structurelle des tassements et de la charge uniformément répartie, il conviendra éventuellement de procéder à un renforcement de sol sous dallage.

Dans le cas d'un renforcement de sol sous dallage, celui-ci reposera sur une couche de forme faisant office de matelas de répartition. Le matelas sera constitué d'un matériau granulaire (ou d'un sol traité aux liants hydrauliques à la condition de mise en œuvre de dispositions particulières). Son épaisseur sera définie afin d'obtenir un module de Westergaard d'au moins 50 MPa/m. On notera également, que le DTU 13.3 précise que « le dallage doit tenir compte de l'hétérogénéité apportée par la technique d'amélioration ».

8.5 Remarques concernant les existants à démolir

Nous avons considéré que l'ensemble des réseaux présents dans l'emprise du projet seraient dévotés.

En ce qui concerne les existants à démolir, les fondations de ceux-ci devront être purgées dans leur totalité afin de ne pas créer de points durs.

Les excavations produites devront être remblayées selon les règles de l'art par un matériau sain, inerte et insensible à l'eau et compacté selon les règles de l'art.

La poussée des terrains avoisinants devra être prise en compte lors des purges afin de ne pas déstabiliser le mur mitoyen, un système de blindage devra être étudié.

9. PRÉCONISATIONS VIS-A-VIS DES TERRASSEMENTS

D'après les investigations géotechniques, la plateforme supérieure de terrassement (PST) sera constituée de remblais de nature essentiellement limoneuse.

Les terrassements seront confrontés aux difficultés suivantes :

- **Mauvaise tenue éventuelle des terrains constituant les parois des fouilles.**

Compte tenu de la nature des terrains rencontrés, il conviendra de prévoir la mise en place d'un dispositif de blindage afin de maintenir les parois des fouilles et d'éviter toute pollution du fond de fouille par des éboulis.

- **Probable présence de structures enterrées.**

Compte tenu des occupations antérieures du site d'étude, la présence de structures enterrées peut être possible au droit du projet. Si tel est le cas, on réalisera une purge en intégralité, ce qui pourra nécessiter l'emploi d'une pelle de forte puissance éventuellement munie d'un Brise-Roche-Hydraulique.

- **Sensibilité à l'eau des terrains concernés par les terrassements**

Les sols fins tels que les limons constituent des matériaux dits « sensibles à l'eau ». Leur consistance et leur comportement changent notablement avec la teneur en eau et donc avec les conditions météorologiques.

Pour ces raisons, les travaux par temps de pluie sont à proscrire. Par ailleurs on évitera tout terrassement après de fortes intempéries ou une période de dégel.

- **Rétention d'eau dans les remblais en période pluvieuse / post pluvieuse**

Un niveau d'eau a été rencontré vers une profondeur variant entre 4,20 à 5,60 m/TN. Toutefois, compte tenu de la nature des terrains rencontrés, des rétentions d'eau / circulations anarchiques sont possibles au sein des remblais en période pluvieuse et post pluvieuse.

Pour ces raisons, il est recommandé de réaliser les travaux en période estivale.

L'entreprise de terrassement devra toutefois prévoir un dispositif de pompage afin d'évacuer toutes éventuelles arrivées d'eau.

Préalablement à la mise en place des armatures et du béton constituant la fondation, il conviendra de s'assurer que les conditions suivantes sont vérifiées :

- Le fond de fouille devra être « propre ».

Aucun éboulis ne devra présent en fond de fouille. Pour cela, la finition des fonds de fouille lors des terrassements sera réalisée à l'aide d'un godet sans dent et en retro. Tout éventuel éboulis résiduel devra être purgé manuellement de manière à ce que le fond de fouille soit « propre ».

- Le fond de fouille devra être homogène

La géologie en fond de fouille sera homogène et devra ainsi être constituée des limons. En aucun cas il sera constitué de remblais.

Le fond de fouille devra également satisfaire les conditions d'encastrement et d'ancrage tels que spécifiés au sein du chapitre 8.

De plus, le bétonnage devra se faire aussitôt après terrassement de manière à éviter toute déstructuration des fonds de fouille. Le cas échéant un béton de propreté devra être mis en place.

Pour la phase travaux, l'entreprise devra éventuellement prévoir un assainissement provisoire visant à limiter les effets des intempéries (pentes, fossés, etc...).

10. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES GÉNÉRALES

- Les terrassements seront réalisés en période climatique favorable.
- **La mise en œuvre d'un joint de rupture entre les parties existantes et l'extension seront nécessaires.**
- Par ailleurs, à l'ouverture du chantier, on réalisera des fouilles contre chaque mitoyen pour déterminer les fondations existantes éventuelles afin de définir si des reprises en sous-œuvre sont nécessaires ou non.
- **Il sera indispensable de prendre les dispositions nécessaires concernant les existants par un choix judicieux de l'emplacement des fondations.**
- Il conviendra éventuellement de mettre en œuvre un rabattement temporaire des eaux superficielles pour l'exécution des fondations. L'importance de ce rabattement sera fonction d'une part de la période de réalisation des travaux et d'autre part de la rétention d'eau dans les remblais.
- Lors de la phase terrassement, tous les éventuels points durs ou poches molles présents sur le fond de fouille devront être substitués par un gros béton.
- La stabilité des parois lors de la réalisation des fouilles n'est pas assurée du fait de la présence de sols peu cohérents. Cela impose la disposition de blindage conformément à la norme en vigueur.
- Il sera indispensable d'éliminer tout risque d'infiltration ponctuelle préférentielle des eaux météoriques ou autres à la périphérie et sous la construction.
- Nous avons supposé qu'il n'y aura pas d'apport de remblais ou tout apport de charges à la périphérie et sous la construction. Dans le cas contraire, ils pourraient entraîner des tassements différentiels complémentaires.
- **Une règle communément admise consiste à planter des arbres et arbustes à une distance des constructions égale ou supérieure à une fois et demi leur hauteur adulte afin d'éviter les désordres résultant de la dessiccation ou de la poussée des racines.**
- Dans le cas de fondations situées à des profondeurs différentes, les niveaux de fondations successives devront être tels qu'une pente maximale de 3 de base pour 2 de hauteur relie les arrêtes des semelles les plus proches (appuis isolés) et 3 de base pour 1 de hauteur (pour les appuis filants).
- **Les investigations réalisées sur le site pour cette étude ayant un caractère ponctuel, les recommandations exposées dans ce rapport seront mises en œuvre en tenant compte des conditions réelles du terrain mis à jour au cours des travaux. Par ailleurs, la découverte de toute anomalie (massifs de fondation, caves, galeries, fosses, etc...) devra nous être signalée afin d'affiner nos conclusions.**
- **Selon l'enchaînement des missions au sens de la norme NF P 94-500, une étude de conception phase projet type G2 PRO doit être réalisée, les études géotechniques d'exécutions doivent être établies dans le cadre d'une mission G3 et une mission G4 de supervision géotechnique d'exécution des travaux doit être réalisée.**

11. ANNEXES

11.1 Extrait de la norme NF P 94-500 révisée en 2013 Classification et enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique

Tout ouvrage est en interaction avec son environnement géotechnique. C'est pourquoi, au même titre que les autres ingénieries, l'ingénierie géotechnique est une composante de la maîtrise d'œuvre indispensable à l'étude puis à la réalisation de tout projet.

Le modèle géologique et le contexte géotechnique général d'un site, définis lors d'une mission géotechnique préliminaire, ne peuvent servir qu'à identifier des risques potentiels liés aux aléas géologiques du site. L'étude de leurs conséquences et leur réduction éventuelle ne peut être faite que lors d'une mission géotechnique au stade de la mise au point du projet : en effet les contraintes géotechniques de site sont conditionnées par la nature de l'ouvrage et variables dans le temps, puisque les formations géologiques se comportent différemment en fonction des sollicitations auxquelles elles sont soumises (géométrie de l'ouvrage, intensité et durée des efforts, cycles climatiques, procédés de construction, phasage des travaux notamment).

L'ingénierie géotechnique doit donc être associée aux autres ingénieries, à toutes les étapes successives d'étude et de réalisation d'un projet, et ainsi contribuer à une gestion efficace des risques géologiques afin de fiabiliser le délai d'exécution, le coût réel et la qualité des ouvrages géotechniques que comporte le projet.

L'enchaînement et la définition synthétique des missions types d'ingénierie géotechnique sont donnés dans les tableaux 1, 2 et 3. Les éléments de chaque mission sont spécifiés dans les chapitres 7 à 9. Les exigences qui y sont présentées sont à respecter pour chacune des missions, en plus des exigences générales décrites au chapitre 5 de la présente norme. L'objectif de chaque mission, ainsi que ses limites, sont rappelés en tête de chaque chapitre. Les éléments de la prestation d'investigations géotechniques sont spécifiés au chapitre 6.

Classification des missions d'ingénierie géotechnique

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 1 à 3) doit suivre les étapes d'élaboration 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 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES PREALABLES (G1)

Cette mission exclue toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre d'une 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 Etude 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 de l'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 PROJET (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 :

- Etablir 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.

Classification des missions d'ingénierie géotechnique (suite)

ÉTAPE 3 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE REALISATION (G3 et G4, 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 contrôle 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 de 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 géotechniques 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 du 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 de 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 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.

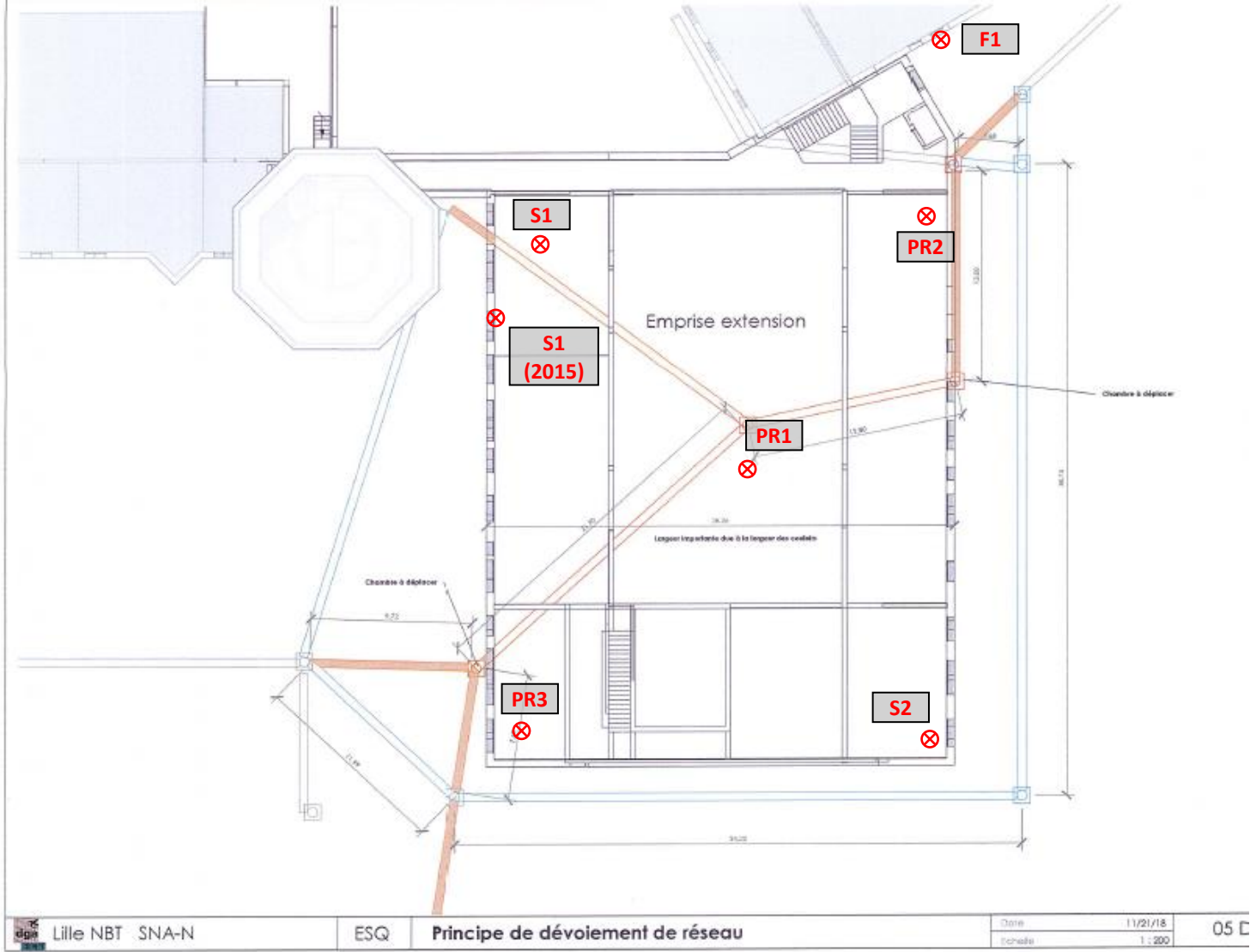
— Etudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant.

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

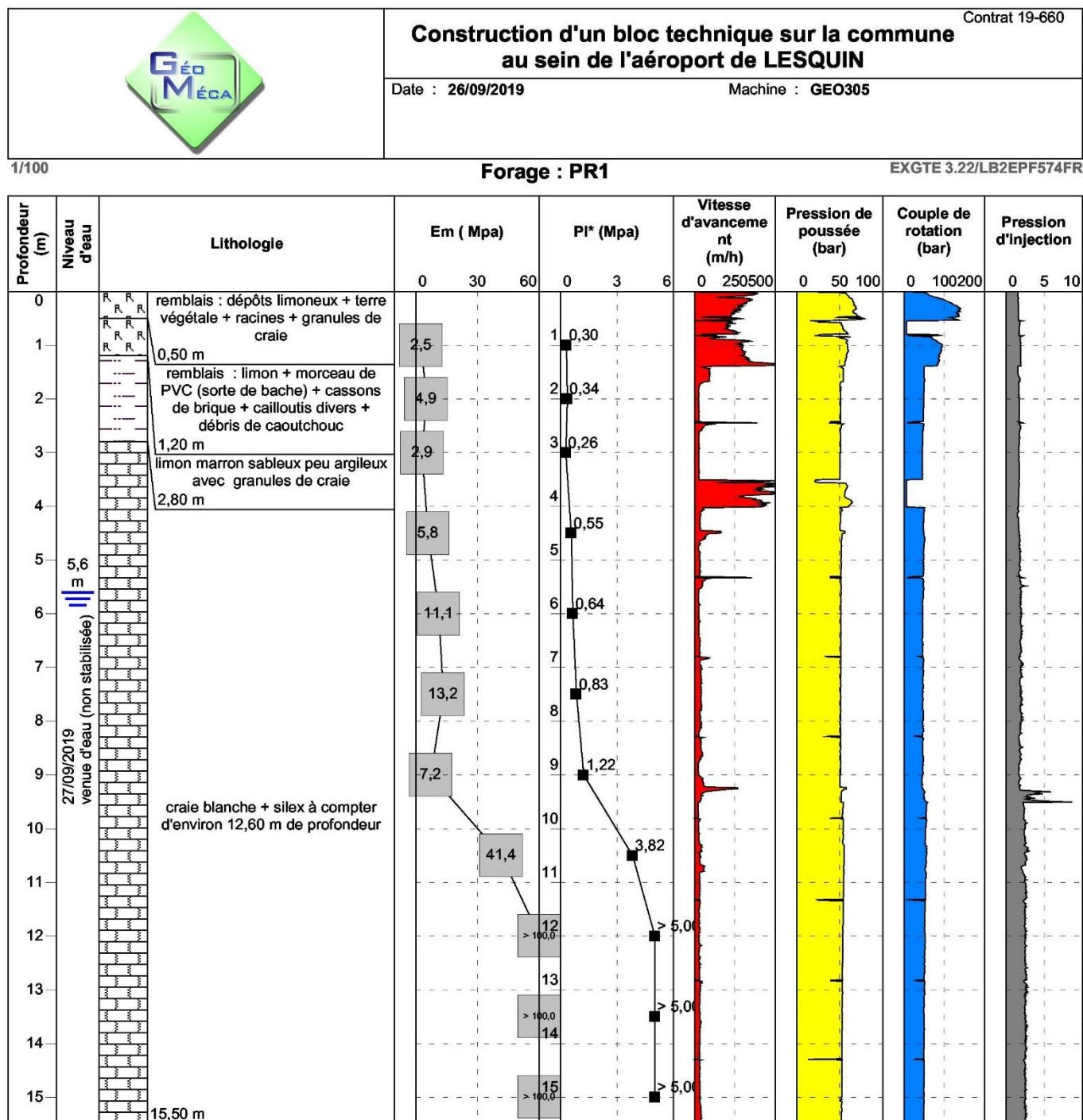
Schéma d'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique

Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique (GN) et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau de management des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
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		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 étude (en interaction avec la phase suivie)	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 étude)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase supervision du suivi géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase supervision de l'étude)	Exécution des travaux en toute sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage		Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux
A toute étape d'un projet ou sur un projet 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

11.2 Plan d'implantation approximatif des sondages



11.3 Coupes géologiques et essais pressiométriques

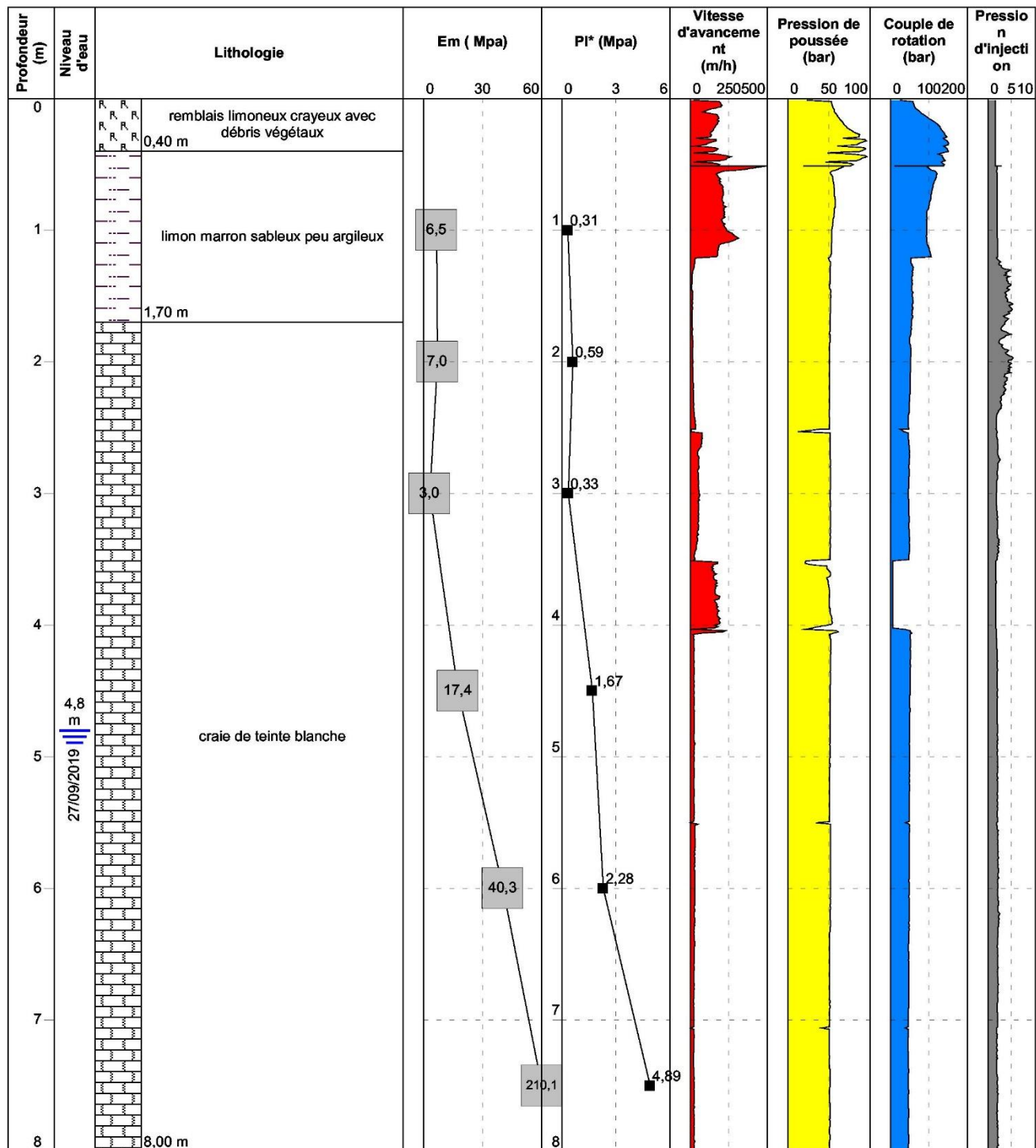


	Construction d'un bloc technique sur la commune au sein de l'aéroport de LESQUIN		Contrat 19660
	Date : 27/09/2019	Machine : GEO305	

1/39

Forage : PR2

EXGTE 3.22/LB2EPF574FR





**Construction d'un bloc technique sur la commune au
sein de l'aéroport de LESQUIN**

Contrat 19660

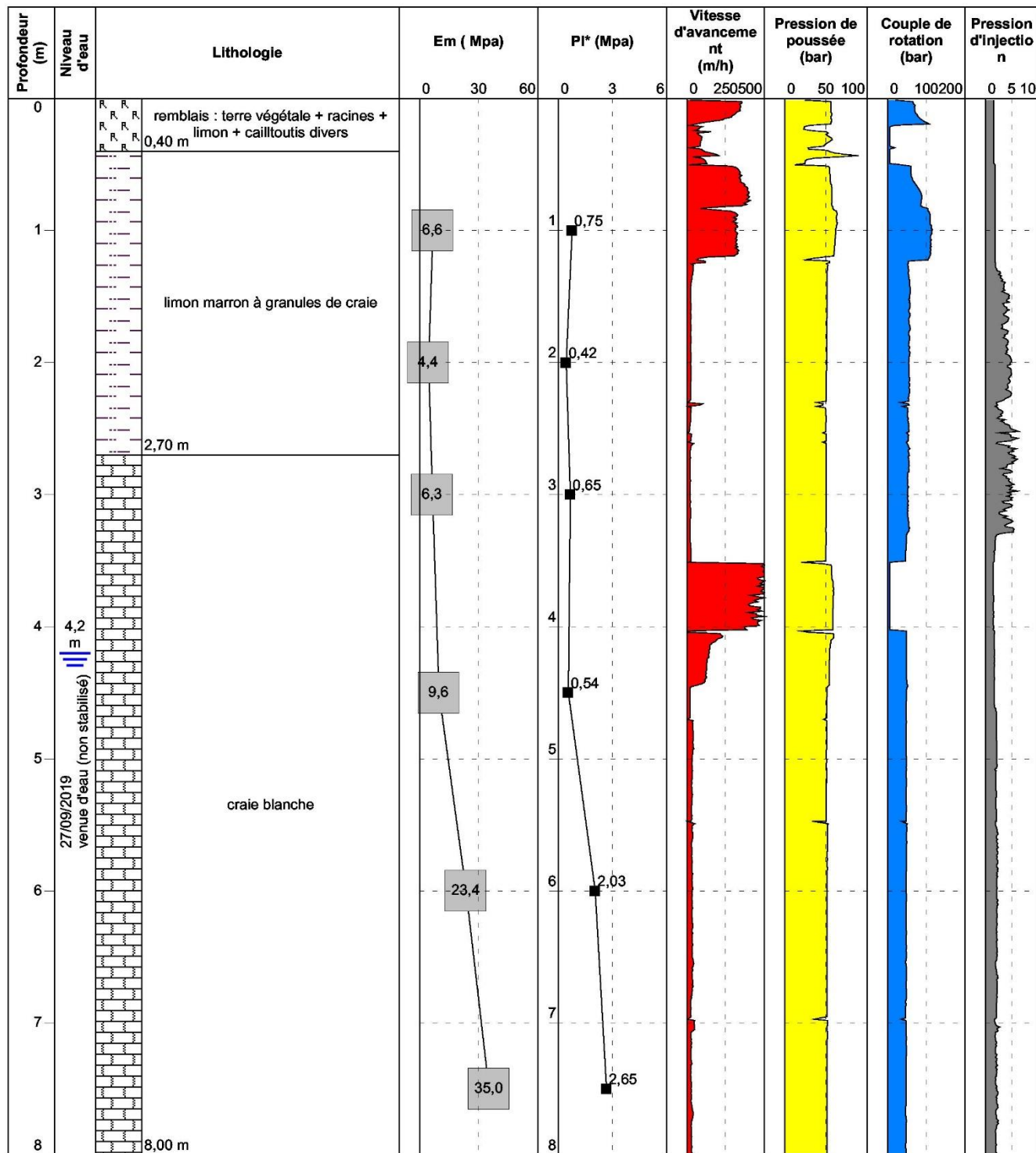
Date : 26/09/2019

Machine : GEO305

1/39

Forage : PR3

EXGTE 3.22/LB2EPF574FR







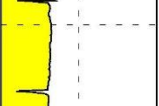

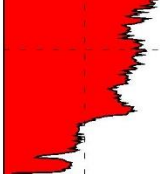
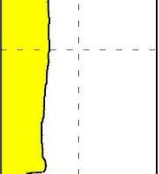
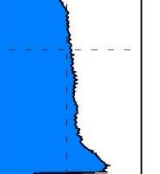
Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeantutza.fr

	<p align="right">Contrat 19-660</p> <p align="center">Construction d'un bloc technique sur la commune au sein de l'aéroport de LESQUIN</p>
	<p>Date : 27/09/2019</p>

1/50

Forage : S1

EXGTE 3.22/LB2EPF574FR

Profondeur (m)	Niveau d'eau	Lithologie	Vitesse d'avancement (m/h)	Pression de poussée (bar)	Couple de rotation (bar)	Outil
			0 250 500	0 100 200	0 100 200	
0		remblais : limon + racines + cassons de brique + cailloutis divers 0,80 m				Carottier Battu
1		limon marron sableux peu argileux 1,60 m				
2		craie blanche à veines limoneuses 3,00 m				
3						



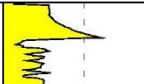
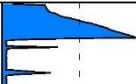
Logiciel JEAN LUTZ S.A. - www.jeanlutzsa.fr

	<p align="right">Contrat 19660</p> <p align="center">Construction d'un bloc technique sur la commune au sein de l'aéroport de LESQUIN</p>
	<p>Date : 26/09/2019</p>

1/50

Forage : S2


EXGTE 3.22/LB2EPF574FR

Profondeur (m)	Niveau d'eau	Lithologie	Vitesse d'avancement (m/h)	Pression de poussée (bar)	Couple de rotation (bar)	Outil
0		 remblais : limon crayeux + racines + cassons de brique + cailloutis divers 0,60 m				
1						
2		limon marron sableux peu argileux à granules de craie				
3						
3		3,00 m				

Carottier Battu

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

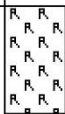


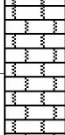
11.4 Coupe géologique du sondage S1 réalisé en 2015

	LESQUIN (Contrat 15-634)	

1/50

Forage : S1

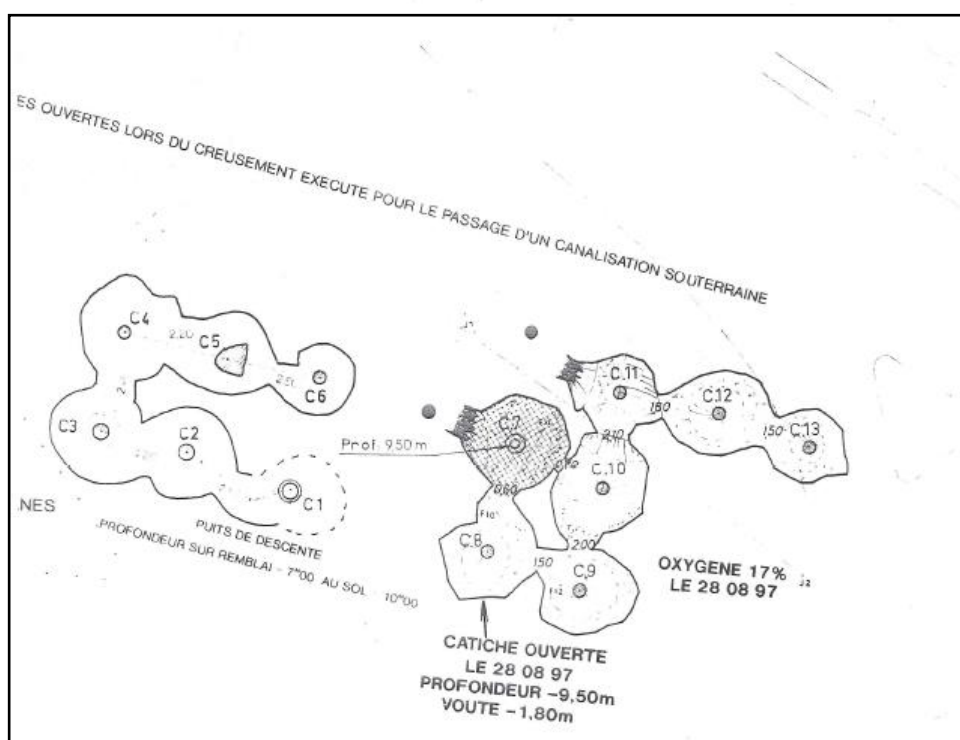
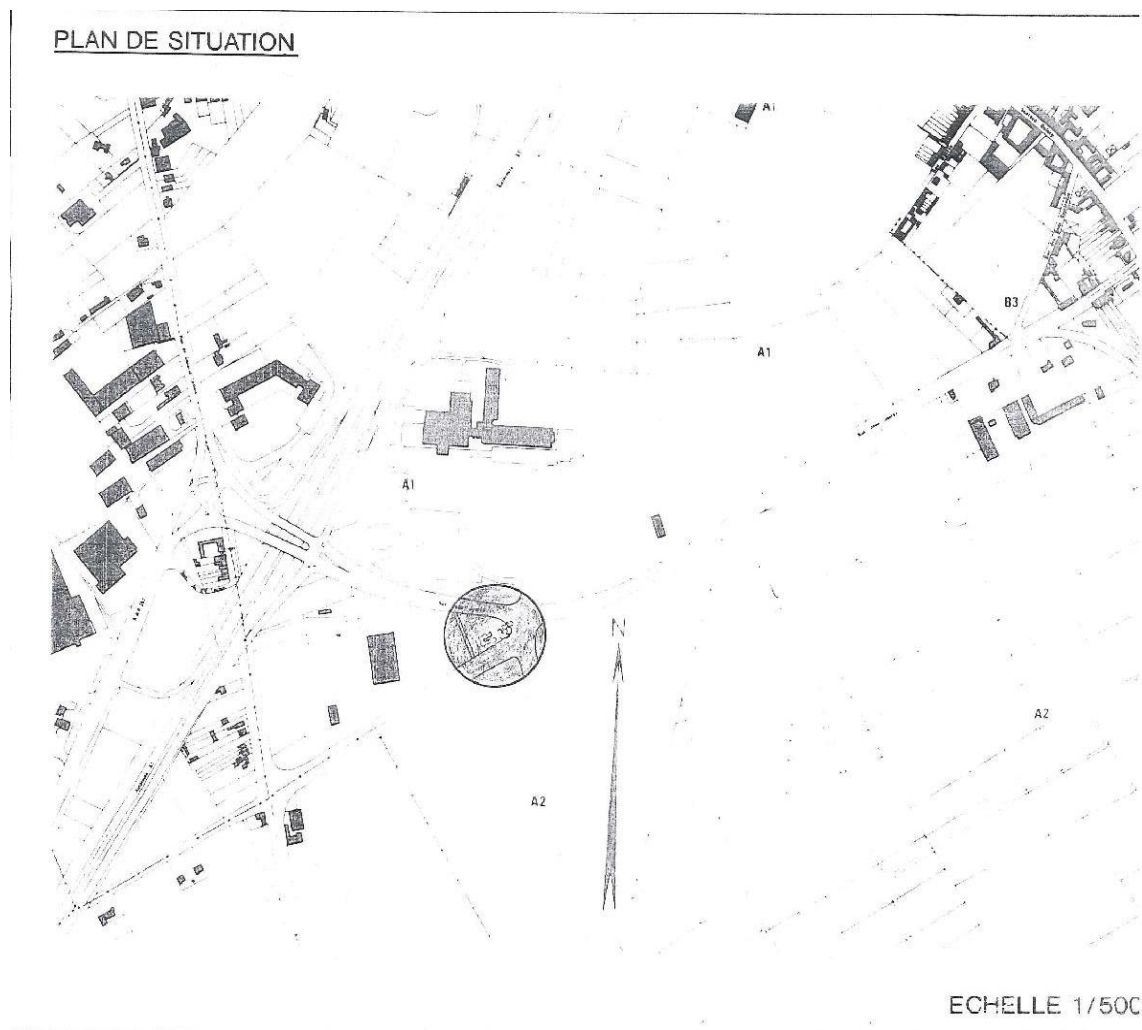
EXGTE 2.30/GTE

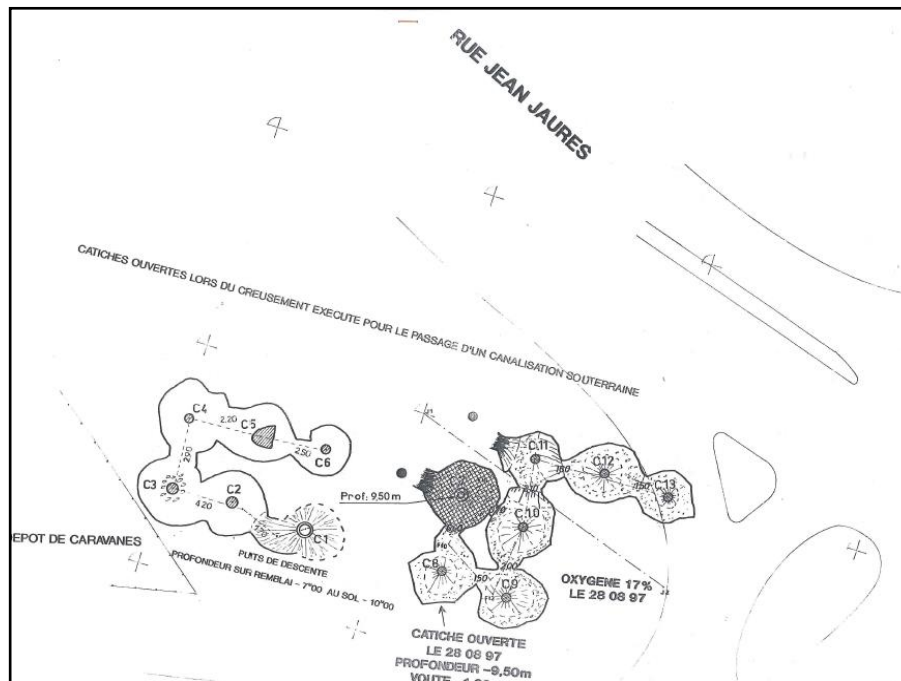
Profondeur (m)	Lithologie	
0		remblais : limon + racines + granules de craie + cassons de brique 0,80 m
1		limon marron sableux légèrement argileux 2,80 m
3		craie légèrement limoneuse 3,50 m
4		craie de teinte blanche 4,50 m

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

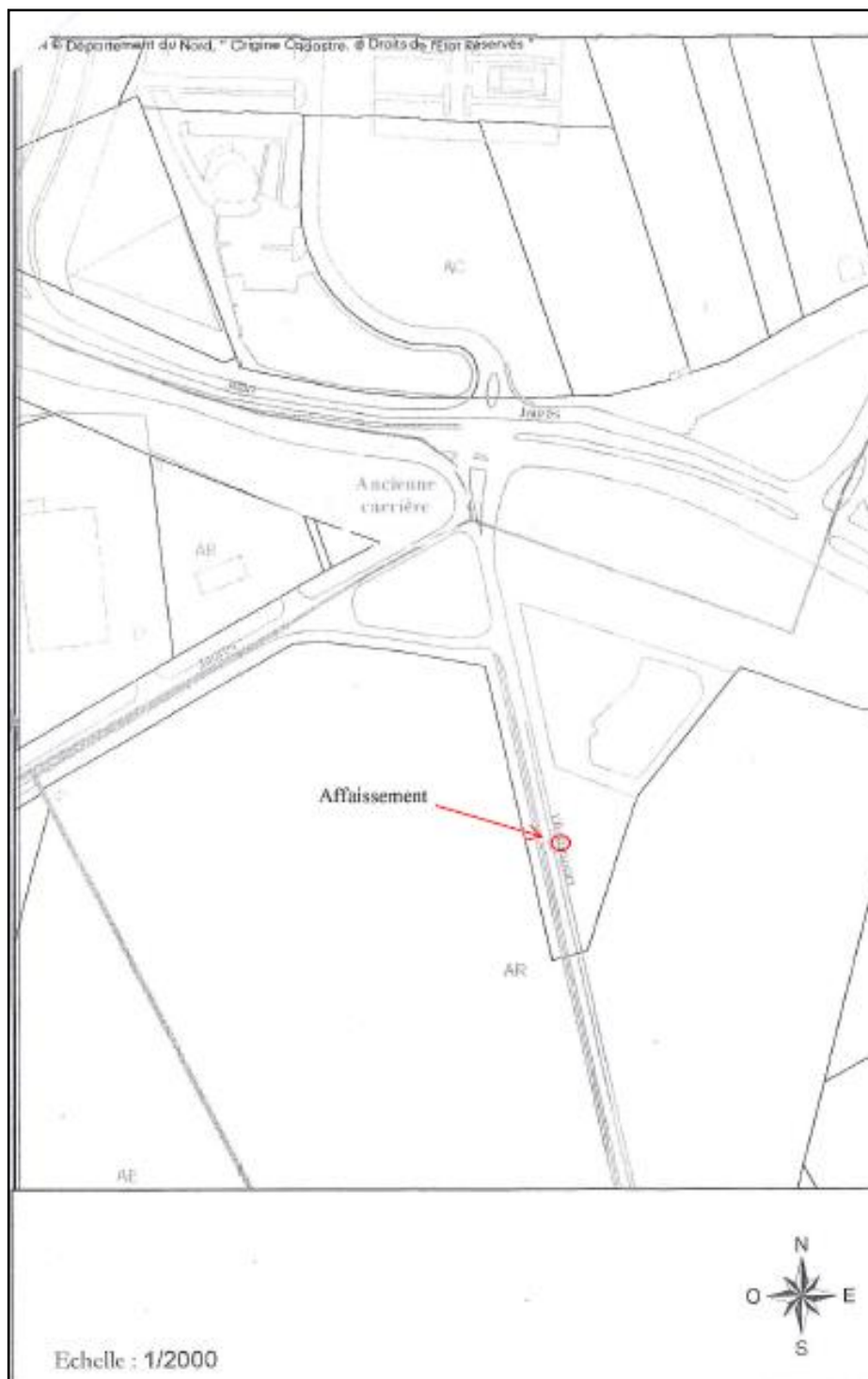
11.5 Fiches de recensement des cavités fournies par le BRGM

11.5.1 CAVITE NPCAW0000671





11.5.1 CAVITE NPCAW0000675





11.5.3 CAVITE NPCAA0000339

