

DENAIN (59)

Etude géotechnique G2 PRO

Rapport n° 59GT.26.0150 – Pièce 002 – 1ère édition – 16/10/2026

Centre Hospitalier de DENAIN

Construction d'une extension (IRM)
Rue Roger Salengro

Fondasol Lille

Parc d'activités du Mélantois
50 rue des Sorbiers
CS 20541 – 59815 LESQUIN CEDEX

☎ 03.20.14.99.40
🖷 03.20.13.84.32
lille@groupefondasol.com

SUIVI DES MODIFICATIONS ET MISES A JOUR

FTQ.261-B

Rév	Date	Nb pages	Modifications	Rédacteur	Contrôleur	Approbateur
-	15/10/2026	88	1ère édition	N. SEIGNEZ	J. GOSSART	J. GOSSART
A						
B						

REV PAGE	-	A	B	C	REV PAGE	-	A	B	C	REV PAGE	-	A	B	C
1	X				41	X				81	X			
2	X				42	X				82	X			
3	X				43	X				83	X			
4	X				44	X				84	X			
5	X				45	X				85	X			
6	X				46	X				86	X			
7	X				47	X				87	X			
8	X				48	X				88	X			
9	X				49	X				89				
10	X				50	X				90				
11	X				51	X				91				
12	X				52	X				92				
13	X				53	X				93				
14	X				54	X				94				
15	X				55	X				95				
16	X				56	X				96				
17	X				57	X				97				
18	X				58	X				98				
19	X				59	X				99				
20	X				60	X				100				
21	X				61	X				101				
22	X				62	X				102				
23	X				63	X				103				
24	X				64	X				104				
25	X				65	X				105				
26	X				66	X				106				
27	X				67	X				107				
28	X				68	X				108				
29	X				69	X				109				
30	X				70	X				110				
31	X				71	X				111				
32	X				72	X				112				
33	X				73	X				113				
34	X				74	X				114				
35	X				75	X				115				
36	X				76	X				116				
37	X				77	X				117				
38	X				78	X				118				
39	X				79	X				119				
40	X				80	X				120				

SOMMAIRE

1. Présentation de notre mission 5
1.1. Mission selon la norme NF P 94-500 5
1.1. Synthèse de l'affaire 6
1.2. Documents à notre disposition pour cette étude 6
1.3. Programme d'investigations 7
1.4. Normes et règlements 8
2. Caractéristiques générales du site et du projet, approche documentaire 9
2.1. Situation et topographie 9
2.2. Le site et son environnement 9
2.3. Description du projet 11
2.4. Résultats de l'enquête documentaire 13
2.5. Vues aériennes et plans anciens 17
2.6. Vues aériennes 18
2.7. Données liées au risque sismique 20
3. Synthèse des investigations 21
3.1. Topographie 21
3.2. Lithologie 21
3.3. Données géomécaniques 21
3.4. Données hydrogéologiques 22
3.5. Reconnaissances de fondation 22
3.1. Agressivité des sols 23
4. Classe sismique et liquéfaction 24
4.1. Classe de sol sismique 24
4.1.1. Paramètres de calcul liés au séisme 24
4.1.2. Evaluation du risque de liquéfaction en cas de séisme 24
5. Principes de construction envisageables pour les ouvrages géotechniques 25
5.1. Contraintes spécifiques du site / identification des aléas géotechniques 25
5.2. Aménagements du site - rampe 25
5.3. Dispositions vis-à-vis des eaux 26
5.4. Modes de fondations envisageables 26
5.5. Niveaux bas envisageables 26
5.6. Dispositions vis-à-vis des écoulements d'eau 26
5.7. Première approche de la Zone d'Influence Géotechnique (ZIG) 26
6. Étude des fondations profondes par micropieux 28
6.1. Hypothèses et descentes de charges 28
6.2. Résistance intrinsèque des micropieux 29
6.2.1. En compression pure 29
6.2.2. Vérification au flambement 30
6.3. Capacité portante GEO des micropieux 30
6.3.1. Valeurs de calcul 31
6.3.2. Tableau récapitulatif de la capacité portante GEO en compression 31
6.3.3. Prise en compte du coefficient d'efficacité Ce 32
6.3.4. Calcul des moments de flexion induits 32
6.3.5. Vérification de la section d'acier (ELU) 33
6.4. Prédimensionnement 34
6.5. Prise en compte de l'existant 34
6.6. Sujétions d'exécution des micropieux 35
6.7. Contrôle d'exécution 35
7. Suites à donner 37
7.1. Vis-à-vis des réseaux existants 37

7.2. Vis-à-vis de la topographie du site 37
7.3. Vis-à-vis du projet 37
Enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique (Norme NF P94-500) 38
Missions types d'ingénierie géotechnique (Norme NF P94-500) 39
ANNEXES 40
1. Plan de situation et de repérage des investigations 41
2. Coupes des sondages 44
3. Agressivités des sols 50
4. Reconnaissances de fondation 57
5. Classe sismique 68
6. Calcul de résistance d'un micropieu 71

1. Présentation de notre mission

Le CH de DENAIN a bien voulu nous confier la réalisation d'une étude géotechnique G2 PRO dans le cadre de la création d'une extension pour la réalisation d'une IRM à l'hôpital, rue Salengro à DENAIN (59).

Cette étude géotechnique projet a été confiée à l'agence FONDASOL Lille suite à l'acceptation de notre devis référencé SQ.59GT.26.05.037 indice A en date du 23/05/2026 et par votre bon de commande en date du 02/06/2026 référencée AM386613.

Nota : Une mission G2 AVP nous avait aussi été commandée. Elle a fait l'objet d'un premier rapport noté PR.59GT.26.0150 pièce 001.

1.1. Mission selon la norme NF P 94-500

Il s'agit d'une mission de type G2 PRO au sens de la norme NFP 94-500 (Missions Géotechniques Types).

Les objectifs de notre rapport sont de développer les points suivants :

- Rappel des résultats des investigations réalisées (repérage de sondages, coupes géologiques et diagrammes des essais in-situ, reconnaissances de fondation),
- Modélisation, hypothèses et paramètres de calculs géotechniques,
- Description des choix constructifs des ouvrages géotechniques,
- Prédimensionnement d'une solution de fondation adaptée au projet,
- Prescriptions de réalisation et de contrôle d'exécution des différents ouvrages géotechniques du projet.

Cette étude ne comprend pas l'estimation du coût et du délai d'exécution des ouvrages géotechniques du projet.

Remarques importantes :

- Cette étude géotechnique ne concerne pas les aspects géothermiques ; hydrogéologiques et thermiques.

- Les ouvrages de gestion des eaux pluviales ne sont pas intégrés à cette étude. Si besoin, FONDASOL est disponible pour établir un devis spécifique.

- L'objet de l'étude géotechnique n'est pas de détecter une éventuelle contamination des sols par des matières polluantes, ni de définir les filières d'évacuation des déblais.

Le cas échéant, le service Environnement de FONDASOL est disponible pour établir un devis de diagnostic environnemental.

1.1. Synthèse de l'affaire

Maîtrise d'ouvrage : CH de DENAIN

Architecte : RND Studio

BET Structure : NIRIS

1.2. Documents à notre disposition pour cette étude

1.2.1. Documents préalables

Nous avons disposé pour la G2 AVP des documents suivants :

N°	Document	Émetteur	Référence	Ind	Date Emission
[1]	CH DENAIN - IRM 3T - CDC GEOTECH - 260513	CONFIANCE INGENIERIE	Cahier des charge APD	-	13/05/2026
[2]	59172-66-Detection-Denain Centre Hospitalier 25 Avenue Jean Jaurès-250	GEXPEO	591720-66	02	30/07/2026

Nous avons disposé pour la G2 PRO des documents suivants :

N°	Document	Émetteur	Référence	Ind	Date Emission
[3]	DENAIN Plans STR NIRIS	NIRIS	Plan de principe structure – annoté à la main	-	Non connue
[4]	DENAIN NIRIS Note hypothèse et DDC	NIRIS	Note d'hypothèse et descente de charge	-	Septembre 2026

1.2.2. Autres sources d'information

Notre étude s'est également basée sur les sources d'information suivantes :

- La carte IGN du secteur,
- Les données du BRGM,
- La carte géologique du secteur,
- Les données publiées sur le site georisques.gouv.fr,
- Les vues aériennes du secteur disponibles sur remonterletemps.ign.fr,
- Les données d'archives de Fondasol

1.2.3. Données manquantes

Parmi les données manquantes au stade PRO, nous n'avons pas reçu les plans et coupes faisant apparaître clairement :

- L'altimétrie des niveaux de plancher,
- Les démolitions envisagées,
- Les existants et parties conservées dans le cadre du projet,
- L'insertion du projet dans les existants à conserver.

Nous n'avons pas non plus été destinataire des informations suivantes :

- un plan topographique du site,
- un plan de masse du projet avec calage altimétrique,
- des vues en coupes du projet avec calage altimétrique,
- les valeurs des tassements absolus et différentiels admissibles,

1.3. Programme d'investigations

Les investigations suivantes ont été réalisées dans le cadre de l'étude G2 AVP :

- 1 sondage pressiométrique noté SP1 et descendu à 16.0 m de profondeur et 11 essais maximum,
- 2 sondages lithologiques notés R1 et R2 et descendus à 6 m de profondeur + mise en place d'un piézomètre à 6 m de profondeur,
- 2 sondages lithologiques notés R3 et R4 et descendu à 3 m de profondeur,
- 2 sondages notés ST1 et ST2 et descendus à 4 m de profondeur + 2 essais de perméabilité,
- 1 reconnaissance de fondation notée RF1 au niveau de l'accueil (secteur auvent),
- 1 reconnaissance de fondation notée RF2 au niveau du vide sanitaire (accès difficile),
- Des prélèvements et analyses de laboratoire ont été réalisés pour l'identification des sols et l'agressivité des sols.

Le nivellement des sondages a été réalisé en mètre NGF à l'aide d'un GPS de chantier.

1.4. Normes et règlements

La conception et les calculs justificatifs des ouvrages géotechniques sont menés d'après les documents suivants :

Référence	Nom	Parution
Fondations pour le bâtiment		
Norme NF P 94-262+A1	Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 Fondations profondes + Amendement 1	juillet 2012 juillet 2018
Norme NF EN 14199	Exécution des travaux géotechniques spéciaux Micropieux	sept. 2015
Norme NF DTU 13.2 P1-1	Travaux de bâtiment – Fondations Profondes Partie 1-1 : Eléments relatifs à l'exécution Cahier des clauses techniques types	Mai 2020
Règles générales		
Norme NF EN 1 990/A1/NA	Eurocode 0 - Bases de calcul des structures avec son Annexe nationale et son amendement, avec son Annexe nationale	
Norme NF EN 1997-1/NA	Eurocode 7 - Calcul géotechnique, et son annexe nationale NF EN 1997-1/NA	

2. Caractéristiques générales du site et du projet, approche documentaire

2.1. Situation et topographie

Situation du terrain :

- Adresse du site : rue Roger Salengro à DENAIN (59).
- Parcelle cadastrale : BH1372p
- Superficie du terrain : 19 522 m²

Topographie :

- Altitude du site selon la carte IGN du secteur : environ +35.25 m NGF,
- La topographie est relativement plane dans le secteur du projet.



Extrait de vue aérienne

2.2. Le site et son environnement

Lors de notre intervention, nous avons pu constater que le projet s'insère dans un contexte très complexe. Le site comporte les éléments suivants :

- Un secteur de auvents (accès IRM) au RDC,
- Un bâtiment en brique en RDC + niveau de sous-sol,
- Une rampe d'accès à un parking souterrain,
- Une intrication entre niveau de sous-sol, rampe et bâtiment. Le sous-sol passe à certains endroits sous la rampe,
- Une cage d'escalier accessible depuis la voirie, permettant un accès au sous-sol en passant sous la rampe VL d'accès au sous-sol,
- Un vide sanitaire situé sous le niveau de sous-sol.

Sous le niveau bas RDC, il faut considérer 2 niveaux de sous-sol (R-1 + vide sanitaire).

Compte tenu des réseaux attendus au droit de la zone d'intervention, nous avons dû procéder à la sécurisation des sondages par la société GEOFIT (traçage des réseaux et positionnement des points de sondage).



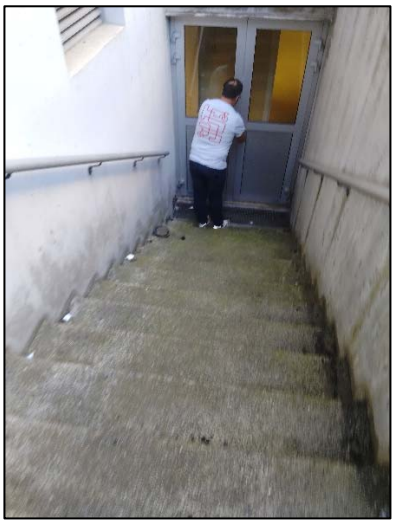
Photographie du site – secteur rampe d'accès au sous-sol



Photographie du site – accès à l'IRM actuel en RDC



Photographie du site – abord du site




A gauche : accès au sous-sol. A droite : vide sanitaire.

2.3. Description du projet

2.3.1. Caractéristiques générales du projet et des ouvrages

Le projet concerne la construction d'une extension destinée à la mise en place d'une IRM 3T.

Il s'agira d'accueillir une salle d'IRM, la salle de commande, une salle d'interprétation, la salle d'attente et les deux locaux de préparation/déshabillage.

Descriptif du projet au stade PRO :

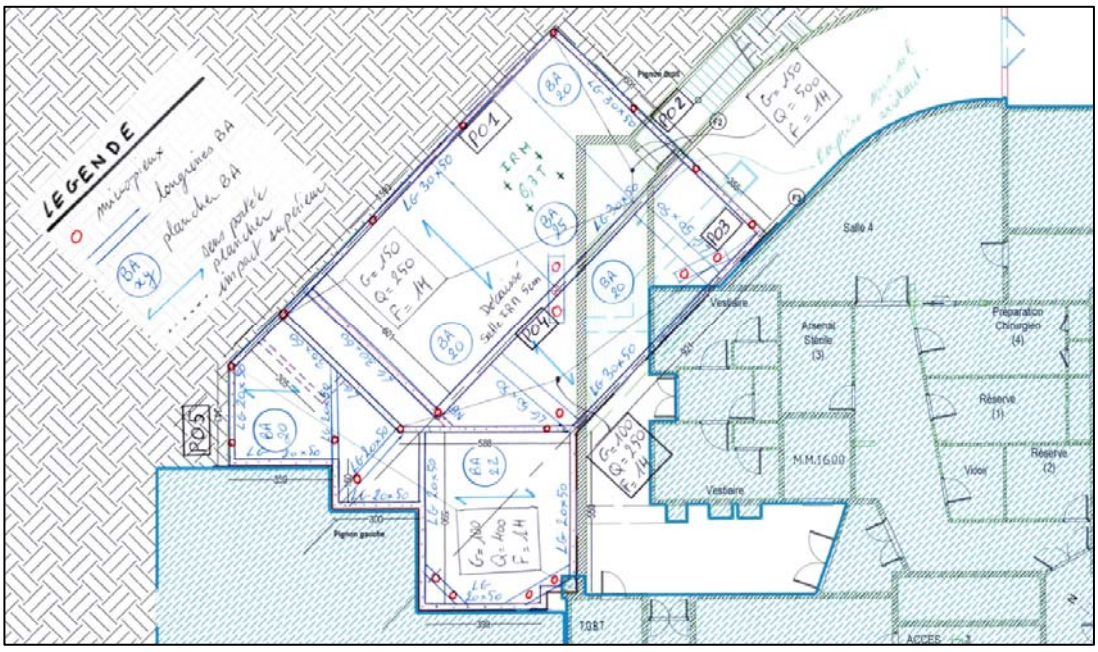
- Type d'ouvrage : R+1 partiel sans sous-sol,
- Structure : façade porteuse en maçonnerie monomur de type porotherm ép. 20 cm,
- Charpente : Charpente bois traditionnelle monopente,
- Etanchéité : Bac acier + isolant + étanchéité autoprotégé,
- Façades : Bardage,
- Planchers intermédiaires et dalle basse : plancher porté béton armé,
- Cloisonnements intérieurs en dur : blocs de béton manufacturés ép. 20cm,
- Fondations : fondations spéciales de type micropieux,
- L'ouvrage est un ERP classé en catégorie d'importance III sur un site situé en zone 3 (Commune de DENAIN),
- Classe de résistance : C 25/30 au minimum voire plus en fonction des contraintes de calcul



Localisation du projet

Il nous a été précisé les descentes de charges sur 5 appuis significatifs notés P01 à P05.

DENAIN - Centre hospitalier - Implantation d'un IRM 3 T									
Synthèse des charges par appuis (charges en tonne non pondérées)									
Orientation des charges	Charges verticales						Charges horizontales		
Appuis / Cas de charge	Charges permanentes G	Charges d'exploitation Q1	Charges de neige Sn	Charges de vent Wn	Charges sisimiques Ac	Charge totale verticale	Charges de vent Wn	Charges sismiques Ac	Charge totale horizontale
P01 File 1	34,00	10,00	0,00	0,00	0,00	**44**	négligeable	11,00	**11**
P02 Pignon droit	24,00	10,00	0,00	0,00	0,00	**34**	négligeable	8,50	**9**
P03 File 3	44,00	9,00	0,00	0,00	0,00	**53**	négligeable	13,25	**13**
P04 File 2	56,00	21,00	0,00	0,00	0,00	**77**	négligeable	0,00	**0**
P05 Pignon gauche	6,00	3,00	0,00	0,00	0,00	**9**	négligeable	2,25	**2**



Charges non pondérées et plan des appuis envisagés

Les appuis seront plus nombreux que les seuls appuis de P01 à P05. Ces 5 appuis sont donnés par le BE NIRIS comme étant représentatif.

2.3.2. Catégorie géotechnique et de durée d'utilisation

En l'absence d'indication, nous avons considéré, conformément à l'Eurocode 0 et à l'Eurocode 7, les hypothèses suivantes :

- Catégorie géotechnique : 2
- Classe de conséquence : CC2
- Catégorie de durée d'utilisation (ouvrages définitifs) : 4 (50 ans)

Ces hypothèses seront à confirmer par le Maître d'ouvrage.

2.3.3. Catégorie d'importance vis-à-vis du risque sismique

La catégorie d'importance d'ouvrage considérée par hypothèse dans la suite du rapport (à confirmer par le maître d'ouvrage) est III.

2.4. Résultats de l'enquête documentaire

2.4.1. Contexte géologique général

D'après la carte géologique et sa notice associée, les terrains du site seraient constitués, de haut en bas, par :

- Des remblais sur des épaisseurs variables,
- Des limons des plateaux d'ère Quaternaire,
- De la craie du Sénonien d'ère Secondaire.



Extrait de la carte géologique (source : infoterre.fr)

2.4.2. Données géotechniques d'archive

En 1995, nous avions pu réaliser une étude géotechnique pour le bâtiment psychiatrie. Nous avions pu mettre en évidence :

- Des remblais hétérogènes composés de limoneux et cailloutis sur 1.0 m environ,
- Des limons bruns à beiges mous jusqu'à une profondeur de l'ordre de 2.0 m,
- Des limons sableux et des argiles brunes à silex de consistance fermes jusqu'à une profondeur de 3.20 m environ,
- De la craie blanche altérée à silex jusqu'à 8.5 m de profondeur environ.

2.4.3. Enquête documentaire sur les risques naturels recensés

RECAPITULATIF DES RISQUES RECENSES SUR LA COMMUNE

On trouvera ci-dessous les principaux risques référencés dans le secteur du projet.

Risque	Aléa/sensibilité	Document règlementaire
Retrait-gonflement des argiles	Exposition faible	Arrêté du 9 janvier 2026, JORF n°0026 du 31 janvier 2026
Inondations		
Remontée de nappe	Zone potentiellement sujette aux inondations de cave	
Cavités		
Mouvements de terrain		
Risque Sismique	3 - MODEREE	Décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010. Code de l'Environnement , article D.563-8-1
Risque Radon	2	Décret n° 2002-460 du 4 avril 2002

Inventaire des risques naturels connus sur la commune

Cette liste n'est pas exhaustive. Il appartient aux concepteurs du projet de s'assurer que le projet tient compte des prescriptions liées à l'ensemble des risques, y compris non géotechniques.

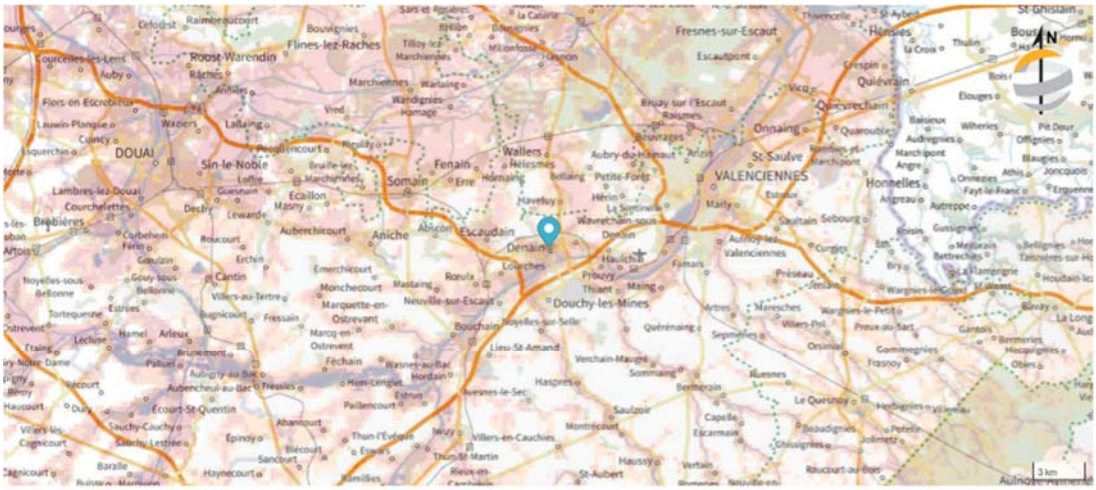
LISTE DES ARRETES DE CATASTROPHE NATURELLE PUBLIES SUR LA COMMUNE

Code National CATNAT	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le journal officiel du	Risque	Commune
INTE9200181A	07/07/1991	08/07/1991	01/04/1992	03/04/1992	Inondations et/ou Coulées de Boue	Denain
INTE9200181A	01/01/1990	31/12/1990	01/04/1992	03/04/1992	Sécheresse	Denain
INTE9400127A	17/12/1993	02/01/1994	08/03/1994	24/03/1994	Inondations et/ou Coulées de Boue	Denain
INTE9500497A	02/07/1995	02/07/1995	28/09/1995	15/10/1995	Inondations et/ou Coulées de Boue	Denain
INTE9500748A	20/06/1995	20/06/1995	08/01/1996	28/01/1996	Secousse Sismique	Denain
INTE9900627A	25/12/1999	29/12/1999	29/12/1999	30/12/1999	Inondations et/ou Coulées de Boue	Denain
INTE9900627A	25/12/1999	29/12/1999	29/12/1999	30/12/1999	Mouvement de Terrain	Denain

Liste des arrêtés de reconnaissance de catastrophe naturelle (source : Georisques)

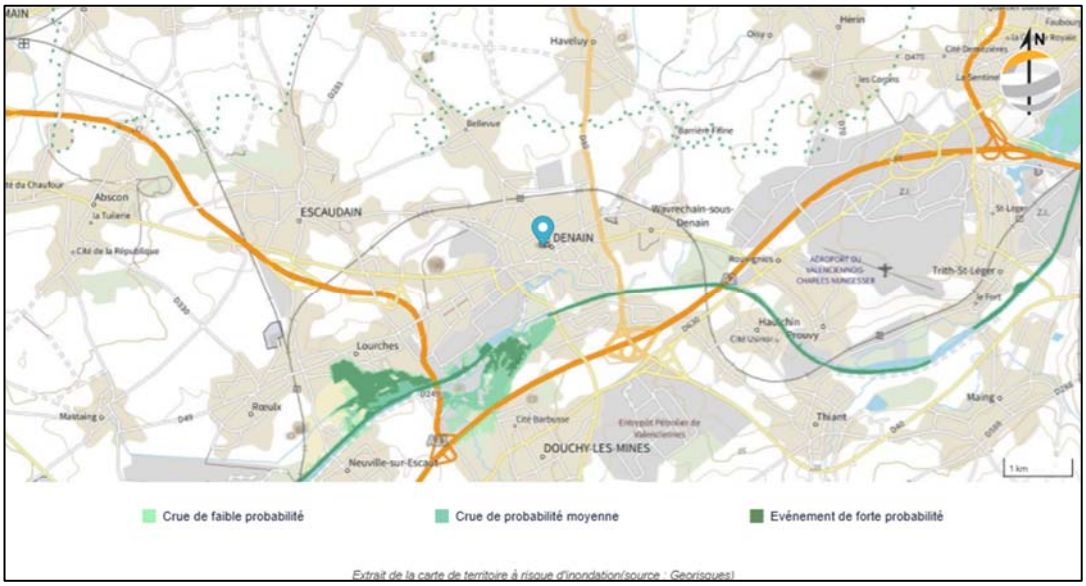
RISQUE INONDATION / REMONTEE DE NAPPE

La zone concernée par l'étude est a priori sujette aux inondations de cave et dans une moindre mesure aux débordements par remontée de nappe.



Extrait de la carte d'exposition aux remontées de nappes avec niveau de fiabilité (source : Georisques)

La zone d'étude ne présente a priori pas de risque important d'inondation par débordement de cours d'eau (hors des secteurs à probabilité de crue sur la carte des TRI).

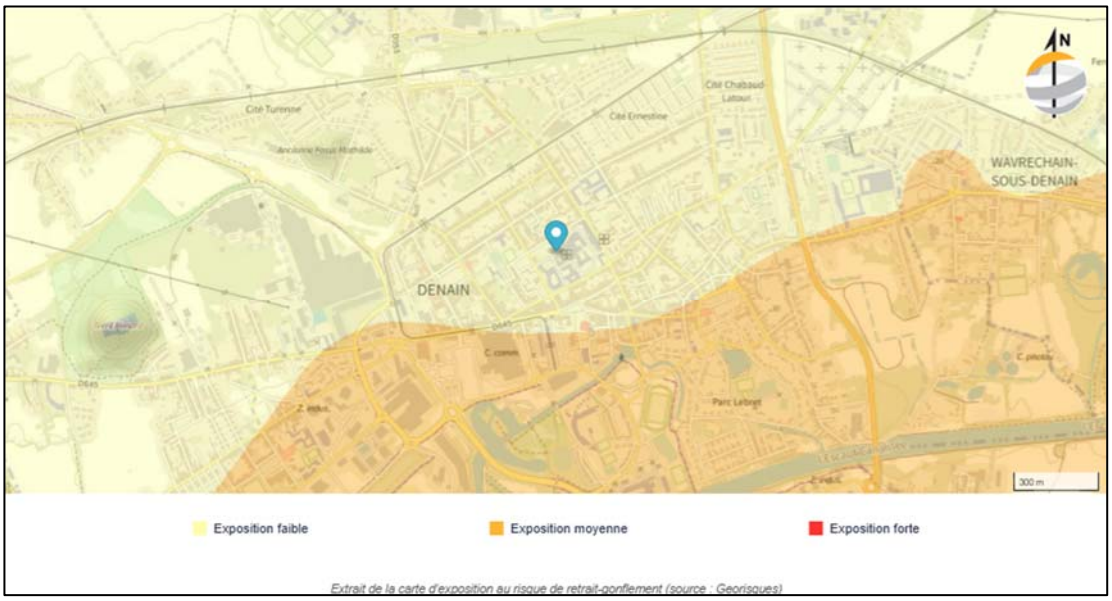


Extrait de la carte de territoire à risque d'inondation(source : Georisques)

Extrait de la carte des territoires à risques importants d'inondation (TRI)

RISQUE DE RETRAIT-GONFLEMENT DES ARGILES

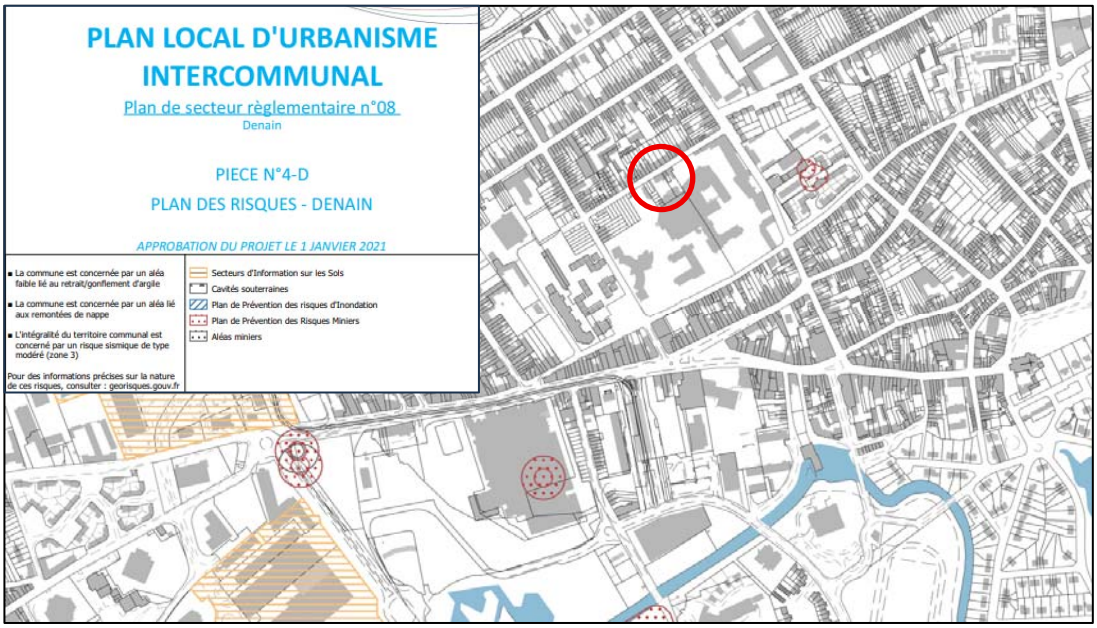
La carte d'aléa retrait/gonflement disponible sur le site www.georisques.gouv.fr indique que dans le secteur du sinistre l'aléa retrait-gonflement est **a priori faible**.



Extrait de la carte de l'aléa retrait-gonflement

RISQUE CAVITES / MOUVEMENT DE TERRAIN

Le plan local d'urbanisme de DENAIN (pièce n°4-D – Plan des Risques – Denain) n'indique pas de risque de présence de cavité souterraine ni d'aléa miniers dans le secteur du projet.



Extrait de la pièce n°4-D – Plan des Risques – Denain *de l'aléa retrait-gonflement du PLU*

2.5. Vues aériennes et plans anciens

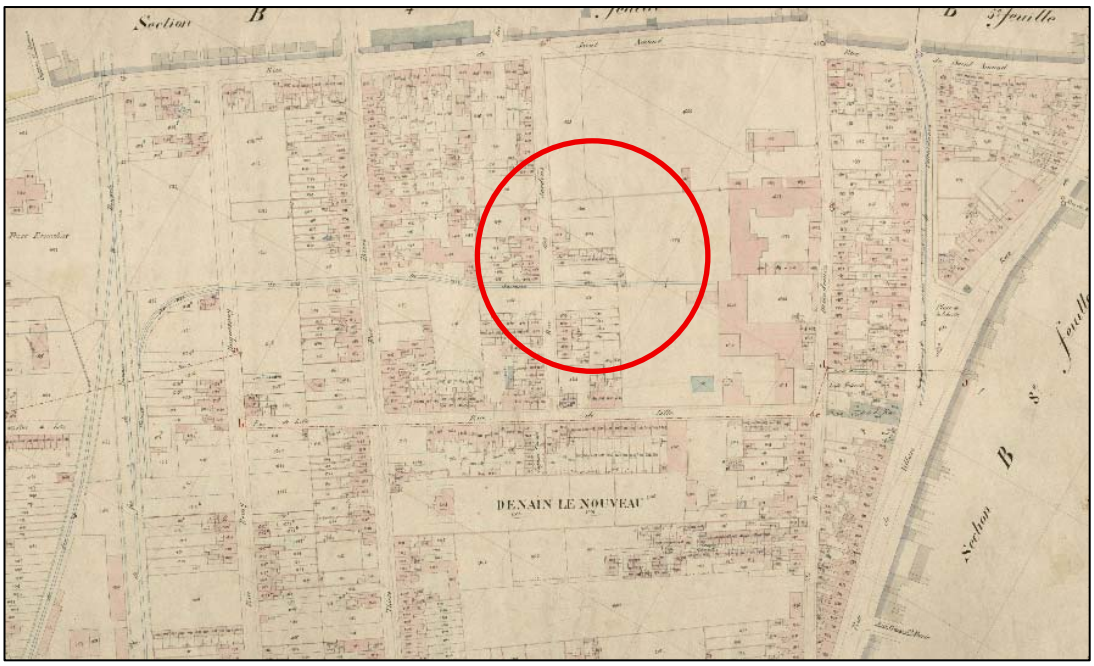
CADASTRE ANCIEN

Le cadastre ancien semble confirmer que la parcelle était agricole et non construite vers 1800.

Vers 1897, le cadastre indique une urbanisation progressive. Il s'agit d'une occupation principalement de logements.



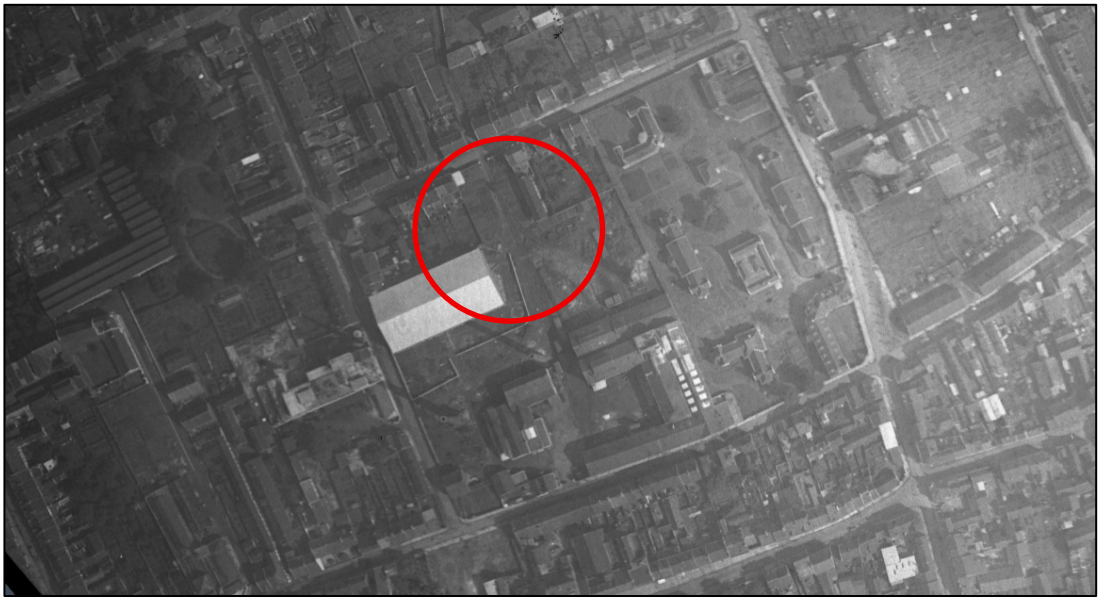
Extrait du plan de cadastre vers 1800.



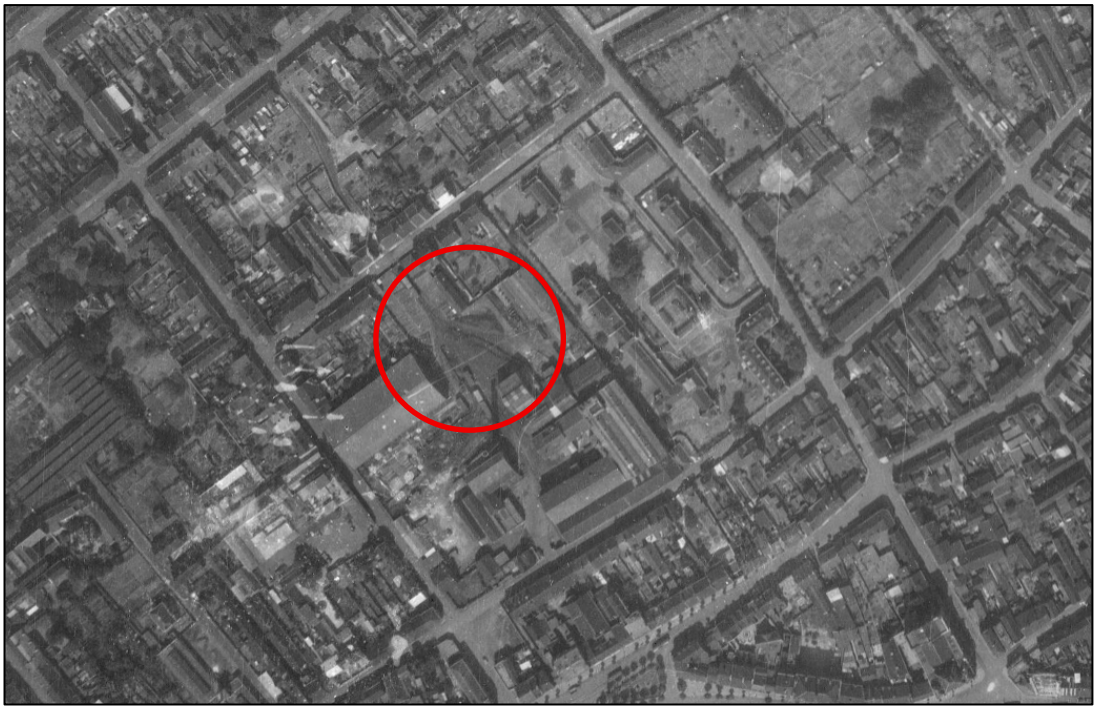
Extrait du plan de cadastre vers 1897.

2.6. Vues aériennes

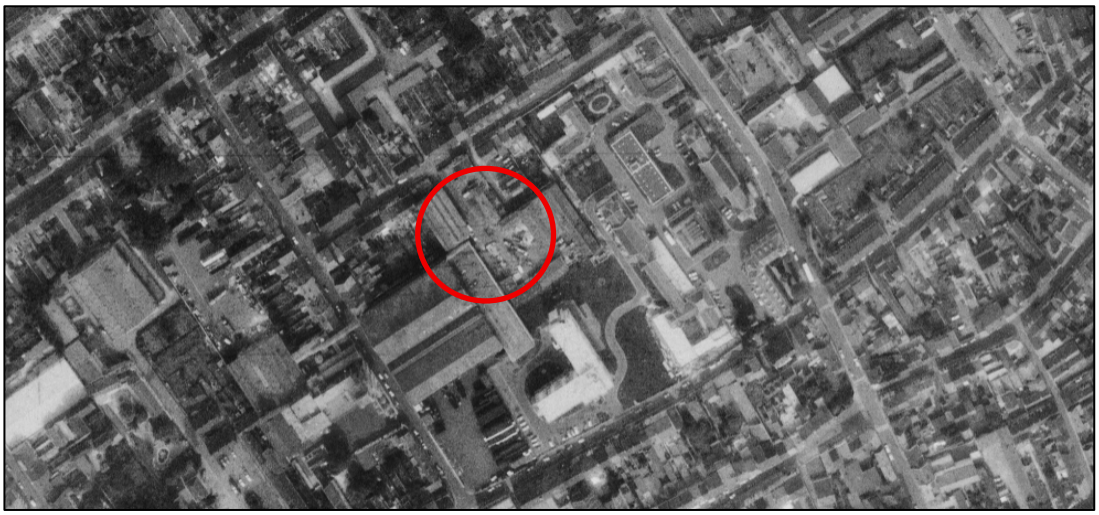
Les vues aériennes anciennes indiquent que l'urbanisme devient mixte en début de 20ème siècle avec à la fois des logements et des activités industrielles. C'est après les années 1980 que le site industriel est démantelé et certains logements (maisons de ville) sont démolis pour laisser place progressivement aux nouveaux bâtiments du centre hospitalier.



Vue aérienne de *1930 (remonterletemps.fr)*.



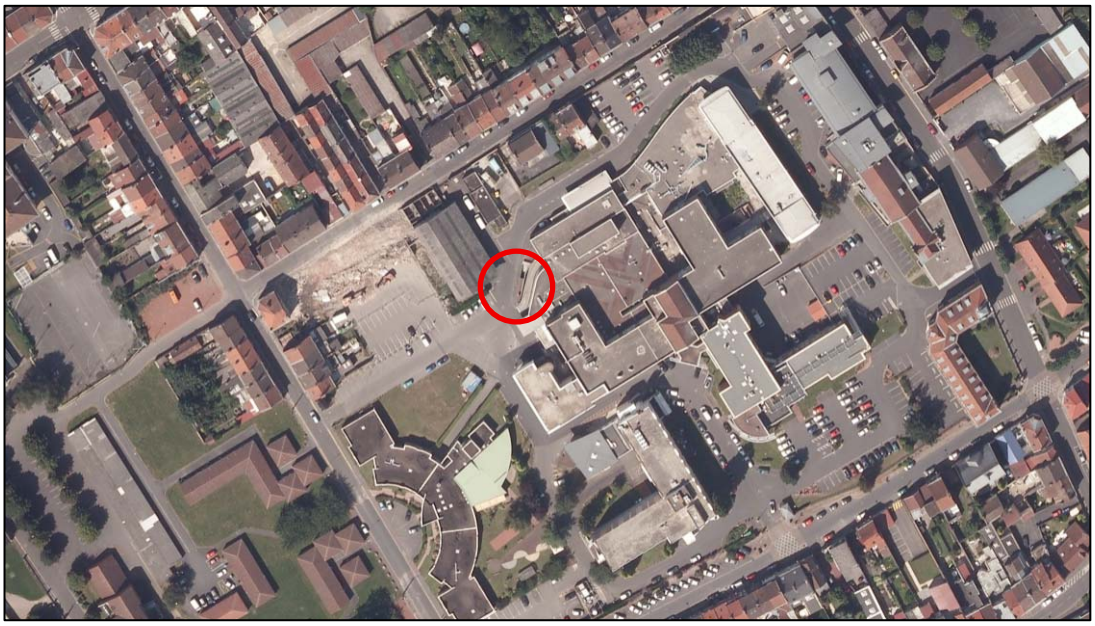
Vue aérienne de *1947 (remonterletemps.fr)*.



Vue aérienne de *1979 (remonterletemps.fr)*.



Vue aérienne de *1994 (remonterletemps.fr)*.



Vue aérienne de *2012 (remonterletemps.fr)*.

2.7. Données liées au risque sismique

Compte-tenu de la catégorie d'importance des ouvrages III et de la zone de sismicité 3, la prise en compte de l'effet d'un séisme est a priori nécessaire pour le dimensionnement structurel des ouvrages.

La classe sismique doit donc être déterminée et l'analyse du risque de liquéfaction est aussi à considérer.

3. Synthèse des investigations

3.1. Topographie

Lors de notre passage sur site, nous avons pu procéder à des relevés altimétriques à l'aide d'un GPS de chantier. Il s'agissait de relever l'altimétrie des points de sondages.

Nous avons pu relever des altimétries comprises entre +35.45 m NGF et +35.9 m NGF au droit de nos points de sondage.

3.2. Lithologie

Les sondages ont permis de mettre en évidence la succession lithologique suivante :

- **Formation 1 : des enrobés et une sous-couche granulaire puis des remblais généralement limoneux et caillouteux** d'épaisseur variable et souvent plurimétriques observés jusqu'à une profondeur de l'ordre de 0.9 m à 1.8 m de profondeur environ,

Nous rappelons que l'épaisseur des remblais peut différer en dehors de nos sondages et en fonction des travaux en cours et à venir au droit du site d'étude.

- **Formation 2 : des limons généralement sableux et des sables argileux à argiles sableuses** reconnues jusqu'à une profondeur de l'ordre de 3.0 m (base de R3 et R4) et 4.2 m de profondeur environ en SP1,
- **Formation 3 : une craie beige à grise devenant grise à blanche en profondeur et présentant des lits de silex** jusqu'à la base des sondages, soit jusqu'à 6.0 m (R1 et R2) et 16.0 m (SP1) environ.

Nota : La description des terrains traversés et la position des interfaces comportent des imprécisions inhérentes à la méthode de forage destructif.

3.3. Données géomécaniques

Les caractéristiques mécaniques des sols ont été mesurées in situ à partir des essais pressiométriques. Elles sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

		Essais pressiométriques				
N°	**Formation**	**Pression limite nette p_{LM}* (MPa)**		**Module pressiométrique E_M (MPa)**		**Nb valeurs**
		Min	Max	Min	Max	
1	Remblais Jusqu'à environ 1.7 m/TA	2.23		21.1		1
2	Limons / sables / argiles jusqu'à 4.2 m/TA	0.49	1.35	5.0	14.9	2
3	Craie 1 Jusqu'à 10.0 m/TA	1.05	2.85	9.5	29.3	4
4	Craie 2 Jusqu'à 16.0 m/TA	> 4.5		38.9	210.9	4

(*) Moyenne arithmétique

3.4. Données hydrogéologiques

3.4.1. Niveaux d'eau

Lors de notre intervention, aucune arrivée d'eau n'a été rencontrée jusqu'à 6.0 m de profondeur au droit de R1, R2 et SP1. L'usage de fluides de forage au droit de SP1 n'a pas permis de détecter d'éventuelles arrivées d'eau en cours de forage.

Lors de notre intervention, aucune arrivée d'eau n'a été rencontrée jusqu'à 3.0 m de profondeur au droit de R3 et R4.

Remarque 1 :

Le sondage R1 a été mis à profit pour la pose d'un piézomètre descendu à 6 m de profondeur. Lors de notre intervention, ce piézomètre était sec.

Nous rappelons que ce piézomètre ne fait pas l'objet d'un suivi dans le cadre de notre mission.

Notons toutefois que nous avons pu visiter le vide sanitaire (vers 5.0 m / 6.0 m de profondeur par rapport au terrain extérieur et au RDC du bâtiment). Nous n'avons pas relevé de trace d'eau lors de nos visites et de notre intervention dans ce vide sanitaire.

Remarque 2 :

L'intervention ponctuelle dans le cadre de la réalisation de la présente étude ne permet pas de fournir des informations hydrogéologiques précises, dans la mesure où le niveau d'eau mentionné dans le rapport d'étude correspond nécessairement à celui relevé à un moment donné, sans possibilité d'apprécier la variation inéluctable des nappes et circulations d'eau qui dépend notamment des conditions météorologiques.

Ces éléments ne peuvent être obtenus qu'à partir d'une étude hydrogéologique spécifique.

3.5. Reconnaissances de fondation

Nous avons réalisé 2 reconnaissances de fondations notées RF1 et RF2. Les résultats sont les suivants :

Reconnaissance	RF1 en extérieur	RF2 en vide sanitaire
Prof. assise/sol	>0.5 m	Nous avons pu travailler à l'approche de plusieurs piliers dans le vide sanitaire. Le vide sanitaire est en partie recouvert de gros béton et en partie constituée du sol naturel. Nous n'avons pas su déterminer avec précision les dimensions de semelle et faire la part entre semelle et gros béton. Nous n'avons pas pris le risque de déstructurer une semelle pour aller plus avant dans nos investigations.
Altimétrie de l'assise (m NGF)	+35.70	
Nature de la fondation	A priori, assise en béton	
Nature de sol d'assise	Non reconnu	
Débord	Oui	
Présence d'eau	Non	
Commentaire	Présence d'un réseau avec un fil d'eau à 80 cm de profondeur. Nous n'avons pas pu déterminer les dimensions de la semelle. La partie supérieure de la semelle a été rencontré à 0.5 m de profondeur	

3.1. Agressivité des sols

Nous avons réalisé 3 prélèvements de sol au droit de R1 et de R2 jusqu'à des profondeurs de l'ordre de 4.5 m.

Les analyses n'ont pas relevé d'agressivité particulière pour ces sols qui ont été classés <XA1.

Précisons malgré tout que ces résultats sont caractéristiques des sols prélevés. Ils ne sont pas nécessairement représentatifs de l'ensemble du site.

4. Classe sismique et liquéfaction

4.1. Classe de sol sismique

Avec les éléments actuels et à ce stade, pour un projet ayant pour niveau d'assise les limons et sables non remaniés au-delà des remblais, la classe de sol retenue est la **Classe C**

4.1.1. Paramètres de calcul liés au séisme

Zone de sismicité :	3	D'où l'accélération maximale au rocher : a_{gr} =	1.1
Catégorie d'importance du bâtiment :	III	D'où le coefficient d'importance : γI =	1.2
Classe de sol :	C	D'où le paramètre de sol : S =	1.5

D'où **$a_{max} = a_{gr} \times \gamma I \times S =$ 1.98 m/s²**

Remarques importantes :
Les éléments donnés ci-dessus suivent les hypothèses de l'EUROCODE 8, pour une zone de sismicité donnée. S'il existe des préconisations spécifiques sur le site concernant les accélérations à retenir, il appartient à l'équipe de conception d'en tenir compte.

L'hypothèse de catégorie d'importance, qui influence les paramètres de calculs structurels, doit être confirmée par le Maître d'ouvrage.

4.1.2. Evaluation du risque de liquéfaction en cas de séisme

En présence éventuelle de la nappe, le risque de liquéfaction des sols sous l'effet d'un séisme nécessite d'être évalué.

En prenant une hypothèse d'une nappe à 3.0 m de profondeur (hypothèse pessimiste).

Il a été appliqué la méthode du NCEER conformément à l'EUROCODE 8 en évaluant les paramètres SPT à partir des essais pressiométriques en se basant sur les études et corrélations publiées par Gonin, Vandangeon, Lafeuillade (cf. revue RFG, 1992) et en retenant un facteur de sécurité FS > 2,0 sur les paramètres de sol afin de tenir compte d'une dispersion de 50 % liée aux corrélations.

Compte tenu de cette analyse, le risque de liquéfaction sous sollicitations sismiques peut a priori être écarté.

5. Principes de construction envisageables pour les ouvrages géotechniques

5.1. Contraintes spécifiques du site / identification des aléas géotechniques

Des contraintes spécifiques et aléas géotechniques liés au projet et au site ont été mis en évidence :

- Epaisseur variable de remblais,
- Eventuellement, présence de terrains remaniés difficiles à différencier des terrains en place,
- Plusieurs niveaux sous le RDC du mitoyen (un sous-sol avec une hauteur importante sous plafond + un vide sanitaire),
- Présence d'existant à purger ou maintenir fonctionnel selon les endroits et le type de structure.

5.2. Aménagements du site - rampe

Le niveau fini du projet ne nous a pas été confirmé. Nous retenons l'hypothèse d'un projet épousant à peu près la topographie générale avec un RDC vers +35.5 m NGF.

Le projet viendra nécessairement recouvrir la rampe d'accès au sous-sol qui ne sera plus utilisable. Une nouvelle rampe sera probablement aménagée à un autre endroit du site (évoqué lors de la visite préalable par le maître d'ouvrage).

Le démontage de la rampe sera probablement envisagé par l'équipe conceptrice du projet. Nous rappelons que l'étude de la rampe de remplacement projetée est hors mission.

En première approche, nous ne recommandons pas le démontage de cette rampe dans la mesure où les voiles existants sont a priori structurellement liaisonnés à la rampe. La rampe peut indirectement jouer sur la tenue de l'ensemble, et notamment sur la tenue des parties à conserver.

Nous alertons aussi sur le fait que cette rampe recouvre des parties enterrées à conserver dans le cadre du projet.

Si le démontage est envisagé, il conviendra de projeter ce démontage selon les conseils d'un BE Structures spécialement missionné à cet effet afin que la méthodologie employée n'affecte pas les structures à conserver.

En première approche, nous considérerons que la rampe ne sera ni remblayée, ni démontée et que le plancher bas RDC du projet jouera un rôle équivalent à un rebouchage de trémie.

Remarque :

En cas de démolition trop importantes, le confortement des existants à conserver pourra devenir nécessaire.

5.3. Dispositions vis-à-vis des eaux

Les investigations et notre visite n'ont pas mis en évidence la présence d'eaux souterraines sur la profondeur des sondages, lors de la campagne réalisée.

Nous n'avons pas non plus observé de traces d'humidité dans le sous-sol ni de présence importante d'eau (passée ou actuelles) dans le vide sanitaire.

Pour autant, les travaux amèneront des modifications sur les existants. Il conviendra de rétablir toutes les protections susceptibles d'exister actuellement et jouant un rôle dans la lutte contre l'eau dans le cadre des travaux si certaines étanchéités venaient, par exemple, à être percées.

5.4. Modes de fondations envisageables

Compte-tenu du contexte géotechnique ainsi que d'épaisseurs de remblais généralement modérée, les fondations devront être ancrées dans la craie au-delà de tout remblais ou terrains remaniés.

Les lieux sont parcourus de niveaux enterrés et des habituels réseaux d'un site comme celui d'un hôpital.

C'est pourquoi nous avons étudié une solution de fondations profondes de type micropieux.

5.5. Niveaux bas envisageables

Le niveau bas sera prévu sous la forme d'un plancher porté par les fondations.

5.6. Dispositions vis-à-vis des écoulements d'eau

Le recouvrement de la rampe par le plancher bas RDC du bâtiment IRM rendra très difficile son accès.

Il sera donc indispensable de prendre par avance toutes les dispositions nécessaires pour que cette rampe ne soit pas sujette à des accumulations d'eau de ruissellement et d'infiltration qui pourrait ensuite provoquer des dégâts des eaux.

Il sera nécessaire de vérifier la présence d'une cunette en pied de rampe. Son entretien sera à maintenir au long terme.

5.7. Première approche de la Zone d'Influence Géotechnique (ZIG)

La ZIG est le volume de terrain au sein duquel il y a interaction entre l'ouvrage ou l'aménagement de terrain, et l'environnement. La forme et l'extension de cette zone d'influence géotechnique sont spécifiques à chaque site et à chaque ouvrage ou aménagement de terrain.

Au stade PRO actuel, il s'agit d'une délimitation en première approche, dans le but notamment de définir si des ouvrages existants à proximité du projet peuvent être impactés ou en interaction avec ce dernier.

La Zone d'Influence Géotechnique définie en première approche est délimitée à l'emprise projet + 5.0 m en périphérie.

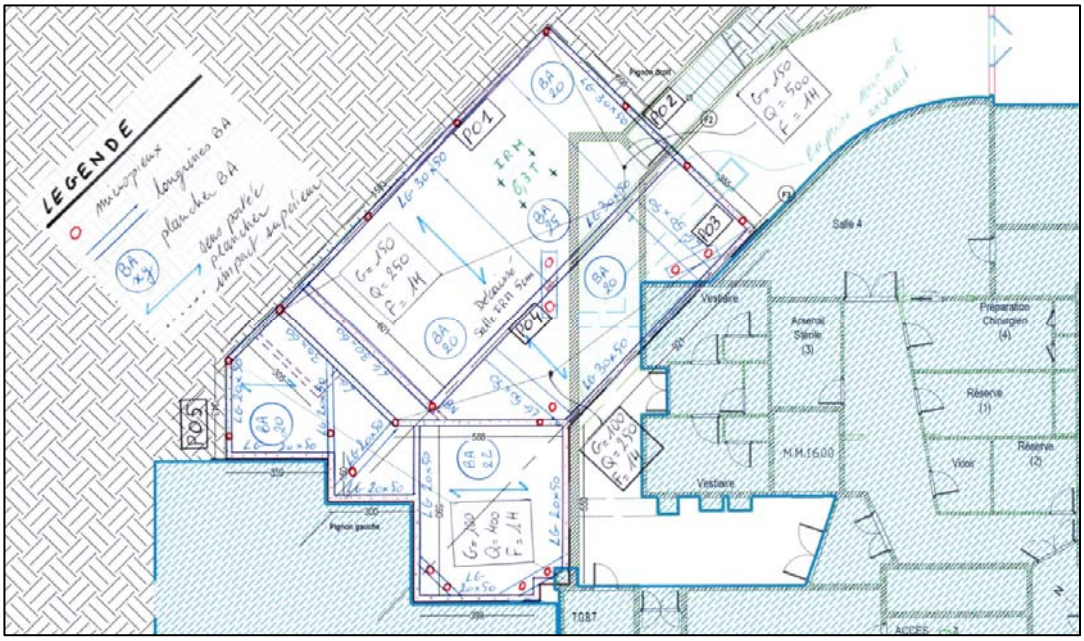
Il conviendra de confirmer au plus vite, et surtout, avant travaux :

- la topographie du site,
- l'altimétrie des niveaux bas RDC et R+1,
- le devenir des différentes structures (à conserver ou à démolir).

6. Étude des fondations profondes par micropieux

6.1. Hypothèses et descentes de charges

Nous avons été destinataire des descentes de charges établies par le BE NIRIS.



Combinaisons d'actions des charges verticales (charges en tonne) - Cas bureaux de l'Eurocode 0			
Appuis / ELS Quasi Permanentes	**QP**		
P01 File 1	37		
P02 Pignon droit	27		
P03 File 3	47		
P04 File 2	62		
P05 Pignon gauche	7		
Appuis / ELS Caractéristiques	**C1**	**C2**	**C3**
P01 File 1	44	41	41
P02 Pignon droit	34	31	31
P03 File 3	53	50	50
P04 File 2	77	71	71
P05 Pignon gauche	9	8	8
Appuis / ELS Fréquentes	**FR1**	**FR2**	**FR3**
P01 File 1	39	37	37
P02 Pignon droit	29	27	27
P03 File 3	49	47	47
P04 File 2	67	62	62
P05 Pignon gauche	8	7	7
Appuis / ELU Fondamentales	**FD1**	**FD2**	**FD3**
P01 File 1	61	56	56
P02 Pignon droit	47	43	43
P03 File 3	73	69	69
P04 File 2	107	98	98
P05 Pignon gauche	13	11	11

Plan des appuis et hypothèses G et Q pour chacun d'entre eux.

Il s'agit de charges verticales centrées, non pondérées, avec : charges permanentes (notées G) et charges d'exploitation (notées Q).
Nous considérons les combinaisons d'actions suivantes (à confirmer par le bureau d'études structures) :

- Etat Limite de Service Quasi Permanent (ELS QP) : G + 0.3 Q
- Etat Limite de Service Caractéristique (ELS C) : G + Q
- Etat Limite Ultime Fondamental (ELU) : 1.35 G + 1.5 Q

Ces valeurs sont réputées tenir compte d'un plancher bas porté.

On note l'absence d'appui en traction.

Spécifiquement pour l'ELU sismique qui nous a été fourni, nous considérons les combinaisons d'actions suivantes (à confirmer par le bureau d'études structures) :

- ELU Sismique (ELU S) :
  Cas pesant : G+ 0.6 x Q + A_{Ed}
  Cas allégeant: G-Aed

Charges verticales à l'ELU Sismique (T)		
	Cas pesant	**Cas allégeant**
P01 File 1	40	34
P02 Pignon droit	30	24
P03 File 3	50	44
P04 File 2	69	56
P05 Pignon gauche	8	6

6.2. Résistance intrinsèque des micropieux

6.2.1. En compression pure

Les armatures doivent être vérifiées en appliquant les règles de l'Eurocode 3.

Selon l'amendement A1 de la NF P94-262/A1, il est permis de se limiter aux justifications ELU, en prenant en compte :

- Une contrainte de l'acier inférieure ou égale à 75 % de sa limite élastique pour les situations durables et transitoires,
- Un facteur de sécurité γ_{Rd} = 1.1 appliqué à cette limite élastique.

Dans notre cas, on retient en première approche :

- Un diamètre de forage de micropieu 250 mm et 280 mm,
- Une armature de chaque micropieu, constituée par des tubes de série pétrolière (N80) de limite d'élasticité garantie à une valeur de 550 MPa, de diamètre extérieur 73 mm pour 5.51 mm d'épaisseur, de diamètre extérieur 88.9 mm pour 6.5 mm d'épaisseur et de diamètre extérieur 101.6 mm pour 12.5 mm d'épaisseur,
- Une épaisseur sacrifiée à la corrosion de 0.6 mm, étant admis que certains micropieux recevront des efforts horizontaux.

Pour rappel, les charges admissibles pour les tubes envisagés sont :

Tube	Contrainte admissible ELU	Charge maximale ELU
Ø73 ép. 5.51 mm	375 MPa	387 kN
Ø88.9 ép. 6.5 mm	375 MPa	569 kN
Ø101.6 ép. 12.5 mm	375 MPa	1241 kN

L'épaisseur sacrifiée à la corrosion est de 0.6 mm

6.2.2. Vérification au flambement

Les micropieux sont, par nature, des éléments de fondations très élancées (rapport entre le diamètre de l'armature et sa longueur), donc sensibles au flambement

En première approche, on peut considérer les micropieux bi-articulés. La force critique de flambement s'écrit alors suivant la méthode de Mandel couramment admise :

$$F_c = 2\sqrt{kBEI}$$

Avec :

K : module de réaction du sol avec E_M = 5.0 MPa et α = 2/3 dans les argiles
A long terme : k= 44.935 MPa/m pour un forage de micropieu Ø250mm/73 mm d'armature
A long terme : k= 40.121 MPa/m pour un forage de micropieu Ø280mm/88.9 mm d'armature
A long terme : k= 15.015 MPa/m pour un forage de micropieu Ø280mm/101.6 mm d'armature
B : diamètre du forage du micropieu
I : inertie en flexion du tube d'armature de 73 mm (micropieu Ø250 mm) : I # 58 cm⁴
I : inertie en flexion du tube d'armature de 88.9 mm (micropieu Ø280 mm) : I # 127 cm⁴
I : inertie en flexion du tube d'armature de 101.6 mm (micropieu Ø280 mm) : I # 330 cm⁴

E : module d'élasticité longitudinale de l'acier E = 210 000 MPa

Soit pour un micropieu de Ø250 mm (73 mm d'armature) : F_c # 2.340 kN

Le coefficient de sécurité minimum couramment admis est de 2.5 vis-à-vis des efforts ELS pour cette vérification. De ce fait, tous micropieux reprenant moins de 936 kN à l'ELS Caractéristique serait justifié.

Soit pour un micropieu de Ø280 mm (88.9 mm d'armature) : F_c # 3 468 kN

Le coefficient de sécurité minimum couramment admis est de 2.5 vis-à-vis des efforts ELS pour cette vérification. De ce fait, tous micropieux reprenant moins de 1 387 kN à l'ELS Caractéristique serait justifié.

Soit pour un micropieu de Ø280 mm (101.6 mm d'armature) : F_c # 5 099 kN

Le coefficient de sécurité minimum couramment admis est de 2.5 vis-à-vis des efforts ELS pour cette vérification. De ce fait, tous micropieux reprenant moins de 2 039 kN à l'ELS Caractéristique serait justifié.

6.3. Capacité portante GEO des micropieux

On utilise la procédure du « Modèle de terrain » à partir de la méthode pressiométrique de la norme NF P 94-262 – Fondations profondes.

Compte tenu des hypothèses de combinaisons d'actions précédentes, la capacité portante des fondations profondes est établie à l'ELS caractéristique et quasi permanent et aux ELU en situation durable transitoire en compression.

6.3.1. Valeurs de calcul

Nous avons étudié en première approche une solution de **micropieux de type II** (M2 – classe 1bis – catégorie 18) de diamètre Ø250 à 280 mm, assimilés à des pieux type foré boue (catégorie 2) pour l'estimation du frottement axial suivant l'annexe F – article F.5.2 de la norme NF P 94-262.

Les valeurs retenues pour les calculs de fondation sont les suivantes.

Les limites de couches sont présentées ci-dessous en profondeur / au niveau bas RDC.

N°	Couche	Altimétrie de base de couche (en m NGF)	Profondeur base de couche (en m)(2)	Courbe f_{sol} (NF P94-262)	p_{LM}* (MPa)	P_f (MPa)	E_M (MPa)	α	q_s (kPa)
1	Mort terrain	+30.0	5.0	Q1	0,15	0,10	1,0	-	**Négligé dans le calcul**
2	Craie 1	+25.0	10.0	Q3	1.00	0.50	15.0	1/2	100
3	Craie 2	+19.0	16.0	Q3	4.50	≥ 2.00	35.0	1/2	182

(1) Epaisseur de mort terrain à adapter en fonction des éventuelles surépaisseurs de remblais mises en évidence

(2) Pour une cote de plateforme à 35.00 m NGF environ

6.3.2. Tableau récapitulatif de la capacité portante GEO en compression

Le tableau récapitulatif de la capacité portante des micropieux en compression en fonction de la profondeur réalisés à partir de la PFT est donc le suivant (valeurs en kN) :

Fiche/PFT (m)	Altimétrie de la fiche en m NGF	Ø25 cm				Ø28 cm			
		ELS QP	ELS C	ELU F	ELU sis	ELS QP	ELS C	ELU F	ELU sis
10.0	25.0	114	139	162	162	127	155	182	182
10.5	24.5	134	164	192	192	150	184	215	215
11.0	24.0	155	189	221	221	174	212	248	248
11.5	23.5	176	215	251	251	197	240	281	281
12.0	23.0	196	240	280	280	220	269	314	314
12.5	22.5	217	265	310	310	243	297	347	347
13.0	22.0	238	290	339	339	266	325	380	380
13.5	21.5	258	316	369	369	289	354	413	413
14.0	21.0	279	341	399	399	312	382	410	446
14.5	20.5	300	366	428	428	336	410	479	479
15.0	20.0	320	392	458	458	359	438	513	513
15.5	19.5	341	417	487	487	382	467	546	546
16.0	19.0	362	442	517	517	405	495	579	579

6.3.3. Prise en compte du coefficient d'efficacité Ce

Les massifs en tête de micropieux devront permettre de respecter un entraxe de 3 diamètres entre les micropieux afin d'éviter la prise en compte d'un effet de groupe réduisant la capacité portante, en minorant le frottement axial le long du micropieu par l'intermédiaire d'un coefficient d'efficacité C_e suivant annexe J de la norme NF P 94-262.

6.3.4. Calcul des moments de flexion induits

Le calcul des moments résultant dans les micropieux est réalisé à l'aide d'un logiciel interne développé par FONDASOL.

Nous avons considéré les caractéristiques de sols très court terme pour les efforts horizontaux dus aux charges sismiques.

On retiendra un niveau d'arase supérieure de micropieu :

- En dehors des sous-sols : à la cote +35.0 m NGF (à confirmer),
- Dans le cas d'un sous-sol : à la cote +30.0 m NGF (à confirmer),

Pour les efforts sismiques, nous avons pris une hypothèse de module à 2.5 MPa dans les morts-terrains et de 0.30 MPa pour la pression limite.

On synthétise les résultats ci-dessous :

N° appui	B (cm)	Tube (mm)	$H_{d\ ELU\ SIS}$ (kN)	Nb. MP/ appui	Etat du sol en tête	Moment max induit (kN.m)
Tête du micropieu vers 35 m NGF traversant des sols mous en tête						
1	28	Ø101.6 ép. 12.5 mm	55	2	Sol plastifié sur les 34 premiers cm	14
2	28	Ø101.6 ép. 12.5 mm	45	2	Sol plastifié sur les 94 premiers cm	10
3	28	Ø101.6 ép. 12.5 mm	65.0	2	Sol plastifié sur les 55 premiers cm	19
4	28	Ø73 ép. 6.5 mm	0.0	2	Le sol n'est pas plastifié.	0
5	25	Ø73 ép. 6.5 mm	20.0	1	Le sol n'est pas plastifié.	3
Tête du micropieu vers 30 m NGF ne traversant pas de sols mous en tête						
1	28	Ø88.9/6.5	55	2	Le sol n'est pas plastifié.	6
2	28	Ø101.6/ 12.5	90	1	Le sol n'est pas plastifié.	12
3	28	Ø101.6/ 12.5	65.0	2	Le sol n'est pas plastifié.	10
4	28	Ø73/ 5.51	0.0	2	Le sol n'est pas plastifié.	0
5	25	Ø73/ 5.51	20.0	1	Le sol n'est pas plastifié.	2

6.3.5. Vérification de la section d'acier (ELU)

La concomitance entre les effets de l'effort tranchant, du moment de flexion et de l'effort normal dans la section d'armature du tube nécessite la vérification du critère de Von Mises, qui se traduit par les formules suivantes :

$$\sigma_{VM}{}^2 = \sigma_z{}^2 + 3\tau_{xy}{}^2 \text{ avec } \sigma_z = \frac{M}{I/v_{tube}} + \frac{N}{A_{tube}} \text{ et } \tau_{xy} = \frac{V}{A_{tube}}$$

On doit vérifier à l'ELU : $\sigma_{VM} \leq f_{yd}$

<u>Dans le cas d'un micropieu dont la tête se situe vers 35 m NGF et traversant des sols mous en tête :</u>

N° appuis	B (cm)	Tube (mm)	Nb. MP/ appui	Effort vertical (kN)	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant(*) (kN)	σ_{VM}(*) (MPa)
1	28	Ø101.6/ 12.5	2	200	14	55	282
2	28	Ø101.6/ 12.5	2	150	10	45	210
3	28	Ø101.6/ 12.5	2	250	19	65	373
4	28	Ø73/ 5.51	2	535	0	0	291
5	25	Ø73/ 5.51	1	80	3	20	250

(*)à la profondeur où le moment est maximal

La contrainte admissible f_{yd} de l'acier ELU valant 375 MPa, un tube d'armature de micropieu Ø73– e=5.51 mm est vérifié en tenant compte de l'épaisseur sacrifiée à la corrosion pour l'appui 4 et l'appui 5.

La contrainte admissible f_{yd} de l'acier ELU valant 375 MPa, un tube d'armature de micropieu Ø101.6– e=12.5 mm est vérifié en tenant compte de l'épaisseur sacrifiée à la corrosion pour l'appui 1, l'appui 2 et l'appui 3.

<u>Dans le cas d'un micropieu dont la tête se situe vers 30 m NGF et ne traversant pas de sol mou en tête :</u>

N° appuis	B (cm)	Tube (mm)	Nb. MP/ appui	Effort vertical pesant (kN)	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant(*) (kN)	σ_{VM}(*) (MPa)
1	28	Ø88.9/6.5	2	200	6	55	356
2	28	Ø101.6/ 12.5	2	150	7	45	156
3	28	Ø101.6/ 12.5	2	250	10	65	231
4	28	Ø73/ 5.51	2	345	0	0	291
5	25	Ø73/ 5.51	1	80	2	20	185

(*)à la profondeur où le moment est maximal

La contrainte admissible f_{yd} de l'acier ELU valant 375 MPa, un tube d'armature de micropieu Ø73– e=5.51 mm est vérifié en tenant compte de l'épaisseur sacrifiée à la corrosion pour l'appui 4 et l'appui 5.

La contrainte admissible f_{yd} de l'acier ELU valant 375 MPa, un tube d'armature de micropieu Ø88.9– e=6.5 mm est vérifié en tenant compte de l'épaisseur sacrifiée à la corrosion pour l'appui 1.

La contrainte admissible f_{yd} de l'acier ELU valant 375 MPa, un tube d'armature de micropieu Ø101.6– e=12.5 mm est vérifié en tenant compte de l'épaisseur sacrifiée à la corrosion pour l'appui 2 et l'appui 3.

6.4. Prédimensionnement

Nous avons également doublé certains micropieux très chargés afin de limiter leur longueur vis-à-vis de la base de nos sondages.

Le prédimensionnement des micropieux est fourni en annexe 4. Ce prédimensionnement a été réalisé pour les charges verticales centrées de compression en fonction des combinaisons de cas de charges que nous avons définies.

N° appui	ELS QP (T)	ELS C (T)	ELU F (T)	Nb. MP (-)	Efforts par micropieux				Ø Forage (cm)	Long./PFT (m)
					$V_{d\ ELS\ QP}$ (kN)	$V_{d\ ELS\ C}$ (kN)	$V_{d\ ELU}$ (kN)	$V_{d\ ELU\ sis}$ (kN)		
1	37	44	61	2	185	220	305	200	28	12.0
2	27	34	47	2	135	170	235	150	28	11.0
3	47	53	73	2	235	265	365	250	28	13.0
4	62	77	107	2	310	385	535	345	28	15.5
5	7	9	13	1	70	90	130	80	25	9.0

Nous rappelons que nous avons négligé la valeur de qs dans les morts-terrains

6.5. Prise en compte de l'existant

L'entreprise chargée des travaux devra respecter obligatoirement les prescriptions suivantes (non exhaustives) dans le cadre de la solution qu'elle proposera :

- Laisser en place tous débords éventuels reconnus à l'ouverture des fouilles,
- Respecter une distance de garde d'au moins 3 diamètres entre l'existant (à partir des éventuels débords) et les micropieux concernés et définie en fonction de l'encombrement de l'atelier de fondation,
- Désolidariser totalement le projet des existants en réalisant des joints francs.

Toutes les dispositions seront prises par l'entreprise pour permettre d'affranchir l'existant de toute poussée parasite et donc empêcher le fluage du sol d'assise de ses fondations.

D'une manière générale, l'entreprise prendra toutes les dispositions nécessaires pour garantir l'absence de désordres sur les ouvrages avoisinants lors de l'exécution des fondations.

Pour toutes les structures conservées à l'aplomb du projet (rampe, sous-sol, VS…), on devra désolidariser les MP de ces structures pour éviter toute interaction entre l'extension projetée et l'existant. On devra réaliser des carottages et employer des tubages perdus dans les parties concernées.

Des fouilles de contrôle seront à réaliser pour confirmer la profondeur d'assise des murs avoisinants. Dans le cadre de tout terrassement, on s'interdira de procéder sans protection à des terrassements en-deçà de l'assise des fondations des avoisinants. Des étaiements et des blindages pourront donc s'avérer nécessaires

Les vibrations occasionnées par les engins de chantier ne devront pas porter atteintes aux avoisinants éventuellement vétustes et donc fragiles.

De manière plus générale, nous conseillons vivement la réalisation d'un référé préventif et le suivi des avoisinants tout au long du chantier.

6.6. Sujétions d'exécution des micropieux

Nous rappelons que, selon la norme NF P 94-262 – Fondations profondes, un micropieu de type II présente un diamètre inférieur ou égal à 300 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen au travers du train de tubes d'armature.

L'entreprise de fondations spéciales mettra en œuvre une technique de micropieux (type et puissance du matériel, type d'outil de forage et type d'injection) en fonction du contexte géotechnique du site et des fiches et des ancrages de micropieux de fondation à garantir.

La technique de forage de micropieux (type et puissance du matériel et type d'outil de forage) devra être adaptée afin de s'affranchir de ce type de vestige. Dans le cas de vestiges massifs, l'implantation des micropieux sera adaptée en fonction de la présence de ces éléments, le cas échéant, en fonction d'une reconnaissance et d'un levé préalable.

Les forages des micropieux seront réalisés sous la protection d'une boue de forage injectée pendant le forage pour stabiliser la paroi de forage pour éviter tout éboulement de sols et de garantir la qualité du scellement. La boue de forage sera de densité et de quantité suffisante pour stabiliser le forage sur toute sa hauteur.

Une plaque d'ancrage vissée sera mise en place sur chaque tête de micropieu.

La justification des micropieux sous les charges transversales devra être particulièrement précise du fait de la faible aptitude de ces derniers à reprendre ce type de chargement. Il conviendra notamment d'être attentif à tout défaut d'excentrement et l'entreprise préviendra tout défaut d'excentrement de micropieu par une implantation rigoureuse.

Les micropieux seront armés sur toute leur hauteur par une armature constituée par un tube métallique dimensionné pour reprendre les efforts appliqués aux micropieux. Les armatures seront munies de centreurs en nombre suffisant sur toute la hauteur du micropieu.

Le dosage minimal de ciment (CEM III) du coulis de scellement sera de 1200 kg de ciment par m³ de coulis avec un rapport E/C inférieur à 0.5. Le coulis de scellement sera mis en place au tube plongeur ou par le train de tige immédiatement après la fin du forage.

6.7. Contrôle d'exécution

De manière générale, l'exécution et le contrôle d'exécution des micropieux respecteront les normes suivantes :

- Norme française homologuée (NF) EN 14199 (P 94-313), septembre 2015 : Exécution de travaux géotechniques spéciaux – Micropieux
- Norme (NF) P 94-262, juillet 2012, Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes + Amendement 1 de juillet 2018

Le contrôle d'exécution devra comporter à la fois des essais d'informations (recueil des données relatives à l'exécution du forage de chaque micropieu), des essais de contrôle, et de mesures de la résistance mécanique du coulis de scellement.

Les essais de contrôle, réalisés sur les micropieux, sont des essais de chargement statique par traction menés à une charge d'essai égale à la plus grand des 2 valeurs suivantes : 1.3 fois la résistance à l'ELS quasi-permanent et 1.1 fois la résistance à l'ELS caractéristique du micropieu. Dans tous les cas, il ne doit pas être mené au-delà de la résistance de fluage $R_{c;cr}$ en compression ou $R_{t;cr}$ en, traction.

Ces essais doivent être réalisés par une société extérieure à l'entreprise.

Il est permis de remplacer l'essai de contrôle d'exécution par une majoration forfaitaire des sollicitations amenées par l'ouvrage de 50 % lorsque les fondations ne travaillent qu'en compression (à l'ELS sous toutes les combinaisons et à l'ELU sous les combinaisons fondamentales) et si les conditions suivantes sont simultanément réunies :

- L'ouvrage construit est de classe de conséquence 1 ou 2,
- L'ouvrage construit appartient à la catégorie géotechnique 1 ou 2,
- L'ouvrage construit ne relève pas de l'annexe Q,
- L'ouvrage nécessite moins de 25 micropieux de classe 1bis et 8 pieux de classe 8 ou pieux de catégories 10 et 15.

7. Suites à donner

7.1. Vis-à-vis des réseaux existants

Il conviendra de procéder à une détection des réseaux existant et à un recollement des positions de ces réseaux avec celles des futures fondations sur un plan.

En cas de recoupement, on prévoira soit le décalage des appuis, soit la condamnation puis le dévoiement des réseaux.

7.2. Vis-à-vis de la topographie du site

Il conviendra de réaliser un plan topographique du site et de définir une altimétrie au projet.

7.3. Vis-à-vis du projet

Comme précisé dans le présent rapport, au vu du contexte du site et du projet qui viendra en partie en lieu et place d'une rampe d'accès au sous-sol et de niveaux enterrés (R-1 et vide sanitaire), il sera nécessaire d'être accompagné par un bureau d'études structures avant d'envisager les possibilités de démonter et/ou déplacer la rampe d'accès au sous-sol.

Il sera nécessaire de préciser le projet (démolitions/existants à conserver/insertion du projet). Nous rappelons qu'en fonction des démolitions envisagées, les préconisations présentées dans le présent rapport pourraient être largement modifiées.

Le présent rapport conclut la G2 PRO confiée à FONDASOL.

Les calculs et valeurs dimensionnelles donnés dans le présent rapport ne sont que des ébauches destinées à donner un premier aperçu des sujétions techniques d'exécution et ne constituent pas un dimensionnement du projet.

FONDASOL est à la disposition du maître d'ouvrage et du maître d'œuvre pour tout renseignement sur le présent rapport.

Enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique (Norme NF P94-500)

Le Maître d'Ouvrage doit associer l'ingénierie géotechnique au même titre que les autres ingénieries à la Maîtrise d'Œuvre et ce, à toutes les étapes successives de conception, puis de réalisation de l'ouvrage. Le Maître d'Ouvrage, ou son mandataire, doit veiller à la synchronisation des missions d'ingénierie géotechnique avec les phases effectives à la Maîtrise d'Œuvre du projet.

L'enchaînement et la définition synthétique des missions d'ingénierie géotechnique sont donnés ci-après. Deux ingénieries géotechniques différentes doivent intervenir : la première pour le compte du Maître d'Ouvrage ou de son mandataire lors des étapes 1 à 3, la seconde pour le compte de l'entreprise lors de l'étape 3.

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

Classification des missions d'ingénierie géotechnique en page suivante

Février 2014

Missions types d'ingénierie géotechnique (Norme NF P94-500)

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.

ETAPE 1 : ETUDE GEOTECHNIQUE PREALABLE (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).

ETAPE 2 : ETUDE GEOTECHNIQUE 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, participé à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

ETAPE 3 : ETUDES GEOTECHNIQUES 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 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 GEOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

A TOUTES ETAPES : DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)

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

- Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- 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).

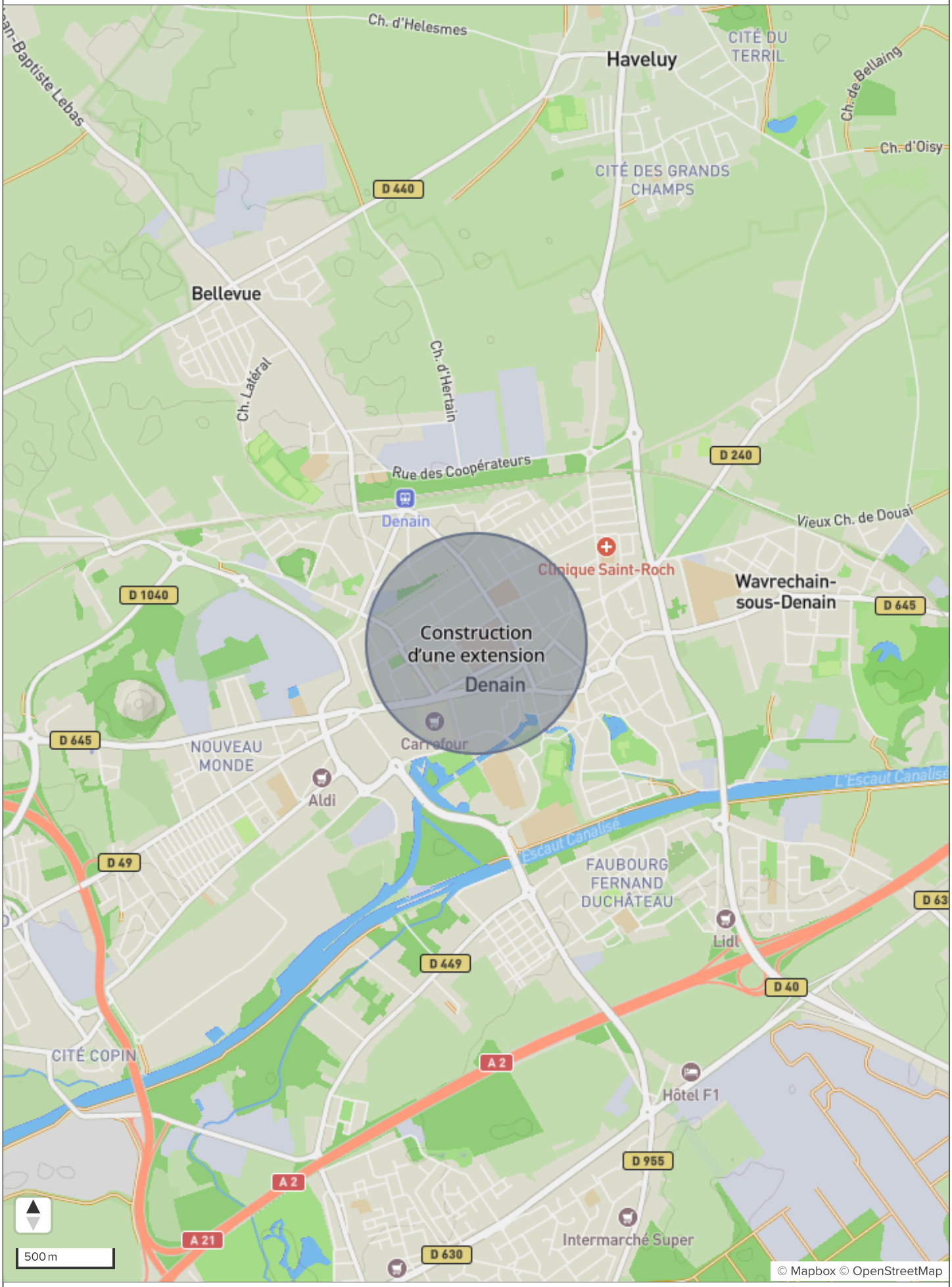
Février 2014



ANNEXES

1. Plan de situation et de repérage des investigations

PLAN DE LOCALISATION



PLAN D'IMPLANTATION



2. Coupes des sondages

fondasol

Construction d'une extension

(N° Projet: PR.59GT.26.0150)
Denain (59)

R1	Longitude	Latitude	Système de coordonnées			Précision des relevés
	3,3932	50,3289	WGS 84			Plurimétrique
	Élévation	Prof. atteinte	Angle	Azimut	Nivellement	Précision des nivellements
	+35,45 m	6,0 m	-	-	NGF	Mètre

Début	Fin	Machine	Opérateur
26/06/2026	26/06/2026	GEO205.1	D.M.

Élévation	Prof.	Lithologie	Descriptions	Outils	Fluides	Equipements	Niveau d'eau
35,45	0		Enrobé gris + sous-couche granulaire 0,3 m	Tarière continue - en rotation - diam 89 mm	A sec	Piézomètre ouvert	Voir commentaire
35,15			Remblais limono-caillouteux marron 1 m				
34,45	1		Limons sableux marron				
	2		2,5 m				
32,95			Limons sableux marron grisâtre				
	3		3,8 m				
31,65			Craie beige				
	4						
	5		5,2 m				
30,25			Craie blanche à grise à silex				
			6 m	6 m	6 m	6 m	
29,45	6						

Pas d'eau en cours

fondasol

Construction d'une extension

(N° Projet: PR.59GT.26.0150)
Denain (59)

R2	Longitude	Latitude	Système de coordonnées			Précision des relevés
	3,3931	50,3287	WGS 84			Plurimétrique
	Élévation	Prof. atteinte	Angle	Azimut	Nivellement	Précision des nivellements
	+35,9 m	6,0 m	-	-	NGF	Mètre

Début	Fin	Machine	Opérateur
25/06/2026	25/06/2026	GEO205.1	D.M.

Élévation	Prof.	Lithologie	Descriptions	Outils	Fluides	Niveau d'eau
35,9	0		Enrobés + sous-couche granulaire, puis remblais limono-caillouteux bruns	Tarière continue - en rotation - diam 89 mm	A sec	Voir commentaire
	1		1,8 m			
34,1	2		Limons marron			
	3		3,3 m			
32,6	4		Craie blanche à grise à silex			
	5		6 m	6 m	6 m	
29,9	6					

Pas d'eau en cours

Construction d'une extension

(N° Projet: PR.59GT.26.0150)
Denain (59)

R3

Longitude	Latitude	Système de coordonnées			Précision des relevés
3,3930	50,3288	WGS 84			Plurimétrique
Élévation	**Prof. atteinte**	**Angle**	**Azimut**	**Nivellement**	**Précision des nivellements**
+35,55 m	3,0 m	-	-	NGF	Mètre

Début	Fin	Machine	Opérateur
26/06/2026	26/06/2026	GEO205.1	D.M.

Élévation	Prof.	Lithologie	Descriptions	Outils	Fluides	Niveau d'eau
35,55	0		Enrobés et sous-couche, puis remblais limono-caillouteux marron	Tarière continue - en rotation - diam 63 mm	A sec	Voir commentaire
	1		1,1 m			
34,45			Limons +/- argileux marron			
	2					
			3 m	3 m	3 m	
32,55	3					

Pas d'eau en cours

fondasol

Construction d'une extension

(N° Projet: PR.59GT.26.0150)
Denain (59)

R4	Longitude	Latitude	Système de coordonnées			Précision des relevés
	3,3931	50,3289	WGS 84			Plurimétrique
	Élévation	Prof. atteinte	Angle	Azimut	Nivellement	Précision des nivellements
	+35,7 m	3,0 m	-	-	NGF	Mètre

Début	Fin	Machine	Opérateur
26/06/2026	26/06/2026	GEO205.1	D.M.

Élévation	Prof.	Lithologie	Descriptions	Outils	Fluides	Niveau d'eau
35,7	0		Enrobés + sous-couche, puis limons caillouteuxmarron (Remblais)			
			0,9 m			
34,8	1		Limons +/- argileux marron	Tarière continue - en rotation - diam 63 mm	A sec	Voir commentaire
	2					
			3 m	3 m	3 m	
32,7	3					

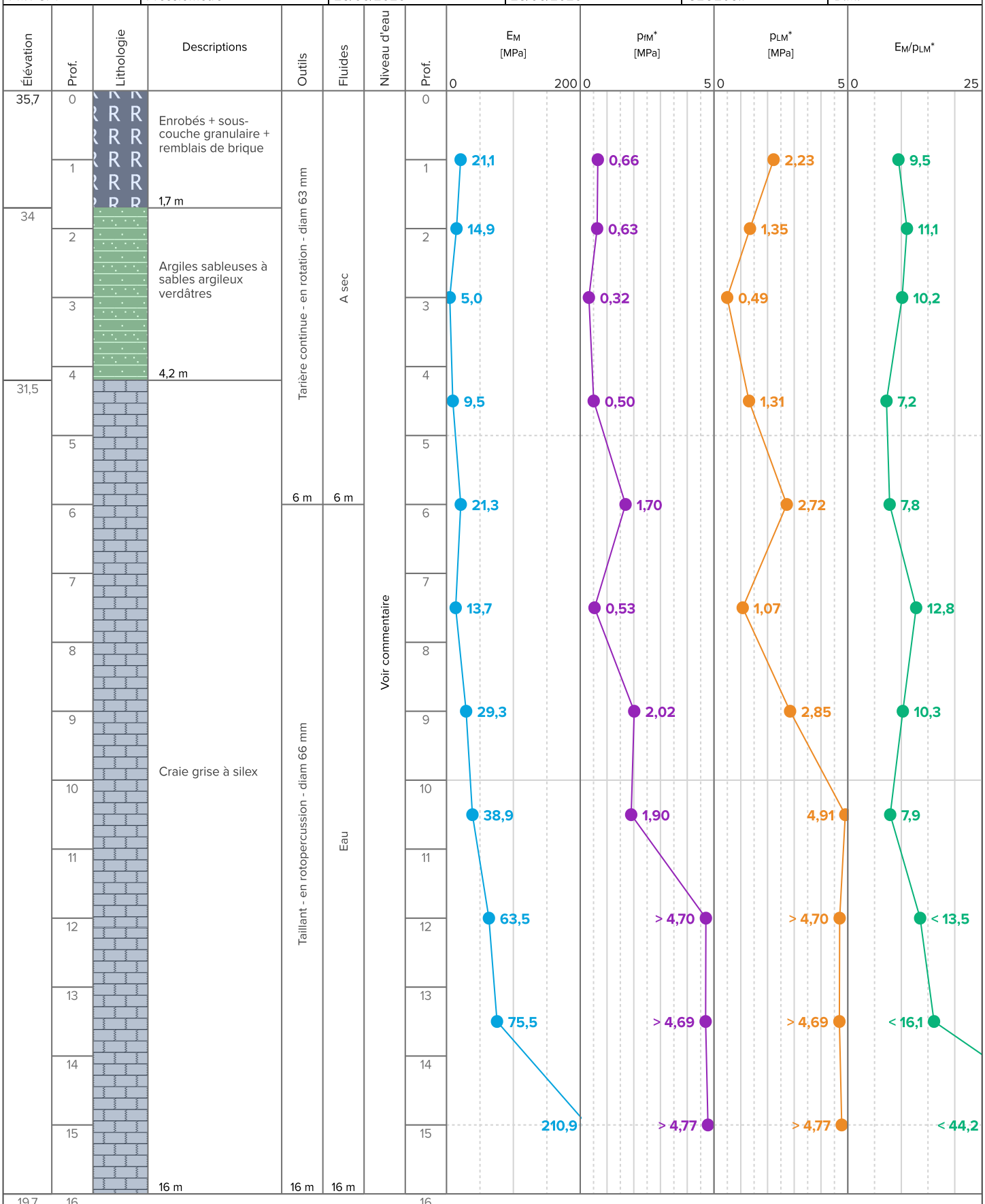
Pas d'eau en cours

Construction d'une extension

(N° Projet: PR.59GT.26.0150)
Denain (59)

SP1	Longitude	Latitude	Système de coordonnées		
	3,3931	50,3287	WGS 84		
	Élévation	Nivellement	Angle	Azimut	Prof. atteinte
	+35,7 m	NGF	-	-	16,0 m

Données	Type	Début	Fin	Machine	Opérateur
PMT-SP1	Pressiomètre	25/06/2026	25/06/2026	GEO205.1	D.M.



Pas d'eau en cours

3. Agressivités des sols

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES FR

FONDASOL
Monsieur Nicolas Seignez
25 rue Georges Clémenceau
Bâtiment C – Cellule C1
59273 FRETIN

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-26-EM-011469-01 Version du : 15/07/2026
Dossier N° : 26Q004540 Date de réception : 06/07/2026
Référence Dossier : N° Projet : 59GT.26.0150
Référence Commande :

N° Ech	Matrice	Référence échantillon	Préleveur
003	Sols	r2 1.5	Client

Conservation de vos échantillons

Les échantillons seront conservés pendant 1 mois après la date d'édition du rapport. Sans avis contraire, ils seront détruits après cette période sans aucune communication de notre part.

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS
3 rue d'Otterswiller
67700 Saverne
SAS au capital de 115 750 €
APE 7120B RCS SAVERNE 529294100
TVA FR72529294100
Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531
Mail : Materiaux@etfr.Eurofins.com

ACCREDITATION
N° 1- 6313
Portée disponible sur
www.cofrac.fr

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-26-EM-011469-01 Version du : 15/07/2026
Dossier N° : 26Q004540 Date de réception : 06/07/2026
Référence Dossier : N° Projet : 59GT.26.0150
Référence Commande :

N° Echantillon **26Q004540-003** Référence : r2 1.5
Date de prélèvement : 01/07/2026
Début d'analyse : 13/07/2026

Essais Chimiques

		Résultat	Unité	Limite
EM005 : **Degré d'acidité des sols selon BAUMANN GULLY** Prestation réalisée sur le site de Saverne COFRAC ESSAIS 1-6313 Titrimétrie - NF EN 16502	*	<20	ml/kg M.S.	
EM00B : **Sulfates solubles dans l'acide (SO4) - Agressivité sur béton** Prestation réalisée sur le site de Saverne COFRAC ESSAIS 1-6313 Gravimétrie - NF EN 196-2 - NF EN 206				
Sulfate dans l'acide (SO4) Agressivité Béton	*	410	mg/kg	
Classe d'agressivité selon NF EN 206	*	< XA1		

La reproduction de ce rapport n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 2 page(s).

Les résultats et conclusions éventuelles s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Le laboratoire n'est pas responsable de la représentativité des échantillons. Les données transmises par le client pouvant affecter la validité des résultats (la date de prélèvement, la matrice, la référence échantillon et autres informations identifiées comme provenant du client), ne sauraient engager la responsabilité du laboratoire.

Les résultats non conformes aux limites ou références de qualité sont signalés par un rond noir ● .
Seules certaines prestations rapportées dans ce document sont couvertes par l'accréditation. Elles sont identifiées par le symbole *.

Lors de l'émission d'une nouvelle version de rapport, toute modification est identifiée par une mise en forme gras, italique et souligné ou notifiée en observation.

Les résultats précédés du signe "<" correspondent à des limites de quantification. Tous les éléments de traçabilité et incertitude (déterminée avec k = 2) sont disponibles sur demande. Pour les résultats issus d'une sous-traitance, les rapports émis par des laboratoires accrédités sont disponibles sur demande.

MS : Matières Sèches
P.B. : Produit Brut



Dorothée MANGOLD
Chef(fe) d'Equipe

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS
3 rue d'Otterswiller
67700 Saverne
SAS au capital de 115 750 €
APE 7120B RCS SAVERNE 529294100
TVA FR72529294100
Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531
Mail : Materiaux@etfr.Eurofins.com

ACCREDITATION
N° 1- 6313
Portée disponible sur
www.cofrac.fr

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES FR

FONDASOL
Monsieur Nicolas Seignez
25 rue Georges Clémenceau
Bâtiment C – Cellule C1
59273 FRETIN

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-26-EM-011468-01 Version du : 15/07/2026
Dossier N° : 26Q004540 Date de réception : 06/07/2026
Référence Dossier : N° Projet : 59GT.26.0150
Référence Commande :

N° Ech	Matrice	Référence échantillon	Préleveur
002	Sols	r2 4.5	Client

Conservation de vos échantillons

Les échantillons seront conservés pendant 1 mois après la date d'édition du rapport. Sans avis contraire, ils seront détruits après cette période sans aucune communication de notre part.

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS
3 rue d'Otterswiller
67700 Saverne
SAS au capital de 115 750 €
APE 7120B RCS SAVERNE 529294100
TVA FR72529294100
Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531
Mail : Materiaux@etfr.Eurofins.com

ACCREDITATION
N° 1- 6313
Portée disponible sur
www.cofrac.fr

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-26-EM-011468-01 Version du : 15/07/2026
Dossier N° : 26Q004540 Date de réception : 06/07/2026
Référence Dossier : N° Projet : 59GT.26.0150
Référence Commande :

N° Echantillon **26Q004540-002** Référence : r2 4.5
Date de prélèvement : 01/07/2026
Début d'analyse : 13/07/2026

Essais Chimiques

		Résultat	Unité	Limite
EM005 : **Degré d'acidité des sols selon BAUMANN GULLY** Prestation réalisée sur le site de Saverne COFRAC ESSAIS 1-6313 Titrimétrie - NF EN 16502	*	<20	ml/kg M.S.	
EM00B : **Sulfates solubles dans l'acide (SO4) - Agressivité sur béton** Prestation réalisée sur le site de Saverne COFRAC ESSAIS 1-6313 Gravimétrie - NF EN 196-2 - NF EN 206				
Sulfate dans l'acide (SO4) Agressivité Béton	*	<100	mg/kg	
Classe d'agressivité selon NF EN 206	*	< XA1		

La reproduction de ce rapport n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 2 page(s).

Les résultats et conclusions éventuelles s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Le laboratoire n'est pas responsable de la représentativité des échantillons. Les données transmises par le client pouvant affecter la validité des résultats (la date de prélèvement, la matrice, la référence échantillon et autres informations identifiées comme provenant du client), ne sauraient engager la responsabilité du laboratoire.

Les résultats non conformes aux limites ou références de qualité sont signalés par un rond noir ● .
Seules certaines prestations rapportées dans ce document sont couvertes par l'accréditation. Elles sont identifiées par le symbole *.

Lors de l'émission d'une nouvelle version de rapport, toute modification est identifiée par une mise en forme gras, italique et souligné ou notifiée en observation.

Les résultats précédés du signe "<" correspondent à des limites de quantification. Tous les éléments de traçabilité et incertitude (déterminée avec k = 2) sont disponibles sur demande. Pour les résultats issus d'une sous-traitance, les rapports émis par des laboratoires accrédités sont disponibles sur demande.

MS : Matières Sèches
P.B. : Produit Brut



Dorothée MANGOLD
Chef(fe) d'Equipe

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS
3 rue d'Otterswiller
67700 Saverne
SAS au capital de 115 750 €
APE 7120B RCS SAVERNE 529294100
TVA FR72529294100
Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531
Mail : Materiaux@etfr.Eurofins.com

ACCREDITATION
N° 1- 6313
Portée disponible sur
www.cofrac.fr

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES FR

FONDASOL
Monsieur Nicolas Seignez
25 rue Georges Clémenceau
Bâtiment C – Cellule C1
59273 FRETIN

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-26-EM-011467-01 Version du : 15/07/2026
Dossier N° : 26Q004540 Date de réception : 06/07/2026
Référence Dossier : N° Projet : 59GT.26.0150
Référence Commande :

N° Ech	Matrice	Référence échantillon	Préleveur
001	Sols	r1 3 M	Client

Conservation de vos échantillons

Les échantillons seront conservés pendant 1 mois après la date d'édition du rapport. Sans avis contraire, ils seront détruits après cette période sans aucune communication de notre part.

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS
3 rue d'Otterswiller
67700 Saverne
SAS au capital de 115 750 €
APE 7120B RCS SAVERNE 529294100
TVA FR72529294100
Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531
Mail : Materiaux@etfr.Eurofins.com

ACCREDITATION
N° 1- 6313
Portée disponible sur
www.cofrac.fr

RAPPORT D'ANALYSE

N° de rapport d'analyse : AR-26-EM-011467-01 Version du : 15/07/2026
Dossier N° : 26Q004540 Date de réception : 06/07/2026
Référence Dossier : N° Projet : 59GT.26.0150
Référence Commande :

N° Echantillon **26Q004540-001** Référence : r1 3 M
Date de prélèvement : 01/07/2026
Début d'analyse : 13/07/2026

Essais Chimiques

		Résultat	Unité	Limite
EM005 : **Degré d'acidité des sols selon BAUMANN GULLY** Prestation réalisée sur le site de Saverne COFRAC ESSAIS 1-6313 Titrimétrie - NF EN 16502	*	<20	ml/kg M.S.	
EM00B : **Sulfates solubles dans l'acide (SO4) - Agressivité sur béton** Prestation réalisée sur le site de Saverne COFRAC ESSAIS 1-6313 Gravimétrie - NF EN 196-2 - NF EN 206				
Sulfate dans l'acide (SO4) Agressivité Béton	*	369	mg/kg	
Classe d'agressivité selon NF EN 206	*	< XA1		

La reproduction de ce rapport n'est autorisée que sous sa forme intégrale. Il comporte 2 page(s).

Les résultats et conclusions éventuelles s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Le laboratoire n'est pas responsable de la représentativité des échantillons. Les données transmises par le client pouvant affecter la validité des résultats (la date de prélèvement, la matrice, la référence échantillon et autres informations identifiées comme provenant du client), ne sauraient engager la responsabilité du laboratoire.

Les résultats non conformes aux limites ou références de qualité sont signalés par un rond noir ● .
Seules certaines prestations rapportées dans ce document sont couvertes par l'accréditation. Elles sont identifiées par le symbole *.

Lors de l'émission d'une nouvelle version de rapport, toute modification est identifiée par une mise en forme gras, italique et souligné ou notifiée en observation.

Les résultats précédés du signe "<" correspondent à des limites de quantification. Tous les éléments de traçabilité et incertitude (déterminée avec k = 2) sont disponibles sur demande. Pour les résultats issus d'une sous-traitance, les rapports émis par des laboratoires accrédités sont disponibles sur demande.

MS : Matières Sèches
P.B. : Produit Brut



Dorothée MANGOLD
Chef(fe) d'Equipe

EUROFINS ANALYSES DES MATERIAUX ET COMBUSTIBLES France SAS
3 rue d'Otterswiller
67700 Saverne
SAS au capital de 115 750 €
APE 7120B RCS SAVERNE 529294100
TVA FR72529294100
Tél 03 88 021 562 - fax 03 88 916 531
Mail : Materiaux@etfr.Eurofins.com

ACCREDITATION
N° 1- 6313
Portée disponible sur
www.cofrac.fr

4. Reconnaissances de fondation

fondasol

Construction d'une extension

(N° Projet: PR.59GT.26.0150)
Denain (59)

RF1	Longitude	Latitude	Système de coordonnées			Précision des relevés
	3,3932	50,3287	WGS 84			Plurimétrique
	Élévation	**Prof. atteinte**	**Angle**	**Azimut**	**Nivellement**	**Précision des nivellements**
	Non renseigné	1,5 m	-	-	NGF	Mètre

Début	Fin	Machine	Opérateur
Non renseigné	Non renseigné	–	E.D.

Prof.	Lithologie	Descriptions
0		Gros béton, puis remblais limoneux et crayeux 0,4 m

Sondage	Élévation	Prof. atteinte
RF1	-0,0 mNGF	1,5 m

RECONNAISSANCE DE FONDATIONS



Sondage	Élévation	Prof. atteinte
RF1	-0,0 mNGF	1,5 m

RECONNAISSANCE DE FONDATIONS



Sondage	Élévation	Prof. atteinte
RF1	-0,0 mNGF	1,5 m

RECONNAISSANCE DE FONDATIONS



Sondage	Élévation	Prof. atteinte
RF1	-0,0 mNGF	1,5 m

RECONNAISSANCE DE FONDATIONS



Sondage	Élévation	Prof. atteinte
RF1	-0,0 mNGF	1,5 m

RECONNAISSANCE DE FONDATIONS



fondasol

Construction d'une extension

(N° Projet: PR.59GT.26.0150)
Denain (59)

RF2

Longitude	Latitude	Système de coordonnées			Précision des relevés
3,3933	50,3289	WGS 84			Plurimétrique
Élévation	**Prof. atteinte**	**Angle**	**Azimut**	**Nivellement**	**Précision des nivellements**
Non renseigné	1,5 m	-	-	NGF	Mètre

Début	Fin	Machine	Opérateur
Non renseigné	Non renseigné	–	E.D.

Prof.	Lithologie	Descriptions
0		Remblais graveleux 0,5 m

Sondage	Élévation	Prof. atteinte
RF2	-0,0 mNGF	1,5 m

RECONNAISSANCE DE FONDATIONS



Sondage	Élévation	Prof. atteinte
RF2	-0,0 mNGF	1,5 m

RECONNAISSANCE DE FONDATIONS



Sondage	Élévation	Prof. atteinte
RF2	-0,0 mNGF	1,5 m

RECONNAISSANCE DE FONDATIONS



5. Classe sismique

PYXIS par fondasol

Classe de sol sismique selon l'EUROCODE 8, Article 3.1.2

RÉFÉRENCE : PR.59GT.26.0150
NOM DU CALCUL : PR.59GT.26.0150
PROJET : PR.59GT.26.0150

SONDAGE :
OUTIL : Classe Sol Sismique EC8 v1.2

DONNÉES

TYPE DE PROFIL
2 - Module pressiométrique (E_M)

PROFONDEUR DU SUBSTRATUM (ZA) CALCULÉE
z_A = 30 m

Couches de sol

Copier le tableau | Coller

N°	COUCHE	Base z_{inf} m	γ : Poids vol. kN/m³	β = G/E_M
1	Limons	4.20	18.0	12
2	Craie	30.00	20.0	9
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				

RÉSULTATS DE 0M À 30M

Épaisseur h_i m	Vitesse v_i m/s	Classe
4.2	231.2	C
25.8	366.1	B

PROFIL DE MESURES : E_M (MPa)

Copier le tableau | Coller

N°	z m	E_M MPa	v_s estimée m/s
1	2.0	14.9	315.2
2	3.0	5.0	182.6
3	4.5	9.5	206.8
4	6.0	21.3	309.6
5	7.5	13.7	248.3
6	9.0	29.3	363.1
7	10.5	38.9	418.4
8	12.0	63.5	534.6
9	13.5	75.5	582.9
10	15.0	210.9	974.2
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
21			
22			
23			
24			
25			
26			
27			
28			
29			
30			
31			
32			
33			

REPRÉSENTATION GRAPHIQUE



MOYENNE HARMONIQUE DES VITESSES SISMIQUES

v_{zA} = 338 m/s de 0 m à la profondeur z_A

$v_{s30,\ calculée}$ = 338 m/s de 0 m à 30 m

RÉSULTAT

CLASSE DE SOL SISMIQUE	CARACTÉRISTIQUES
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide ayant des épaisseurs de quelques dizaines à quelques centaines de mètres

6. Calcul de résistance d'un micropieu

1. CARACTÉRISTIQUES DU PIEU

DIAMÈTRE DE FORAGE : B = 250 mm
PÉRIMÈTRE FROTTANT : P_s = 79 cm
SURFACE DE LA BASE : A_b = 490,9 cm^2
LONGUEUR DU PIEU DANS LE TERRAIN : D = 10,00 m
COTE DE LA TÊTE DU PIEU : $z_{tête}$ = 35,00 m
COTE DE LA BASE DU PIEU : z_{base} = 25,00 m
CATÉGORIE DU PIEU : 18 M2
CLASSE : 1 bis
TECHNIQUE : Micro pieu type II
NORME D'EXÉCUTION : NF EN 1536/14199/12699
MISE EN OEUVRE : Sans refoulement du sol
CATÉGORIE PROCHE DU PIEU (pour q_s) : FB
EFFET DE GROUPE : Non
CHOIX MÉTHODE COEFFICIENTS DE MODÈLES (EN FROTTEMENTS) : Application globale

2. MODÈLE GÉOTECHNIQUE

N°	COUCHE	Classes de sol selon B.2.1	z_{inf} m	P_{LM}^* MPa	Ép. couche m	Long. pieu m	P_{le}^* MPa	k_p -	q_s kPa
1	remblais et mort terrain	Argiles et limons	30,00	0,15	5,00	5,00			0 (**)
2	Craie 1	Craies	25,00	1,00	5,00	5,00	3,63		100
3	Craie 2	Craies	19,00	4,50	6,00				

(**) Paramètres imposés par l'utilisateur

3. RÉSISTANCE DE POINTE

3.1 PRESSION LIMITE NETTE ÉQUIVALENTE P_{le}^*

$$p_{le}^* = \frac{1}{b+3a}\int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z)\,dz$$

a = max(B/2 ; 0.5)
a = 0,50 m
h = 5,00 m
b = min(a ; h)
b = 0,50 m
D - b = 9,50 m z_{sup} = 25,50 m
D + 3a = 11,50 m z_{inf} = 23,50 m

$P_{le;cal}^*$ = 3.63 MPa
$P_{le;imp}$ = 0 MPa
P_{le}^* = 3.63 MPa

3.2 HAUTEUR D'ENCASTREMENT EFFECTIVE D_{ef}

$$D_{ef} = \frac{1}{p_{le}^*}\int_{D-h_D}^{D} p_l^*(z)\,dz$$

D - h_D = 7,50 m z_{sup} = 27,50 m
D = 10,00 m z_{inf} = 25,00 m
D_{ef} = 0,69 m

3.3 FACTEUR DE PORTANCE PRESSIOMÉTRIQUE k_p

Sol	=	Craies	
k_{pmax} avant réduction	=	0,00	
Coefficient réducteur sur k_{pmax} (vibrofonçage)	=	1,00	(concerne les pieux de catégorie 13, 14, 15 et 16, si vibrofonçage)
k_{pmax}	=	0,00	
D_{ef}/B	=	2,76	
$k_{p;cal}$	=	$1 + (k_{pmax} - 1) \times (D_{ef}/B) / 5$	
$k_{p;cal}$	=	0,00	
$k_{p;imp}$	=	0,00	
k_p	=	0,00	

3.4 RÉSISTANCE DE POINTE R_b

$q_b = k_p.p_{le}^*$	=	0 MPa
$R_b = A_b.q_b$	=	0 kN

4. RÉSISTANCE DE FROTTEMENT AXIAL

Catégorie pieu	=	18	
r_{vib} = coefficient de réduction sur q_s (vibrofonçage)	=	1,00	(concerne les pieux de catégorie 13, 14 et 16, si vibrofonçage)
r_{long} = coefficient de réduction sur q_s (D > 25m)	=	1,00	(concerne les pieux de catégorie 1, 2 et 5, si D > 25m)

N°	COUCHE	L_{pieu} m	P_{LM}^* MPa	cat. sol[1] -	$q_{s;imp}$[2] kPa	$\alpha_{pieu-sol}$ -	f_{sol} kPa	$\alpha_{pieu-sol}.f_{sol}$ kPa	$q_{s;max}$ kPa	$q_{s;cal}$[3] kPa	L_{cum}[4] m	L_{red}[5] m	q_s[6] kPa	r_{si} kN
1	remblais et mort terrain	5,00	0,15	1	-	1,25	17	20	90	20	10,00	5,00		
2	Craie 1	5,00	1,00	3	-	1,80	56	100	200	100	5,00	5,00	100	393
3	Craie 2		4,50	3	-									

[1] 1 : argiles & limons, 2 : sables & graves, 3 : craies, 4 : marne & calcaires marneux, 5 : rochers, 6 : sols intermédiaires argileux, 7 : sols intermédiaires sableux
[2] $q_{s;imp}$ = Valeur de q_s imposée par l'utilisateur (avant prise en compte de la réduction éventuelle pour les pieux de catégories 1, 2, 5 de plus de 25 m)
[3] $q_{s;cal}$ = Valeur de q_s calculée = $Min(\alpha_{pieu-sol}.f_{sol} ; q_{s;max}).r_{vib}$ (avant prise en compte de la réduction éventuelle pour les pieux de catégories 1, 2, 5 de plus de 25 m)
[4] L_{cum} = Longueur cumulée du pieu dans le sol (du toit de la couche à la base du pieu)
[5] L_{red} = Longueur "réduite équivalente" (pour permettre la réduction sur q_s pour les pieux de catégorie 1, 2 et 5 de plus de 25 m)
[6] Valeur finale de q_s retenue : $q_s = q_{s;imp}$ avec prise en compte de r_{long}, si une valeur de q_s a été imposée ou $q_s = q_s$ cal avec prise en compte de r_{long}, sinon

R_s =	393	
$C_e R_s$ =	393	

5. ÉTATS LIMITES

5.1 PARAMÈTRES

5.1.1 TERME DE POINTE

R_b =	**0 kN**				
Sol d'ancrage	=	Craies			
$\gamma_{R;d1;c}$	=	2,00	$\gamma_{R;d1;t}$	=	2,00
$\gamma_{R;d2}$	=	1,10	$\gamma_{R;d2}$	=	1,10
$R_{b;k;c} = R_b/(\gamma_{R;d1;c} . \gamma_{R;d2})$	=	0 kN	$R_{b;k;t}$	=	0 kN

5.1.2 TERME DE FROTTEMENT

$C_e.R_s$ =	**393 kN**				
Choix méthode coefficients de modèles (en frottements) :	Application globale				
$R_{s;k;c} = C_e.R_{s;k}$	178 kN		$R_{s;k;t} = C_e.R_{s;k}$		-178 kN

5.2 COMBINAISONS ELU

5.2.1 ELU FONDAMENTAUX ET SISMIQUES

$\gamma_{t;fond}$ = 1,10 — $\gamma_{s;t;fond}$ = 1,15

$R_{c;d} = (R_{b;k} + R_{s;k})/\gamma_{t;fond}$ = **162 kN** — $R_{t;d} = (R_{b;k} + R_{s;k})/\gamma_{t;fond}$ = **-155 kN**

5.2.2 ELU ACCIDENTELS

$\gamma_{t;acci}$ = 1,00 — $\gamma_{s;t;acci}$ = 1,05

$R_{c;d} = (R_{b;k} + R_{s;k})/\gamma_{t;acci}$ = **178 kN** — $R_{t;d} = (R_{b;k} + R_{s;k})/\gamma_{t;acci}$ = **-170 kN**

5.3 COMBINAISONS ELS

$R_{c;cr;k}$ = 125 kN — $R_{t;cr;k}$ = -125 kN

5.3.1 ELS CARACTÉRISTIQUES

$\gamma_{cr;c;car}$ = 0,90 — $\gamma_{cr;t;car}$ = 1,10

$R_{c;cr;d} = R_{c;cr;k}/\gamma_{cr;c;car}$ = **139 kN** — $R_{t;cr;d} = R_{c;cr;k}/\gamma_{cr;t;car}$ = **-114 kN**

5.3.2 ELS QUASI-PERMANENTS

$\gamma_{cr;c;qp}$ = 1,10 — $\gamma_{cr;t;qp}$ = 1,50

$R_{c;cr;d} = R_{c;cr;k}/\gamma_{cr;c;qp}$ = **114 kN** — $R_{t;cr;d} = R_{c;cr;k}/\gamma_{cr;t;qp}$ = **-83 kN**

6. RÉSISTANCE INTRINSÈQUE DU PIEU

La capacité portante intrinsèque du pieu doit être déterminée selon les prescriptions des normes relatives au matériau constitutif du pieu.

7. RÉSULTATS POUR LE CAS DE BASE

DIAMÈTRE DU PIEU B : 250 mm

LONGUEUR DU PIEU D : 10.00m par rapport à la cote de référence à 35.00m (ancrage de 5.00m dans la couche n° 2 - Craie 1).

ÉTAT LIMITE		PORTANCE (COMPRESSION)	RÉSISTANCE DE TRACTION
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{c;cr;d}$ = **139** kN	$R_{t;cr;d}$ = **-114** kN
	QUASI-PERMANENTS	$R_{c;cr;d}$ = **114** kN	$R_{t;cr;d}$ = **-83** kN
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{c;d}$ = **162** kN	$R_{t;d}$ = **-155** kN
	SISMIQUES	$R_{c;d}$ = **162** kN	$R_{t;d}$ = **-155** kN
	ACCIDENTELS	$R_{c;d}$ = **179** kN	$R_{t;d}$ = **-170** kN

8. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

8.1 EN FONCTION DE LA LONGUEUR

DIAMÈTRE DU PIEU B : 250 mm

	LONGUEUR DU PIEU (m)	D =	10,00	14,00	14,50	15,00	15,50	16,00
	NUMÉRO DE LA COUCHE D'ANCRAGE		2	3	3	3	3	3
	HAUTEUR DANS LA COUCHE D'ANCRAGE (m)		5.00	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00
PORTANCE (COMPRESSION) (en kN)								
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{c;cr;d}$ =	139	341	366	392	417	442
ELS	QUASI-PERMANENTS	$R_{c;cr;d}$ =	114	279	300	320	341	362
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{c;d}$ =	162	399	428	458	487	517
ELU	SISMIQUES	$R_{c;d}$ =	162	399	428	458	487	517
ELU	ACCIDENTELS	$R_{c;d}$ =	179	438	471	503	536	568
RÉSISTANCE DE TRACTION (en kN)								
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{t;cr;d}$ =	-114	-279	-300	-320	-341	-362
ELS	QUASI-PERMANENTS	$R_{t;cr;d}$ =	-83	-205	-220	-235	-250	-265
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{t;d}$ =	-155	-381	-409	-438	-466	-494
ELU	SISMIQUES	$R_{t;d}$ =	-155	-381	-409	-438	-466	-494
ELU	ACCIDENTELS	$R_{t;d}$ =	-170	-418	-448	-479	-510	-541

8.2 EN FONCTION DU DIAMÈTRE

LONGUEUR DU PIEU D : 10.00m par rapport à la cote de référence à 35.00m (ancrage de 5.00m dans la couche n° 2 - Craie 1).

	DIAMÈTRE (mm)	B =	250	280
PORTANCE (COMPRESSION) (en kN)				
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{c;cr;d}$ =	139	155
ELS	QUASI-PERMANENTS	$R_{c;cr;d}$ =	114	127
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{c;d}$ =	162	182
ELU	SISMIQUES	$R_{c;d}$ =	162	182
ELU	ACCIDENTELS	$R_{c;d}$ =	178	200
RÉSISTANCE DE TRACTION (en kN)				
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{t;cr;d}$ =	-114	-127
ELS	QUASI-PERMANENTS	$R_{t;cr;d}$ =	-83	-93
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{t;d}$ =	-155	-174
ELU	SISMIQUES	$R_{t;d}$ =	-155	-174
ELU	ACCIDENTELS	$R_{t;d}$ =	-170	-190

1. CARACTÉRISTIQUES DU PIEU

DIAMÈTRE DE FORAGE : B = 250 mm
PÉRIMÈTRE FROTTANT : P_s = 79 cm
SURFACE DE LA BASE : A_b = 490,9 cm^2
LONGUEUR DU PIEU DANS LE TERRAIN : D = 10,00 m
COTE DE LA TÊTE DU PIEU : $z_{tête}$ = 35,00 m
COTE DE LA BASE DU PIEU : z_{base} = 25,00 m
CATÉGORIE DU PIEU : 18 M2
CLASSE : 1 bis
TECHNIQUE : Micro pieu type II
NORME D'EXÉCUTION : NF EN 1536/14199/12699
MISE EN OEUVRE : Sans refoulement du sol
CATÉGORIE PROCHE DU PIEU (pour q_s) : FB
EFFET DE GROUPE : Non
CHOIX MÉTHODE COEFFICIENTS DE MODÈLES (EN FROTTEMENTS) : Application globale

2. MODÈLE GÉOTECHNIQUE

N°	COUCHE	Classes de sol selon B.2.1	z_{inf} m	P_{LM}^* MPa	Ép. couche m	Long. pieu m	P_{le}^* MPa	k_p -	q_s kPa
1	remblais et mort terrain	Argiles et limons	30,00	0,15	5,00	5,00			0 (**)
2	Craie 1	Craies	25,00	1,00	5,00	5,00	3,63		100
3	Craie 2	Craies	19,00	4,50	6,00				

(**) Paramètres imposés par l'utilisateur

3. RÉSISTANCE DE POINTE

3.1 PRESSION LIMITE NETTE ÉQUIVALENTE P_{le}^*

$$p_{le}^* = \frac{1}{b+3a}\int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z)dz$$

a = max(B/2 ; 0.5)
a = 0,50 m
h = 5,00 m
b = min(a ; h)
b = 0,50 m
D - b = 9,50 m z_{sup} = 25,50 m
D + 3a = 11,50 m z_{inf} = 23,50 m

$P_{le;cal}^*$ = 3.63 MPa
$P_{le;imp}$ = 0 MPa
P_{le}^* = 3.63 MPa

3.2 HAUTEUR D'ENCASTREMENT EFFECTIVE D_{ef}

$$D_{ef} = \frac{1}{p_{le}^*}\int_{D-h_D}^{D} p_l^*(z)dz$$

D - h_D = 7,50 m z_{sup} = 27,50 m
D = 10,00 m z_{inf} = 25,00 m
D_{ef} = 0,69 m

3.3 FACTEUR DE PORTANCE PRESSIOMÉTRIQUE k_p

Sol	=	Craies	
k_{pmax} avant réduction	=	0,00	
Coefficient réducteur sur k_{pmax} (vibrofonçage)	=	1,00	(concerne les pieux de catégorie 13, 14, 15 et 16, si vibrofonçage)
k_{pmax}	=	0,00	
D_{ef}/B	=	2,76	
$k_{p;cal}$	=	$1 + (k_{pmax} - 1) \times (D_{ef}/B) / 5$	
$k_{p;cal}$	=	0,00	
$k_{p;imp}$	=	0,00	
k_p	=	0,00	

3.4 RÉSISTANCE DE POINTE R_b

$q_b = k_p.p_{le}^*$	=	0 MPa
$R_b = A_b.q_b$	=	0 kN

4. RÉSISTANCE DE FROTTEMENT AXIAL

Catégorie pieu	=	18	
r_{vib} = coefficient de réduction sur q_s (vibrofonçage)	=	1,00	(concerne les pieux de catégorie 13, 14 et 16, si vibrofonçage)
r_{long} = coefficient de réduction sur q_s (D > 25m)	=	1,00	(concerne les pieux de catégorie 1, 2 et 5, si D > 25m)

N°	COUCHE	L_{pieu} m	P_{LM}^* MPa	cat. sol[1] -	$q_{s;imp}$[2] kPa	$\alpha_{pieu-sol}$ -	f_{sol} kPa	$\alpha_{pieu-sol}.f_{sol}$ kPa	$q_{s;max}$ kPa	$q_{s;cal}$[3] kPa	L_{cum}[4] m	L_{red}[5] m	q_s[6] kPa	r_{si} kN
1	remblais et mort terrain	5,00	0,15	1	-	1,25	17	20	90	20	10,00	5,00		
2	Craie 1	5,00	1,00	3	-	1,80	56	100	200	100	5,00	5,00	100	393
3	Craie 2		4,50	3	-									

[1] 1 : argiles & limons, 2 : sables & graves, 3 : craies, 4 : marne & calcaires marneux, 5 : rochers, 6 : sols intermédiaires argileux, 7 : sols intermédiaires sableux
[2] $q_{s;imp}$ = Valeur de q_s imposée par l'utilisateur (avant prise en compte de la réduction éventuelle pour les pieux de catégories 1, 2, 5 de plus de 25 m)
[3] $q_{s;cal}$ = Valeur de q_s calculée = $Min(\alpha_{pieu-sol}.f_{sol} ; q_{s;max}).r_{vib}$ (avant prise en compte de la réduction éventuelle pour les pieux de catégories 1, 2, 5 de plus de 25 m)
[4] L_{cum} = Longueur cumulée du pieu dans le sol (du toit de la couche à la base du pieu)
[5] L_{red} = Longueur "réduite équivalente" (pour permettre la réduction sur q_s pour les pieux de catégorie 1, 2 et 5 de plus de 25 m)
[6] Valeur finale de q_s retenue : $q_s = q_{s;imp}$ avec prise en compte de r_{long}, si une valeur de q_s a été imposée ou $q_s = q_s$ cal avec prise en compte de r_{long}, sinon

R_s =	393	
$C_e R_s$ =	393	

5. ÉTATS LIMITES

5.1 PARAMÈTRES

5.1.1 TERME DE POINTE

R_b =	**0 kN**				
Sol d'ancrage	=	Craies			
$\gamma_{R;d1;c}$	=	2,00	$\gamma_{R;d1;t}$	=	2,00
$\gamma_{R;d2}$	=	1,10	$\gamma_{R;d2}$	=	1,10
$R_{b;k;c} = R_b/(\gamma_{R;d1;c} . \gamma_{R;d2})$	=	0 kN	$R_{b;k;t}$	=	0 kN

5.1.2 TERME DE FROTTEMENT

$C_e.R_s$ =	**393 kN**				
Choix méthode coefficients de modèles (en frottements) :	Application globale				
$R_{s;k;c} = C_e.R_{s;k}$	178 kN		$R_{s;k;t} = C_e.R_{s;k}$		-178 kN

5.2 COMBINAISONS ELU

5.2.1 ELU FONDAMENTAUX ET SISMIQUES

$\gamma_{t;fond}$ = 1,10 — $\gamma_{s;t;fond}$ = 1,15

$R_{c;d} = (R_{b;k} + R_{s;k})/\gamma_{t;fond}$ = **162 kN** — $R_{t;d} = (R_{b;k} + R_{s;k})/\gamma_{t;fond}$ = **-155 kN**

5.2.2 ELU ACCIDENTELS

$\gamma_{t;acci}$ = 1,00 — $\gamma_{s;t;acci}$ = 1,05

$R_{c;d} = (R_{b;k} + R_{s;k})/\gamma_{t;acci}$ = **178 kN** — $R_{t;d} = (R_{b;k} + R_{s;k})/\gamma_{t;acci}$ = **-170 kN**

5.3 COMBINAISONS ELS

$R_{c;cr;k}$ = 125 kN — $R_{t;cr;k}$ = -125 kN

5.3.1 ELS CARACTÉRISTIQUES

$\gamma_{cr;c;car}$ = 0,90 — $\gamma_{cr;t;car}$ = 1,10

$R_{c;cr;d} = R_{c;cr;k}/\gamma_{cr;c;car}$ = **139 kN** — $R_{t;cr;d} = R_{c;cr;k}/\gamma_{cr;t;car}$ = **-114 kN**

5.3.2 ELS QUASI-PERMANENTS

$\gamma_{cr;c;qp}$ = 1,10 — $\gamma_{cr;t;qp}$ = 1,50

$R_{c;cr;d} = R_{c;cr;k}/\gamma_{cr;c;qp}$ = **114 kN** — $R_{t;cr;d} = R_{c;cr;k}/\gamma_{cr;t;qp}$ = **-83 kN**

6. RÉSISTANCE INTRINSÈQUE DU PIEU

La capacité portante intrinsèque du pieu doit être déterminée selon les prescriptions des normes relatives au matériau constitutif du pieu.

7. RÉSULTATS POUR LE CAS DE BASE

DIAMÈTRE DU PIEU B : 250 mm

LONGUEUR DU PIEU D : 10.00m par rapport à la cote de référence à 35.00m (ancrage de 5.00m dans la couche n° 2 - Craie 1).

ÉTAT LIMITE		PORTANCE (COMPRESSION)	RÉSISTANCE DE TRACTION
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{c;cr;d}$ = **139** kN	$R_{t;cr;d}$ = **-114** kN
	QUASI-PERMANENTS	$R_{c;cr;d}$ = **114** kN	$R_{t;cr;d}$ = **-83** kN
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{c;d}$ = **162** kN	$R_{t;d}$ = **-155** kN
	SISMIQUES	$R_{c;d}$ = **162** kN	$R_{t;d}$ = **-155** kN
	ACCIDENTELS	$R_{c;d}$ = **179** kN	$R_{t;d}$ = **-170** kN

8. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

8.1 EN FONCTION DE LA LONGUEUR

DIAMÈTRE DU PIEU B : 250 mm

	LONGUEUR DU PIEU (m)	D =	10,00	10,50	11,00	11,50	12,00	12,50	13,00	13,50
	NUMÉRO DE LA COUCHE D'ANCRAGE		2	3	3	3	3	3	3	3
	HAUTEUR DANS LA COUCHE D'ANCRAGE (m)		5.00	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50
PORTANCE (COMPRESSION) (en kN)										
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{c;cr;d}$ =	139	164	189	215	240	265	290	316
ELS	QUASI-PERMANENTS	$R_{c;cr;d}$ =	114	134	155	176	196	217	238	258
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{c;d}$ =	162	192	221	251	280	310	339	369
ELU	SISMIQUES	$R_{c;d}$ =	162	192	221	251	280	310	339	369
ELU	ACCIDENTELS	$R_{c;d}$ =	179	211	243	276	308	341	373	406
RÉSISTANCE DE TRACTION (en kN)										
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{t;cr;d}$ =	-114	-134	-155	-176	-196	-217	-238	-258
ELS	QUASI-PERMANENTS	$R_{t;cr;d}$ =	-83	-98	-114	-129	-144	-159	-174	-189
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{t;d}$ =	-155	-183	-212	-240	-268	-296	-325	-353
ELU	SISMIQUES	$R_{t;d}$ =	-155	-183	-212	-240	-268	-296	-325	-353
ELU	ACCIDENTELS	$R_{t;d}$ =	-170	-201	-232	-263	-294	-325	-356	-387

8.2 EN FONCTION DU DIAMÈTRE

LONGUEUR DU PIEU D : 10.00m par rapport à la cote de référence à 35.00m (ancrage de 5.00m dans la couche n° 2 - Craie 1).

	DIAMÈTRE (mm)	B =	250	280
PORTANCE (COMPRESSION) (en kN)				
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{c;cr;d}$ =	139	155
ELS	QUASI-PERMANENTS	$R_{c;cr;d}$ =	114	127
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{c;d}$ =	162	182
ELU	SISMIQUES	$R_{c;d}$ =	162	182
ELU	ACCIDENTELS	$R_{c;d}$ =	178	200
RÉSISTANCE DE TRACTION (en kN)				
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{t;cr;d}$ =	-114	-127
ELS	QUASI-PERMANENTS	$R_{t;cr;d}$ =	-83	-93
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{t;d}$ =	-155	-174
ELU	SISMIQUES	$R_{t;d}$ =	-155	-174
ELU	ACCIDENTELS	$R_{t;d}$ =	-170	-190

1. CARACTÉRISTIQUES DU PIEU

DIAMÈTRE DE FORAGE : B = 280 mm
PÉRIMÈTRE FROTTANT : P_s = 88 cm
SURFACE DE LA BASE : A_b = 615,8 cm^2
LONGUEUR DU PIEU DANS LE TERRAIN : D = 10,00 m
COTE DE LA TÊTE DU PIEU : $z_{tête}$ = 35,00 m
COTE DE LA BASE DU PIEU : z_{base} = 25,00 m
CATÉGORIE DU PIEU : 18 M2
CLASSE : 1 bis
TECHNIQUE : Micro pieu type II
NORME D'EXÉCUTION : NF EN 1536/14199/12699
MISE EN OEUVRE : Sans refoulement du sol
CATÉGORIE PROCHE DU PIEU (pour q_s) : FB
EFFET DE GROUPE : Non
CHOIX MÉTHODE COEFFICIENTS DE MODÈLES (EN FROTTEMENTS) : Application globale

2. MODÈLE GÉOTECHNIQUE

N°	COUCHE	Classes de sol selon B.2.1	z_{inf} m	P_{LM}^* MPa	Ép. couche m	Long. pieu m	P_{le}^* MPa	k_p -	q_s kPa
1	remblais et mort terrain	Argiles et limons	30,00	0,15	5,00	5,00			0 (**)
2	Craie 1	Craies	25,00	1,00	5,00	5,00	3,63		100
3	Craie 2	Craies	19,00	4,50	6,00				

(**) Paramètres imposés par l'utilisateur

3. RÉSISTANCE DE POINTE

3.1 PRESSION LIMITE NETTE ÉQUIVALENTE P_{le}^*

$$p_{le}^* = \frac{1}{b+3a}\int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z)dz$$

a = max(B/2 ; 0.5)
a = 0,50 m
h = 5,00 m
b = min(a ; h)
b = 0,50 m
D - b = 9,50 m z_{sup} = 25,50 m
D + 3a = 11,50 m z_{inf} = 23,50 m

$P_{le;cal}^*$ = 3.63 MPa
$P_{le;imp}$ = 0 MPa
P_{le}^* = 3.63 MPa

3.2 HAUTEUR D'ENCASTREMENT EFFECTIVE D_{ef}

$$D_{ef} = \frac{1}{p_{le}^*}\int_{D-h_D}^{D} p_l^*(z)dz$$

D - h_D = 7,20 m z_{sup} = 27,80 m
D = 10,00 m z_{inf} = 25,00 m
D_{ef} = 0,77 m

3.3 FACTEUR DE PORTANCE PRESSIOMÉTRIQUE k_p

Sol	=	Craies	
k_{pmax} avant réduction	=	0,00	
Coefficient réducteur sur k_{pmax} (vibrofonçage)	=	1,00	(concerne les pieux de catégorie 13, 14, 15 et 16, si vibrofonçage)
k_{pmax}	=	0,00	
D_{ef}/B	=	2,76	
$k_{p;cal}$	=	$1 + (k_{pmax} - 1) \times (D_{ef}/B) / 5$	
$k_{p;cal}$	=	0,00	
$k_{p;imp}$	=	0,00	
k_p	=	0,00	

3.4 RÉSISTANCE DE POINTE R_b

$q_b = k_p.p_{le}^*$	=	0 MPa
$R_b = A_b.q_b$	=	0 kN

4. RÉSISTANCE DE FROTTEMENT AXIAL

Catégorie pieu	=	18	
r_{vib} = coefficient de réduction sur q_s (vibrofonçage)	=	1,00	(concerne les pieux de catégorie 13, 14 et 16, si vibrofonçage)
r_{long} = coefficient de réduction sur q_s (D > 25m)	=	1,00	(concerne les pieux de catégorie 1, 2 et 5, si D > 25m)

N°	COUCHE	L_{pieu} m	P_{LM}^* MPa	cat. sol[1] -	$q_{s;imp}$[2] kPa	$\alpha_{pieu-sol}$ -	f_{sol} kPa	$\alpha_{pieu-sol}.f_{sol}$ kPa	$q_{s;max}$ kPa	$q_{s;cal}$[3] kPa	L_{cum}[4] m	L_{red}[5] m	q_s[6] kPa	r_{si} kN
1	remblais et mort terrain	5,00	0,15	1	-	1,25	17	20	90	20	10,00	5,00		
2	Craie 1	5,00	1,00	3	-	1,80	56	100	200	100	5,00	5,00	100	440
3	Craie 2		4,50	3	-									

[1] 1 : argiles & limons, 2 : sables & graves, 3 : craies, 4 : marne & calcaires marneux, 5 : rochers, 6 : sols intermédiaires argileux, 7 : sols intermédiaires sableux
[2] $q_{s;imp}$ = Valeur de q_s imposée par l'utilisateur (avant prise en compte de la réduction éventuelle pour les pieux de catégories 1, 2, 5 de plus de 25 m)
[3] $q_{s;cal}$ = Valeur de q_s calculée = $Min(\alpha_{pieu-sol}.f_{sol} ; q_{s;max}).r_{vib}$ (avant prise en compte de la réduction éventuelle pour les pieux de catégories 1, 2, 5 de plus de 25 m)
[4] L_{cum} = Longueur cumulée du pieu dans le sol (du toit de la couche à la base du pieu)
[5] L_{red} = Longueur "réduite équivalente" (pour permettre la réduction sur q_s pour les pieux de catégorie 1, 2 et 5 de plus de 25 m)
[6] Valeur finale de q_s retenue : $q_s = q_{s;imp}$ avec prise en compte de r_{long}, si une valeur de q_s a été imposée ou $q_s = q_s$ cal avec prise en compte de r_{long}, sinon

R_s =	440	
$C_e R_s$ =	440	

5. ÉTATS LIMITES

5.1 PARAMÈTRES

5.1.1 TERME DE POINTE

R_b =	**0 kN**				
Sol d'ancrage	=	Craies			
$\gamma_{R;d1;c}$	=	2,00	$\gamma_{R;d1;t}$	=	2,00
$\gamma_{R;d2}$	=	1,10	$\gamma_{R;d2}$	=	1,10
$R_{b;k;c} = R_b/(\gamma_{R;d1;c} . \gamma_{R;d2})$	=	0 kN	$R_{b;k;t}$	=	0 kN

5.1.2 TERME DE FROTTEMENT

$C_e.R_s$ =	**440 kN**				
Choix méthode coefficients de modèles (en frottements) :	Application globale				
$R_{s;k;c} = C_e.R_{s;k}$	200 kN		$R_{s;k;t} = C_e.R_{s;k}$		-200 kN

5.2 COMBINAISONS ELU

5.2.1 ELU FONDAMENTAUX ET SISMIQUES

$\gamma_{t;fond}$ = 1,10 — $\gamma_{s;t;fond}$ = 1,15

$R_{c;d} = (R_{b;k} + R_{s;k})/\gamma_{t;fond}$ = **182 kN** — $R_{t;d} = (R_{b;k} + R_{s;k})/\gamma_{t;fond}$ = **-174 kN**

5.2.2 ELU ACCIDENTELS

$\gamma_{t;acci}$ = 1,00 — $\gamma_{s;t;acci}$ = 1,05

$R_{c;d} = (R_{b;k} + R_{s;k})/\gamma_{t;acci}$ = **200 kN** — $R_{t;d} = (R_{b;k} + R_{s;k})/\gamma_{t;acci}$ = **-190 kN**

5.3 COMBINAISONS ELS

$R_{c;cr;k}$ = 140 kN — $R_{t;cr;k}$ = -140 kN

5.3.1 ELS CARACTÉRISTIQUES

$\gamma_{cr;c;car}$ = 0,90 — $\gamma_{cr;t;car}$ = 1,10

$R_{c;cr;d} = R_{c;cr;k}/\gamma_{cr;c;car}$ = **155 kN** — $R_{t;cr;d} = R_{c;cr;k}/\gamma_{cr;t;car}$ = **-127 kN**

5.3.2 ELS QUASI-PERMANENTS

$\gamma_{cr;c;qp}$ = 1,10 — $\gamma_{cr;t;qp}$ = 1,50

$R_{c;cr;d} = R_{c;cr;k}/\gamma_{cr;c;qp}$ = **127 kN** — $R_{t;cr;d} = R_{c;cr;k}/\gamma_{cr;t;qp}$ = **-93 kN**

6. RÉSISTANCE INTRINSÈQUE DU PIEU

La capacité portante intrinsèque du pieu doit être déterminée selon les prescriptions des normes relatives au matériau constitutif du pieu.

7. RÉSULTATS POUR LE CAS DE BASE

DIAMÈTRE DU PIEU B : 280 mm

LONGUEUR DU PIEU D : 10.00m par rapport à la cote de référence à 35.00m (ancrage de 5.00m dans la couche n° 2 - Craie 1).

ÉTAT LIMITE		PORTANCE (COMPRESSION)	RÉSISTANCE DE TRACTION
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{c;cr;d}$ = **155** kN	$R_{t;cr;d}$ = **-127** kN
	QUASI-PERMANENTS	$R_{c;cr;d}$ = **127** kN	$R_{t;cr;d}$ = **-93** kN
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{c;d}$ = **182** kN	$R_{t;d}$ = **-174** kN
	SISMIQUES	$R_{c;d}$ = **182** kN	$R_{t;d}$ = **-174** kN
	ACCIDENTELS	$R_{c;d}$ = **200** kN	$R_{t;d}$ = **-190** kN

8. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

8.1 EN FONCTION DE LA LONGUEUR

DIAMÈTRE DU PIEU B : 280 mm

	LONGUEUR DU PIEU (m)	D =	10,00	14,00	14,50	15,00	15,50	16,00
	NUMÉRO DE LA COUCHE D'ANCRAGE		2	3	3	3	3	3
	HAUTEUR DANS LA COUCHE D'ANCRAGE (m)		5.00	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00
PORTANCE (COMPRESSION) (en kN)								
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{c;cr;d}$ =	155	382	410	438	467	495
ELS	QUASI-PERMANENTS	$R_{c;cr;d}$ =	127	312	336	359	382	405
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{c;d}$ =	182	446	479	513	546	579
ELU	SISMIQUES	$R_{c;d}$ =	182	446	479	513	546	579
ELU	ACCIDENTELS	$R_{c;d}$ =	200	491	527	564	600	637
RÉSISTANCE DE TRACTION (en kN)								
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{t;cr;d}$ =	-127	-312	-336	-359	-382	-405
ELS	QUASI-PERMANENTS	$R_{t;cr;d}$ =	-93	-229	-246	-263	-280	-297
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{t;d}$ =	-174	-427	-459	-490	-522	-554
ELU	SISMIQUES	$R_{t;d}$ =	-174	-427	-459	-490	-522	-554
ELU	ACCIDENTELS	$R_{t;d}$ =	-190	-468	-502	-537	-572	-606

8.2 EN FONCTION DU DIAMÈTRE

LONGUEUR DU PIEU D : 10.00m par rapport à la cote de référence à 35.00m (ancrage de 5.00m dans la couche n° 2 - Craie 1).

	DIAMÈTRE (mm)	B =	280	280
PORTANCE (COMPRESSION) (en kN)				
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{c;cr;d}$ =	155	155
ELS	QUASI-PERMANENTS	$R_{c;cr;d}$ =	127	127
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{c;d}$ =	182	182
ELU	SISMIQUES	$R_{c;d}$ =	182	182
ELU	ACCIDENTELS	$R_{c;d}$ =	200	200
RÉSISTANCE DE TRACTION (en kN)				
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{t;cr;d}$ =	-127	-127
ELS	QUASI-PERMANENTS	$R_{t;cr;d}$ =	-93	-93
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{t;d}$ =	-174	-174
ELU	SISMIQUES	$R_{t;d}$ =	-174	-174
ELU	ACCIDENTELS	$R_{t;d}$ =	-190	-190

1. CARACTÉRISTIQUES DU PIEU

DIAMÈTRE DE FORAGE : B = 280 mm
PÉRIMÈTRE FROTTANT : P_s = 88 cm
SURFACE DE LA BASE : A_b = 615,8 cm^2
LONGUEUR DU PIEU DANS LE TERRAIN : D = 10,00 m
COTE DE LA TÊTE DU PIEU : $z_{tête}$ = 35,00 m
COTE DE LA BASE DU PIEU : z_{base} = 25,00 m
CATÉGORIE DU PIEU : 18 M2
CLASSE : 1 bis
TECHNIQUE : Micro pieu type II
NORME D'EXÉCUTION : NF EN 1536/14199/12699
MISE EN OEUVRE : Sans refoulement du sol
CATÉGORIE PROCHE DU PIEU (pour q_s) : FB
EFFET DE GROUPE : Non
CHOIX MÉTHODE COEFFICIENTS DE MODÈLES (EN FROTTEMENTS) : Application globale

2. MODÈLE GÉOTECHNIQUE

N°	COUCHE	Classes de sol selon B.2.1	z_{inf} m	P_{LM}^* MPa	Ép. couche m	Long. pieu m	P_{le}^* MPa	k_p -	q_s kPa
1	remblais et mort terrain	Argiles et limons	30,00	0,15	5,00	5,00			0 (**)
2	Craie 1	Craies	25,00	1,00	5,00	5,00	3,63		100
3	Craie 2	Craies	19,00	4,50	6,00				

(**) Paramètres imposés par l'utilisateur

3. RÉSISTANCE DE POINTE

3.1 PRESSION LIMITE NETTE ÉQUIVALENTE P_{le}^*

$$p_{le}^* = \frac{1}{b+3a}\int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z)\,dz$$

a = max(B/2 ; 0.5)
a = 0,50 m
h = 5,00 m
b = min(a ; h)
b = 0,50 m
D - b = 9,50 m z_{sup} = 25,50 m
D + 3a = 11,50 m z_{inf} = 23,50 m

$P_{le;cal}^*$ = 3.63 MPa
$P_{le;imp}$ = 0 MPa
P_{le}^* = 3.63 MPa

3.2 HAUTEUR D'ENCASTREMENT EFFECTIVE D_{ef}

$$D_{ef} = \frac{1}{p_{le}^*}\int_{D-h_D}^{D} p_l^*(z)\,dz$$

D - h_D = 7,20 m z_{sup} = 27,80 m
D = 10,00 m z_{inf} = 25,00 m
D_{ef} = 0,77 m

3.3 FACTEUR DE PORTANCE PRESSIOMÉTRIQUE k_p

Sol	=	Craies	
k_{pmax} avant réduction	=	0,00	
Coefficient réducteur sur k_{pmax} (vibrofonçage)	=	1,00	(concerne les pieux de catégorie 13, 14, 15 et 16, si vibrofonçage)
k_{pmax}	=	0,00	
D_{ef}/B	=	2,76	
$k_{p;cal}$	=	$1 + (k_{pmax} - 1) \times (D_{ef}/B) / 5$	
$k_{p;cal}$	=	0,00	
$k_{p;imp}$	=	0,00	
k_p	=	0,00	

3.4 RÉSISTANCE DE POINTE R_b

$q_b = k_p.p_{le}^*$	=	0 MPa
$R_b = A_b.q_b$	=	0 kN

4. RÉSISTANCE DE FROTTEMENT AXIAL

Catégorie pieu	=	18	
r_{vib} = coefficient de réduction sur q_s (vibrofonçage)	=	1,00	(concerne les pieux de catégorie 13, 14 et 16, si vibrofonçage)
r_{long} = coefficient de réduction sur q_s (D > 25m)	=	1,00	(concerne les pieux de catégorie 1, 2 et 5, si D > 25m)

N°	COUCHE	L_{pieu} m	P_{LM}^* MPa	cat. sol[1] -	$q_{s;imp}$[2] kPa	$\alpha_{pieu-sol}$ -	f_{sol} kPa	$\alpha_{pieu-sol}.f_{sol}$ kPa	$q_{s;max}$ kPa	$q_{s;cal}$[3] kPa	L_{cum}[4] m	L_{red}[5] m	q_s[6] kPa	r_{si} kN
1	remblais et mort terrain	5,00	0,15	1	-	1,25	17	20	90	20	10,00	5,00		
2	Craie 1	5,00	1,00	3	-	1,80	56	100	200	100	5,00	5,00	100	440
3	Craie 2		4,50	3	-									

[1] 1 : argiles & limons, 2 : sables & graves, 3 : craies, 4 : marne & calcaires marneux, 5 : rochers, 6 : sols intermédiaires argileux, 7 : sols intermédiaires sableux
[2] $q_{s;imp}$ = Valeur de q_s imposée par l'utilisateur (avant prise en compte de la réduction éventuelle pour les pieux de catégories 1, 2, 5 de plus de 25 m)
[3] $q_{s;cal}$ = Valeur de q_s calculée = $Min(\alpha_{pieu-sol}.f_{sol} ; q_{s;max}).r_{vib}$ (avant prise en compte de la réduction éventuelle pour les pieux de catégories 1, 2, 5 de plus de 25 m)
[4] L_{cum} = Longueur cumulée du pieu dans le sol (du toit de la couche à la base du pieu)
[5] L_{red} = Longueur "réduite équivalente" (pour permettre la réduction sur q_s pour les pieux de catégorie 1, 2 et 5 de plus de 25 m)
[6] Valeur finale de q_s retenue : $q_s = q_{s;imp}$ avec prise en compte de r_{long}, si une valeur de q_s a été imposée ou $q_s = q_s$ cal avec prise en compte de r_{long}, sinon

R_s =	440	
$C_e R_s$ =	440	

5. ÉTATS LIMITES

5.1 PARAMÈTRES

5.1.1 TERME DE POINTE

R_b =	**0 kN**				
Sol d'ancrage	=	Craies			
$\gamma_{R;d1;c}$	=	2,00	$\gamma_{R;d1;t}$	=	2,00
$\gamma_{R;d2}$	=	1,10	$\gamma_{R;d2}$	=	1,10
$R_{b;k;c} = R_b/(\gamma_{R;d1;c} . \gamma_{R;d2})$	=	0 kN	$R_{b;k;t}$	=	0 kN

5.1.2 TERME DE FROTTEMENT

$C_e.R_s$ =	**440 kN**				
Choix méthode coefficients de modèles (en frottements) :	Application globale				
$R_{s;k;c} = C_e.R_{s;k}$	200 kN		$R_{s;k;t} = C_e.R_{s;k}$		-200 kN

5.2 COMBINAISONS ELU

5.2.1 ELU FONDAMENTAUX ET SISMIQUES

$\gamma_{t;fond}$ = 1,10 — $\gamma_{s;t;fond}$ = 1,15

$R_{c;d} = (R_{b;k} + R_{s;k})/\gamma_{t;fond}$ = **182 kN** — $R_{t;d} = (R_{b;k} + R_{s;k})/\gamma_{t;fond}$ = **-174 kN**

5.2.2 ELU ACCIDENTELS

$\gamma_{t;acci}$ = 1,00 — $\gamma_{s;t;acci}$ = 1,05

$R_{c;d} = (R_{b;k} + R_{s;k})/\gamma_{t;acci}$ = **200 kN** — $R_{t;d} = (R_{b;k} + R_{s;k})/\gamma_{t;acci}$ = **-190 kN**

5.3 COMBINAISONS ELS

$R_{c;cr;k}$ = 140 kN — $R_{t;cr;k}$ = -140 kN

5.3.1 ELS CARACTÉRISTIQUES

$\gamma_{cr;c;car}$ = 0,90 — $\gamma_{cr;t;car}$ = 1,10

$R_{c;cr;d} = R_{c;cr;k}/\gamma_{cr;c;car}$ = **155 kN** — $R_{t;cr;d} = R_{c;cr;k}/\gamma_{cr;t;car}$ = **-127 kN**

5.3.2 ELS QUASI-PERMANENTS

$\gamma_{cr;c;qp}$ = 1,10 — $\gamma_{cr;t;qp}$ = 1,50

$R_{c;cr;d} = R_{c;cr;k}/\gamma_{cr;c;qp}$ = **127 kN** — $R_{t;cr;d} = R_{c;cr;k}/\gamma_{cr;t;qp}$ = **-93 kN**

6. RÉSISTANCE INTRINSÈQUE DU PIEU

La capacité portante intrinsèque du pieu doit être déterminée selon les prescriptions des normes relatives au matériau constitutif du pieu.

7. RÉSULTATS POUR LE CAS DE BASE

DIAMÈTRE DU PIEU B : 280 mm

LONGUEUR DU PIEU D : 10.00m par rapport à la cote de référence à 35.00m (ancrage de 5.00m dans la couche n° 2 - Craie 1).

ÉTAT LIMITE		PORTANCE (COMPRESSION)	RÉSISTANCE DE TRACTION
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{c;cr;d}$ = **155** kN	$R_{t;cr;d}$ = **-127** kN
	QUASI-PERMANENTS	$R_{c;cr;d}$ = **127** kN	$R_{t;cr;d}$ = **-93** kN
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{c;d}$ = **182** kN	$R_{t;d}$ = **-174** kN
	SISMIQUES	$R_{c;d}$ = **182** kN	$R_{t;d}$ = **-174** kN
	ACCIDENTELS	$R_{c;d}$ = **200** kN	$R_{t;d}$ = **-190** kN

8. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

8.1 EN FONCTION DE LA LONGUEUR

DIAMÈTRE DU PIEU B : 280 mm

	LONGUEUR DU PIEU (m)	D =	10,00	10,50	11,00	11,50	12,00	12,50	13,00	13,50
	NUMÉRO DE LA COUCHE D'ANCRAGE		2	3	3	3	3	3	3	3
	HAUTEUR DANS LA COUCHE D'ANCRAGE (m)		5.00	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50
PORTANCE (COMPRESSION) (en kN)										
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{c;cr;d}$ =	155	184	212	240	269	297	325	354
ELS	QUASI-PERMANENTS	$R_{c;cr;d}$ =	127	150	174	197	220	243	266	289
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{c;d}$ =	182	215	248	281	314	347	380	413
ELU	SISMIQUES	$R_{c;d}$ =	182	215	248	281	314	347	380	413
ELU	ACCIDENTELS	$R_{c;d}$ =	200	236	273	309	345	382	418	455
RÉSISTANCE DE TRACTION (en kN)										
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{t;cr;d}$ =	-127	-150	-174	-197	-220	-243	-266	-289
ELS	QUASI-PERMANENTS	$R_{t;cr;d}$ =	-93	-110	-127	-144	-161	-178	-195	-212
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{t;d}$ =	-174	-205	-237	-269	-300	-332	-364	-395
ELU	SISMIQUES	$R_{t;d}$ =	-174	-205	-237	-269	-300	-332	-364	-395
ELU	ACCIDENTELS	$R_{t;d}$ =	-190	-225	-260	-294	-329	-364	-398	-433

8.2 EN FONCTION DU DIAMÈTRE

LONGUEUR DU PIEU D : 10.00m par rapport à la cote de référence à 35.00m (ancrage de 5.00m dans la couche n° 2 - Craie 1).

	DIAMÈTRE (mm)	B =	280	280
PORTANCE (COMPRESSION) (en kN)				
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{c;cr;d}$ =	155	155
ELS	QUASI-PERMANENTS	$R_{c;cr;d}$ =	127	127
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{c;d}$ =	182	182
ELU	SISMIQUES	$R_{c;d}$ =	182	182
ELU	ACCIDENTELS	$R_{c;d}$ =	200	200
RÉSISTANCE DE TRACTION (en kN)				
ELS	CARACTÉRISTIQUES	$R_{t;cr;d}$ =	-127	-127
ELS	QUASI-PERMANENTS	$R_{t;cr;d}$ =	-93	-93
ELU	FONDAMENTAUX	$R_{t;d}$ =	-174	-174
ELU	SISMIQUES	$R_{t;d}$ =	-174	-174
ELU	ACCIDENTELS	$R_{t;d}$ =	-190	-190



www.groupefondasol.com