

Restructuration et extension de l'EHPAD Hôpital Le Jeune à SAINT RENAN (29)



Dossier 230254G2PRO

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION - PHASE PRO



SOMMAIRE

SOMMAIRE	2
PRÉSENTATION.....	3
1. Intervenants KORN OG géotechnique	3
2. Projet.....	3
3. Intervenants	3
4. Mission.....	3
5. Documents reçus depuis la phase AVP	4
6. Investigations géotechniques	4
ÉTUDE DE SITE.....	7
7. Caractéristiques du site	7
8. Résultats des investigations	11
9. Récapitulatif des données principales du site	16
CONCEPTION DES OUVRAGES GÉOTECHNIQUES.....	17
10. Description du projet.....	17
11. Situations, états limites et combinaisons d'actions.....	19
12. Justification des fondations superficielles.....	20
13. Protection des ouvrages enterrés vis-à-vis de l'eau.....	23
14. Mur en L – Aménagement extérieur	24
15. Terrassements – Assise du dallage des locaux techniques.....	28
16. Risques résiduels	31
17. Dispositions constructives et précautions particulières	31
18. Aléas géotechniques et conditions contractuelles.....	33
ANNEXES :	
Annexe 1 : Missions géotechniques de la norme NF P 94-500 de novembre 2013	
Annexe 2 : Sondages et essais in situ	
Annexe 3 : Plan d'implantation des sondages	
Annexe 4 : Essais en laboratoire	
Annexe 5 : Descentes de charges sur fondations SOBRETEC	
Annexe 6 : Justification des fondations superficielles	
Annexe 7 : Justification du mur en L	

PRÉSENTATION

1. Intervenants KORNOG géotechnique

Agence en charge du dossier : Hôtel d'entreprises - Zone de Quiella - 29590 LE FAOU Tél. 02 98 66 36 84 - 29@kornog-geo.fr			
Version	Date	Chargé d'affaire	Contrôleur externe
1	24 février 2025	Florian LE BAQUER	Fanny BRULFERT

Ce document est une copie conforme de l'exemplaire original détenu par **KORNOG géotechnique** qui en reste propriétaire. La conformité de cette copie est authentifiée par le visa original d'un des signataires en fin de rapport.

2. Projet

Adresse : **Hôpital Le Jeune à SAINT RENAN (29)**
 Nom de l'opération : **Restructuration et extension de l'EHPAD**

3. Intervenants

Maître d'ouvrage : CENTRE HOSPITALIER LE JEUNE
 Maître d'ouvrage délégué : CHU DE BREST
 A.M.O. : SEMBREIZH
 Architecte : ENO
 B.E.T. structure : SOBRETEC

4. Mission

La mission de **KORNOG géotechnique** est conforme à la proposition AVE00290 modifiée le 12 novembre 2024 et à la commande n° 24001167 du 28 novembre. Elle fait suite au rapport d'étude 230254G2AVP du 18 décembre 2023 et consiste à :

- procéder à une campagne complémentaire de reconnaissance des sols et des fondations existantes,
- établir un rapport donnant :
 - le modèle géologique du site ainsi que les hypothèses géotechniques des sols à prendre en compte ajustés à la phase projet,
 - les choix constructifs et les notes de calcul de dimensionnement (niveau projet) des ouvrages géotechniques envisagés (fondations superficielles, soutènement et terrassements),
 - les notes de calcul de dimensionnement (niveau projet) de ces ouvrages,
 - les principales sujétions de conception et d'exécution.

Il s'agit de la phase PRO d'une mission d'ingénierie de type G2, selon la norme NF P 94-500.

5. Documents reçus depuis la phase AVP

Document	Format	Origine / Référence	Date de réception
Cahier des charges avec implantation des sondages souhaités	pdf	SEMBREIZH / SOBRETEC	14 mai 2024
Descentes de charges	mail		18 octobre 2024
Plans de détection des réseaux enterrés	pdf / dwg	SEMBREIZH / QUARTA Dossier n° SJ20233000R	28 novembre 2024
Plan masse, plans des différents niveaux et coupes du projet	dwg	ENO / Dossier APD	28 janvier 2025
Plan des démolitions	pdf	ENO / Dossier PRO provisoire	17 février 2025

6. Investigations géotechniques

6.1. Sondages et essais in situ

Les sondages et essais réalisés in situ, au cours de deux campagnes d'investigations, sont présentés dans les tableaux suivants et leurs résultats sont joints en annexe 2.

6.1.1. Sondages de reconnaissance

Type de sondage	Sondage	Profondeur (m)
Sondage semi-destructif mené au refus d'une tarière hélicoïdale continue	SP1	1.5
	SP1bis	1.4
	SP2	2.7
	SP3	4.7
	SP4	1.7
	SP5	3.1
Sondage à la pelle mécanique	PM6	0.7
	PM7	0.8
Fouille à la pelle mécanique pour reconnaissance de fondation	RF8	0.95
	RF105	1.2
	RF106	2.65
	RF107	0.95
	RF108	1.1
	RF109	1.3
Sondage carotté	SC104	6.0

6.1.2. Essais mécaniques in situ

Type d'essai mécanique in situ	Sondage	Nombre
Essai pressiométrique	SP1	1
	SP1bis	1
	SP2	2
	SP3	3
	SP4	1
	SP5	1

Type d'essai mécanique in situ	Sondage	Profondeur (m)
Sondage au pénétromètre dynamique mené au refus d'un mouton de 63.5 kg	PDB101	1.2
	PDB102	1.4
	PDB103	1.0

6.1.3. Perméabilité in situ

Type d'essai de perméabilité in situ	Sondage	Profondeur (m)
Essai Porchet	PM6	0.5 à 0.7

Un second essai était initialement prévu dans le sondage PM7 mais la présence de blocs au sein des remblais et la compacité du granite sous-jacent ne nous ont pas permis de le réaliser.

6.1.4. Piézométrie

Piézométrie	Référence	Profondeur (m)
Tube piézométrique Ø 34/40 mm avec bouche à clé	PZ104	6.0

6.1.5. Implantation et nivellement

L'implantation des sondages et essais in situ figure sur le plan joint en annexe 3. Celle de la première campagne (fin 2023) a été définie et réalisée par **KORNOG géotechnique**, en fonction des possibilités d'implantation (bâtiments, réseaux enterrés, végétation, mobilier urbain, talus, trafic, ...). Celle de la seconde campagne (fin 2024 et début 2025) a été définie par SOBRETEC et adaptée par **KORNOG géotechnique** à ces mêmes contraintes.

Les altitudes des têtes de sondages ont été relevées par **KORNOG géotechnique** et rattachées au plan topographique communiqué. Ces altitudes sont approximatives et données à titre indicatif.

6.2. Essais en laboratoire

L'essai réalisé en laboratoire sur l'échantillon prélevé est présenté dans le tableau suivant et ses résultats sont joints en annexe 4.

Type d'essai : analyse chimique	Nombre	Norme
Agressivité du sol vis-à-vis des bétons	1	FD P 18-011

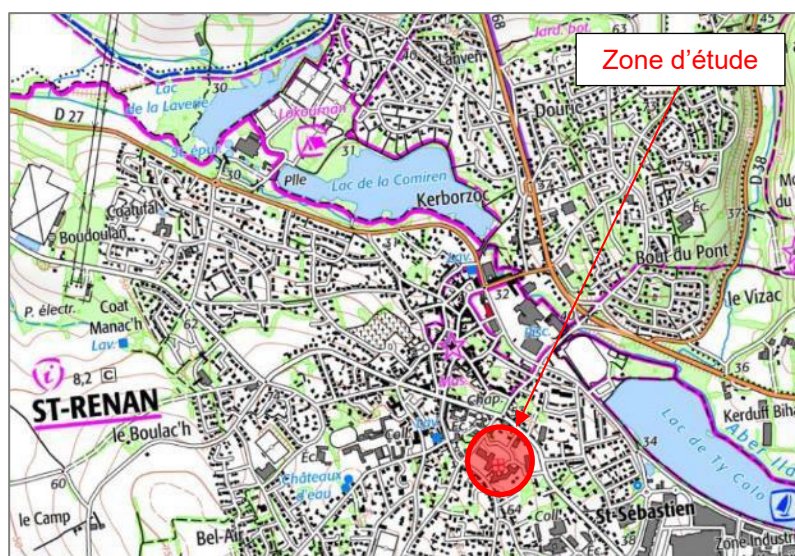
Une analyse d'agressivité de l'eau vis-à-vis des bétons était initialement prévue dans notre offre. Le piézomètre étant resté sec lors de nos investigations puis lors d'un relevé ultérieur, cette analyse n'a pu être effectuée.

ÉTUDE DE SITE

7. Caractéristiques du site

7.1. Localisation

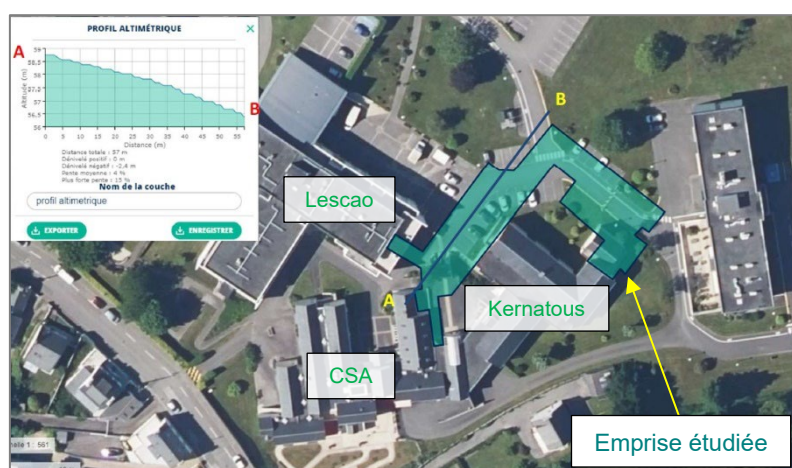
Le site se trouve au sein du centre hospitalier Le Jeune, sis 17 rue de Brest, au Sud du centre-ville de la commune.



Plan de situation

7.2. Occupation du site et avoisinants

L'emprise étudiée se trouve principalement aux abords des résidences de Kernatous, de type R+1 sur vide sanitaire (hormis à l'extrémité Sud-Ouest où elle ne comporterait pas de vide sanitaire d'après les plans transmis), et de Lescao, construite en R+3 sans sous-sol.



Vue aérienne du site avec emprise dédiée au projet et profil altimétrique (source : CCTP SOBRETEC)

Les abords des résidences sont constitués de voies de circulation et de places de stationnement en enrobé, d'espaces engazonnés avec des arbustes et quelques arbres ou encore de cheminements piétonniers en dalles de gravillons lavés. Il existe également divers réseaux enterrés (électricité, Telecom, eaux, ...) dans l'emprise étudiée, dont l'emplacement a été relevé par une entreprise spécialisée.

Lors de nos investigations entre octobre 2023 et janvier 2025, des véhicules légers étaient stationnés sur les parkings et des ambulances circulaient occasionnellement.



Photographie globale du site, prise depuis le Nord



Photographie du Nord-Est de la résidence de Kernatous, prise depuis le Nord



Photographie du Sud-Est de la résidence de Kernatous, prise depuis l'Est

L'entrée principale de la résidence de Kernatous est accessible depuis un parvis en enrobé, avec une allée pavée, accessible par un double escalier d'une quinzaine de marches au Nord et une rampe en enrobé au Nord-Ouest. Elle se trouve au niveau du rez-de-chaussée haut du bâtiment.



Photographie de l'accès principal à la résidence de Kernatous, prise depuis le Nord



Photographie du pignon Sud-Est de la résidence de Lescao, prise depuis le Nord-Est

7.3. Topographie

Le site présente une pente descendant globalement vers le Nord-Est, son altitude variant d'environ 60 à 54 N.G.F. dans l'emprise dédiée au projet.

Le rez-de-chaussée bas de la résidence de Kernatous se trouve vers 57.05 N.G.F. et le rez-de-chaussée haut vers 60.0 N.G.F. Le rez-de-chaussée bas de la résidence de Lescao se trouve à 57.4 et 57.6 N.G.F.

7.4. Risque « radon »

D'après le site internet de l'I.R.S.N. (Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire), la commune de SAINT RENAN est classée à potentiel de catégorie 3 (risque fort).

7.5. Données issues de l'historique du site

Début 2018, une étude géotechnique préalable a été réalisée par **KORNOG géotechnique** dans le cadre de l'extension du bâtiment « Médecine – SSR – Administration », à une trentaine de mètres au Nord-Est de l'emprise étudiée. Les investigations ont mis en évidence la succession suivante : des horizons de recouvrement (terre végétale, remblais, limons) sur une épaisseur variant de 0.6 à 0.9 m, une arène plus ou moins épaisse puis le granite altéré à compact à partir de 0.7 à 2.6 m de profondeur. Fin février, aucun niveau d'eau n'a été relevé dans les sondages.

En octobre et novembre 2023, une campagne de sondages complémentaire a été menée pour le même projet, permettant d'observer successivement : des formations de recouvrement sur une épaisseur de 0.9 à 1.4 m puis un granite peu altéré à compact. Au moment des reconnaissances, aucune présence d'eau n'a été observée dans les sondages.

7.6. Données géologiques

D'après la carte géologique PLABENNEC au 1/50000 et les deux études citées précédemment, les formations devant être rencontrées sont en principe les suivantes, de haut en bas :

- ↳ Formations limono-végétales de couverture et/ou remblais d'aménagements généraux,
- ↳ Substratum granitique plus ou moins altéré en tête.

7.7. Risque « argile »

Selon le site www.georisques.gouv.fr, le terrain présente une exposition faible au retrait-gonflement des argiles.

7.8. Inondabilité

D'après le même site internet, la zone n'est pas sujette aux inondations de cave, ni aux débordements de nappe.

Des informations précises sur le risque d'inondabilité peuvent être fournies dans les documents d'urbanisme (P.L.U.) et dépendent des travaux de protection réalisés, donc susceptibles de varier dans le temps. S'agissant de données d'aménagement hydraulique et non de données hydrogéologiques, elles ne font pas partie de notre mission d'étude.

7.9. Risque sismique

7.9.1. Réglementation

- ↳ Décret n°2010-1254 du 22 octobre 2010, relatif à la prévention du risque sismique.
- ↳ Décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010, portant sur la délimitation des zones de sismicité du territoire français.
- ↳ Arrêté du 22 octobre 2010, relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal ».
- ↳ EUROCODE 8 (NF EN 1998) : calcul des structures pour leur résistance aux séismes.

7.9.2. Zonage

Selon le décret précité, le site est en zone 2 de sismicité faible. De ce fait, l'analyse de la liquéfaction n'est pas requise.

8. Résultats des investigations

8.1. Structure géologique

8.1.1. Analyse des résultats

Les sondages de reconnaissance ont permis d'observer successivement les faciès suivants :

- R- **Terre végétale** limoneuse et limono-sableuse, brune, sur une épaisseur variant de 0.2 à 0.4 m au droit des sondages SP1, SP1bis, SP2, SP4, SP5, PM6 et PM7.

Enrobé sur 5 et 7 cm puis **couche de forme** sablo-graveleuse (principalement de type 0/31.5 mm), gris-beige à gris-marron, jusqu'à une profondeur variant de 0.1 à 0.5 m en SP3, SC104 et RF105 à RF107.

Remblais hétérogènes, limoneux à gravelo-sableux avec radicelles, cailloux plus ou moins friables, blocs et déchets divers, de teintes variables, gris clair-beige à marron-brun, sous des dalles de gravillons lavés en RF8, RF108 et RF109. Ils sont rencontrés jusqu'à 0.4 à 1.8 m suivant les sondages SP1 à SP3, SP5, PM6, PM7, RF8, SC104 et RF107 à RF109, et jusqu'à une profondeur supérieure à celles de RF105 et RF106. Un ouvrage béton se trouve a priori entre 3.2 et 3.5 m de profondeur en SC104.

De par leur origine et le caractère aménagé du site, l'épaisseur et la nature des remblais peuvent varier brutalement. Par ailleurs, certains de ces remblais s'apparentent à une arène remaniée. Une attention particulière devra donc être portée à l'ouverture des fouilles.

- A- **Arène** plus ou moins limoneuse et micacée avec cailloux de granite, beige-jaunâtre à gris-marron, jusqu'à une profondeur de 0.8 à 4.5 m au droit des sondages SP1, SP1bis, SP4, SP5 et SC104, et jusqu'à plus de 0.7 et 0.95 m en PM6 et RF107.
- G- **Granite** altéré à compact, se débitant en blocs, cailloux et arène avec la pelle mécanique, blanc-beige-gris à marron, broyé par la tarière, au-delà des refus obtenus à 1.4 et 1.5 m en SP1 et SP1bis et jusqu'à la base des sondages SP2 à SP5, PM7, RF8, SC104, RF108 et RF109. Au droit du sondage carotté SC104, le granite apparaît globalement fracturé (R.Q.D. de 30 et 38 %).

Les limites de ces faciès au droit des différents sondages sont estimées dans les tableaux page suivante.

Sondage (Cote N.G.F. de la tête)		SP1 (56.6)	SP1bis (56.6)	SP2 (56.5)	SP3 (58.6)	SP4 (57.0)	SP5 (57.5)	PM6 (56.6)	PM7 (55.9)	RF8 (56.9)
Faciès supposé		Profondeur de la base (m) (Cote N.G.F. correspondante)								
R	Recouvrement	0.7 (55.9)	0.7 (55.9)	1.0 (55.5)	1.8 (56.8)	0.3 (56.7)	1.0 (56.5)	0.4 (56.2)	0.5 (55.4)	0.85 (56.0)
A	Arène	1.5 (55.1)	1.4 (55.2)	-	-	0.8 (56.2)	2.1 (55.4)	> 0.7 (< 55.9)	-	-
G	Granite	Au-delà						Non reconnu	Au-delà	

Pour une meilleure analyse, il a été établi ci-après une classification des formations rencontrées en fonction des valeurs de résistance dynamique (q_d) et des sondages de reconnaissance :

Sondage <i>(Cote N.G.F. de la tête)</i>		PDB101 <i>(56.3)</i>	PDB102 <i>(57.2)</i>	PDB103 <i>(56.0)</i>	SC104 <i>(59.8)</i>	RF105 <i>(58.3)</i>	RF106 <i>(59.8)</i>	RF107 <i>(57.5)</i>	RF108 <i>(57.0)</i>	RF109 <i>(56.9)</i>
Faciès supposé		Profondeur de la base (m) <i>(Cote N.G.F. correspondante)</i>								
R	Recouvrement <i>q_d hétérogène</i>	1.0 <i>(55.3)</i>	1.1 <i>(56.1)</i>	0.4 <i>(55.6)</i>	3.5 <i>(56.3)</i>	> 1.2 <i>(< 57.1)</i>	> 2.65 <i>(< 57.2)</i>	0.5 <i>(57.0)</i>	1.1 <i>(55.9)</i>	1.0 <i>(55.9)</i>
A	Arène <i>4 ≤ q_d ≤ 14 MPa</i>	-	-	-	4.5 <i>(55.3)</i>	Non reconnu		> 0.95 <i>(< 56.6)</i>	-	-
G	Granite <i>q_d ≥ 15 MPa</i>	Au-delà						Non reconnu	Au-delà	

On rappellera que les sondages pénétrométriques PDB101 à PDB103 sont de type « aveugle » car ne permettant pas une identification visuelle des sols traversés. La nature et la profondeur des faciès rencontrés au droit de ces sondages ne sont donc qu'une supposition établie par analyse des diagrammes pénétrométriques et des données géologiques du site.

8.1.2. Observation

Sans proposer de zonage précis, on note que les remblais sont rencontrés sur une épaisseur importante au Sud-Ouest du site, notamment sur le parvis de la résidence de Kernatous.

8.2. Données pressiométriques

Les caractéristiques mesurées des couches ou faciès décrits sont synthétisées dans le tableau suivant à partir des résultats obtenus :

Faciès géologique		Pressiomètre Ménard							
		Nombre d'essais	Module pressiométrique E_M (MPa)			Pression limite p_l^* (MPa)			
			min	max	moyenne harmonique	min	max	moy	écart type
R	Recouvrement	1	4.4		-	0.34		-	-
A	Arène	3	8.6	10.8	9.6	0.81	1.00	0.89	0.10
G	Granite	5	49.2	225.8	80.1	2.83	> 4.85	-	-

8.3. Essais en laboratoire

Les caractéristiques mesurées sur un des échantillons de sol prélevés sont synthétisées dans le tableau suivant :

Nature	Sondage	Profondeur (m)	Degré d'acidité selon Baumann (mL/kg)	Sulfates (mg(SO ₄)/kg)
Arène	SC104	3.5 à 3.8	< 1.0	618

D'après ces résultats et la norme FD P 18-011, l'échantillon analysé ne constitue pas un environnement chimiquement agressif.

8.4. Hydrogéologie

8.4.1. Perméabilité

L'essai d'eau réalisé permet d'estimer la perméabilité du faciès ci-dessous :

Sondage	Profondeur (m)	Nature géologique	Nature de l'essai	Coefficients de perméabilité k (m/s)
PM6	0.5 à 0.7	Arène	Porchet	3.8×10^{-5}

Il est rappelé qu'il s'agit d'un essai ponctuel mesurant la perméabilité en petit. Ce test reflète néanmoins une **arène moyennement perméable**.

Nota : pour rappel, il n'a pas été possible d'effectuer un essai de perméabilité dans le sondage PM7, en raison de la présence de blocs dans les remblais et de la compacité du granite sous-jacent. La perméabilité du granite est généralement faible mais dépend de son degré de fracturation.

8.4.2. Piézométrie

Fin 2023, un niveau d'eau non stabilisé a été relevé dans le sondage SP5 à 0.9 m de profondeur, soit à 56.6 N.G.F., les autres sondages étant restés secs au moment des reconnaissances.

En décembre 2024 et janvier 2025, les sondages au pénétromètre PDB101 à PDB103, le piézomètre PZ104 et les fouilles à la pelle mécanique RF105 à RF109 sont tous restés secs.

Le 6 février 2025, le piézomètre est à nouveau resté sec lors d'un relevé.

Les relevés, ponctuels dans le temps, ne permettent pas de préciser les variations à long terme. Le régime hydrogéologique (débit et niveau) peut varier en fonction de la saison et de la pluviosité.

Pour plus de précision et pour prendre en compte ce risque, il est prévu de suivre jusqu'au mois de juliet 2025 le niveau de la nappe dans le piézomètre PZ104 laissé sur place. Pour l'efficacité de ce relevé périodique, il conviendra de le comparer à un historique, s'il existe ; pour cela le relevé sera effectué en même temps que celui d'un piézomètre connu, proche, implanté dans le même contexte géologique, et relevé depuis plusieurs années. Il pourra également être comparé aux données pluviométriques communiquées par Météo France. Par cette méthode, le temps nécessaire aux relevés pourrait être plus court et plus sûr.

8.5. Sismique

8.5.1. Données parasismiques réglementaires

Le tableau ci-dessous reprend les principales données parasismiques déduites des reconnaissances effectuées, présentées dans les paragraphes précédents, et des éléments du projet :

Zone de sismicité cantonale - décret octobre 2010	2
Accélération maximale de référence pour le sol de classe A : a_{gR} (m/s ²)	0.7
Classe de sol	A
Paramètre de sol : S	1.0
Coefficient d'amplification topographique : S_T	1.0
Catégorie d'importance du bâtiment - arrêté du 22 octobre 2010	III
Coefficient d'importance : γ_I	1.2

8.5.2. Incidence du risque sismique

Compte tenu de la zone sismique concernée et de la catégorie d'importance de la construction envisagée, la réglementation parasismique doit être prise en compte dans le dimensionnement des structures.

L'application des règles parasismiques amène à prendre en compte les principes généraux suivants :

- ✍ Système de fondation homogène sous un même corps de bâtiment, à moins de délimiter des parties par des joints parasismiques.
- ✍ Éviter les fondations isolées, les semelles filantes à maille fermée régulière étant considérées comme le mode le mieux adapté. Dans le cas d'un sol de catégorie A au sens de l'aléa sismique, celui-ci peut être considéré comme assurant la liaison entre des fondations isolées.
- ✍ Ne pas fonder les constructions "à cheval" sur deux ou plusieurs types de sol de caractéristiques géotechniques très différentes, ou sur des discontinuités naturelles du sol : fractures, ressauts, brusques changements de pente, etc.
- ✍ Pour un même corps d'ouvrage avoir un niveau identique de fondation. En cas de niveaux enterrés ou de vide sanitaire, les prévoir sur toute l'emprise de la construction ou, à défaut, sur une partie séparée par un joint parasismique. Si la stratification des couches géologiques est inclinée, la totalité des fondations doit descendre dans un niveau de sols identiques, éventuellement avec décrochements de niveaux bas.
- ✍ Éviter impérativement toute accumulation d'eau de ruissellement autour de la construction (drainage périphérique efficace avec des regards de visite à prévoir) ou tenir compte des poussées hydrodynamiques dans la conception des murs enterrés.

8.6. Existants et mitoyens

Les fouilles à la pelle mécanique RF8 et RF105 à RF109, terrassées au pied de chaque mitoyen, ont permis les observations suivantes :

Sondage	Ouvrage reconnu	Type de fondation	Débord / élévation	Profondeur d'assise / terrain actuel	Nature du sol d'assise
RF8	Kernatous Façade Sud-Est	Semelle en béton	0.1 m à partir de 0.75 m	> 0.95 m (soit < 55.95 N.G.F.)	Granite altéré
RF105	Lescao Pignon Sud-Est	Semelle en béton supposée	0.33 m à partir de 1.2 m	> 1.2 m (soit < 57.1 N.G.F.)	Non reconnue
RF106	Kernatous Soutènement escalier	Semelle en béton supposée	> 0.5 m à partir de 2.65 m	> 2.65 m (soit < 57.15 N.G.F.)	Non reconnue
RF107	Lescao Pignon Sud-Est	Semelle en béton	0.27 m à partir de 0.42 m	0.9 m (soit 56.6 N.G.F.)	Arène limoneuse
RF108	Kernatous Pignon Nord-Ouest	Semelle en béton	0.31 m à partir de 1.06 m	> 1.1 m (soit < 55.9 N.G.F.)	Granite altéré
RF109	Kernatous Façade Sud-Est	Semelle en béton	0.24 m à partir de 1.05 m	1.25 m (soit 55.65 N.G.F.)	Granite altéré

Au droit des fouilles RF8, RF105, RF106 et RF108, plusieurs réseaux en service ont été rencontrés à proximité des fondations. De ce fait, il n'a pas été possible de reconnaître en totalité les fondations des ouvrages.

Les photographies et les coupes schématiques des fouilles sont présentées en annexe 2.

9. Récapitulatif des données principales du site

L'enquête documentaire, la visite du site et l'analyse des résultats des sondages et essais, font ressortir les points essentiels suivants à prendre en compte pour conduire les choix d'adaptation :

- ↪ L'emprise étudiée présente une pente générale orientée vers le Nord-Est.
Elle est mitoyenne des résidences de Kernatous et de Lescao, construites sur plusieurs niveaux et fondées superficiellement dans l'arène ou le granite, d'après les reconnaissances effectuées.
- ↪ Les horizons de recouvrement (terre végétale et remblais), impropres à recevoir toute fondation de structure ou dallage, ont des épaisseurs variables, comprises entre 0.3 et 3.5 m au droit des sondages.
- ↪ Le granite sous-jacent est localement arénisé en tête, avec des caractéristiques mécaniques globalement moyennes.
- ↪ Au-delà de 0.4 à 4.5 m de profondeur, le granite devient altéré à compact avec des caractéristiques mécaniques bonnes à élevées. Il est potentiellement difficile à terrasser.
- ↪ Le piézomètre installé sur place est resté sec en janvier et février 2025 lors des relevés. Seul un niveau d'eau non stabilisé a été relevé à 0.9 m de profondeur (56.6 N.G.F.) dans un des sondages, lors des investigations entre octobre 2023 et janvier 2025.

CONCEPTION DES OUVRAGES GÉOTECHNIQUES

10. Description du projet

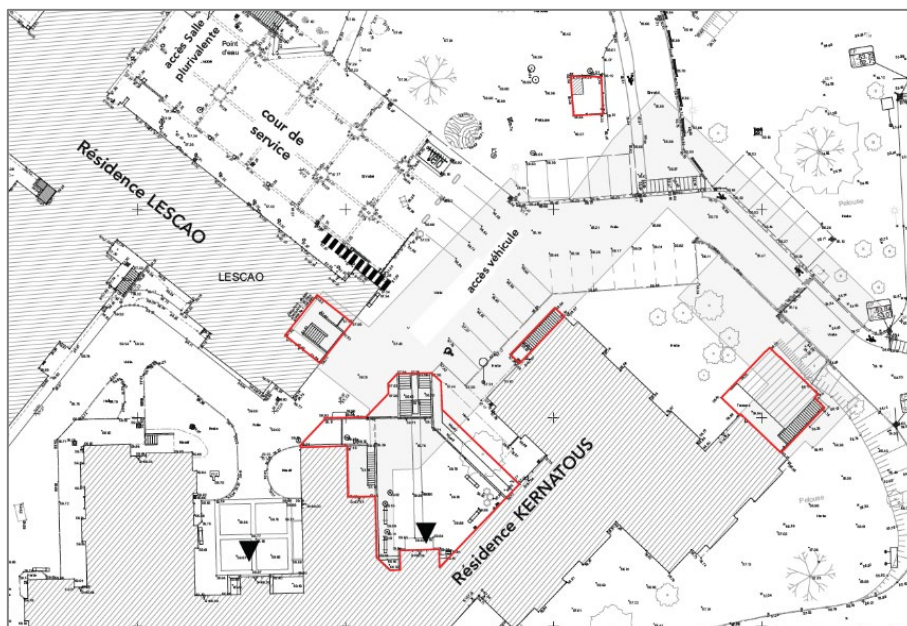
D'après les documents communiqués, le projet prévoit la démolition de plusieurs ouvrages puis la construction d'un nouveau bâtiment reliant les résidences de Lescao et de Kernatous. Ses caractéristiques principales sont résumées dans le tableau ci-après :

Zone	Résidence	Locaux techniques (CTA, TGBT, sous-station, ...)
Implantation	Majorité de l'emprise étudiée	Nord-Est
Classe de l'ouvrage	S4	
Catégorie de bâtiment (EN 1991-1-1)	A	
Catégorie d'importance sismique (Arrêté du 22/10/2010)	III	
Emprise approximative	1000 m ²	150 m ²
Type de fondations prévu	Superficiel (semelles isolées ou filantes)	
Nombre de niveaux	2 à 4 (R+1 à R+3)	3 (R+1 sur sous-sol)
Nature du niveau bas	Plancher porté sur vide sanitaire (h = 0.6 et 1.8 m)	Dallage sur terre-plein
Altimétrie du rez-de-chaussée haut	60.04 N.G.F.	
Altimétrie du rez-de-chaussée bas	57.07 N.G.F.	
Altimétries du vide sanitaire	54.9 et 56.1 N.G.F.	-
Altimétrie du sous-sol	-	54.7 N.G.F.
Altimétrie supposée de la plate-forme de travail	-	54.5 N.G.F.
Altimétries du terrain actuel	55.1 à 59.8 N.G.F.	53.8 à 56.9 N.G.F.
Terrassements prévisibles estimés	- 4.9 m / - 0.2 m	- 2.4 m / + 0.7 m

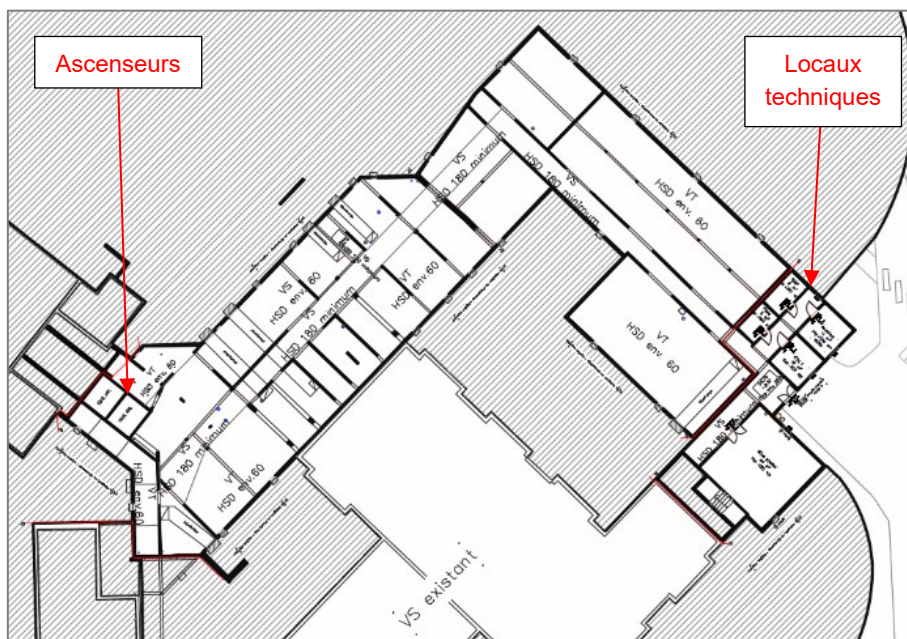
Deux ascenseurs seront également créés au voisinage immédiat de la résidence de Lescao, impliquant la réalisation de fosses dont la partie supérieure du radier se trouvera vers 55.3 N.G.F., d'après une des coupes communiquées.

Le vide sanitaire de 1.8 m de hauteur correspond à une galerie d'environ 1.8 m de largeur, permettant de circuler sous le bâtiment (cf. plan ci-après).

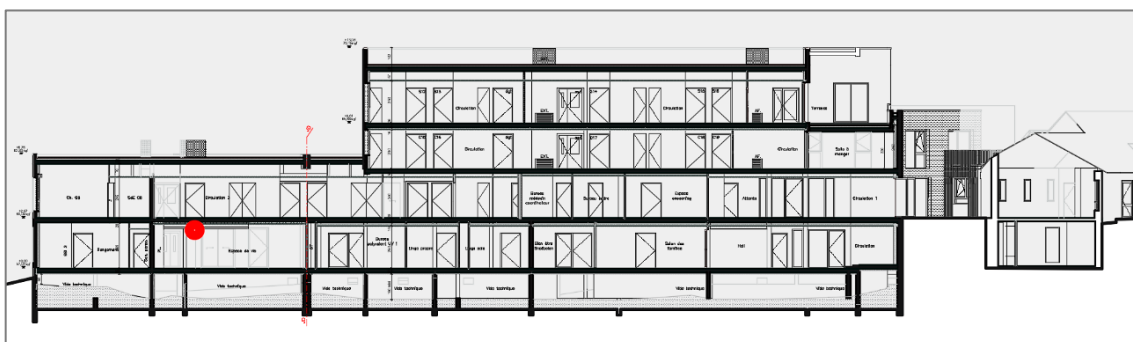
Les locaux techniques seront enterrés de 0 à 1.5 m de profondeur environ par rapport au terrain fini.



Plan de l'existant faisant apparaître les zones à démolir, en rouge (source : ENO)



Plan des vides sanitaires et des locaux techniques (source : ENO)

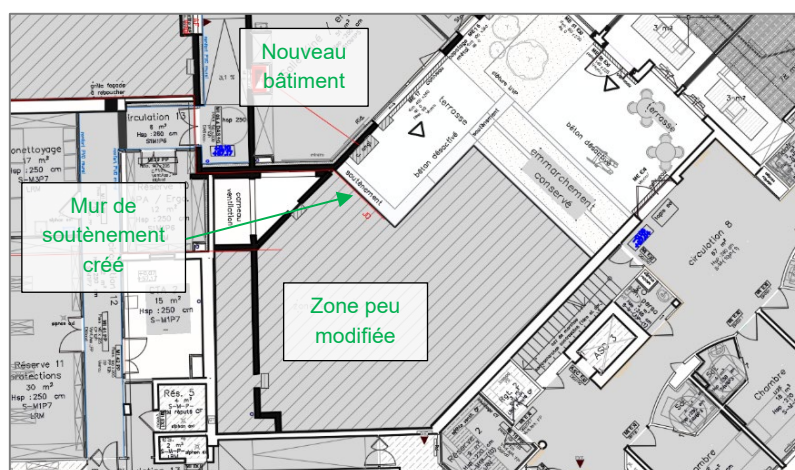


Coupe Nord-Est/Sud-Ouest du projet



Coupe Sud-Ouest/Nord-Est du projet (locaux techniques)

La partie Nord du parvis de la résidence de Kernatous fera l'objet de travaux de réaménagement. Le double escalier actuel et la rampe d'accès seront démolis (cf. plan page précédente). A la place, un mur de soutènement sera créé dans le but d'aménager une terrasse en aval. La structure d'emmarchement actuelle sera conservée en grande partie.



Plan d'aménagement du parvis de la résidence de Kernatous

11. Situations, états limites et combinaisons d'actions

11.1. Fondations superficielles

Les sollicitations communiquées par SOBRETEC (annexe 5) ont été exploitées par **KORNOG géotechnique**, en intégrant le poids des fondations y compris celui du gros béton éventuel, pour des situations de projet durables et transitoires en considérant les états-limites et combinaisons d'actions associées suivantes :

$$\text{E.L.U. fondamental : } E_d = \gamma_{G,sup} G_{k,sup} + \gamma_{Q;1} Q_{k;1}$$

$$\text{E.L.S. caractéristique : } E_d = G_{k,sup} + Q_{k;1}$$

$$\text{E.L.S. quasi-permanent : } E_d = G_{k,sup} + \psi_{2,1} Q_{k;1}$$

Avec :

$G_{k,sup}$: valeur caractéristique de l'action permanente défavorable (charge permanente)

$Q_{k;1}$: valeur caractéristique de l'action variable dominante (charge d'exploitation)

$\gamma_{G,sup}$: facteur partiel pour l'action permanente défavorable. Dans le cas présent, $\gamma_{G,sup} = 1.35$

$\gamma_{Q;1}$: facteur partiel pour l'action variable dominante. Dans le cas présent, $\gamma_{Q;1} = 1.5$

$\psi_{2,1}$ associé à $Q_{k;1}$ est égal à 0.3 pour un ouvrage de catégorie A

Les résultats des différentes combinaisons, obtenus pour chacune des fondations, sont précisés en annexe 6.

Des notes de calculs détaillées devront être impérativement être établies en phase EXE à partir des descentes de charges réelles du projet, pour des situations de projet durables et transitoires, y compris sismique.

11.2. Dallage des locaux techniques

Aucune sollicitation ne nous a été communiquée.

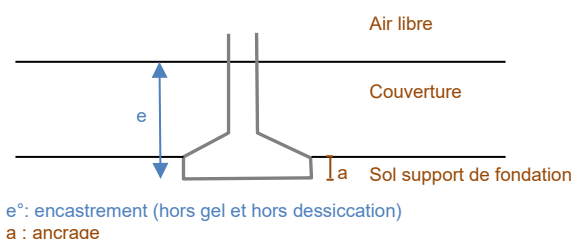
Il est estimé par **KORNOG géotechnique**, sous toutes réserves, une surcharge sur dallage de 5 kPa.

Des notes de calculs devront impérativement être établies en phase EXE à partir des surcharges réelles.

12. Justification des fondations superficielles

Il est envisagé de fonder le futur bâtiment par semelles filantes ou isolées, éventuellement sur substitution en gros béton, ancrées d'au moins **0.3 m** dans le **granite**.

Une **hauteur minimale d'encastrement de 0.5 m** est à respecter vis-à-vis du terrain fini extérieur et intérieur (vide sanitaire).



A titre indicatif, pour respecter ces paramètres en considérant les niveaux bas projetés et les altimétries de vides sanitaires, il faut s'attendre aux profondeurs suivantes (ancrage compris) au droit de chaque sondage.

Les profondeurs et cotes données devront être adaptées pour respecter la **règle des 3 de base pour 2 de hauteur** entre arêtes de fondations existantes et projetées.

Sondage (Altitude N.G.F. de la tête)	SP1 (56.6)	SP2 (56.5)	SP3 (58.6)	SP4 (57.0)	PM7 (55.9)	PDB101 (56.3)	PDB102 (57.2)	PDB103 (56.0)	SC104 (59.8)
Profondeur (m) par rapport au niveau du terrain actuel	1.8	2.3	3.0	1.4	1.5	1.3	1.6	0.7	4.8
Cote N.G.F. d'assise de la fondation	54.8	54.2	55.6	55.6	54.4	55.0	55.6	55.3	55.0
Cote N.G.F. du rez-de-chaussée bas projeté	57.1								
Profondeur (m) par rapport au rez-de-chaussée bas	2.3	2.9	1.5	1.5	2.7	2.1	1.5	1.8	2.1
Cote N.G.F. du vide sanitaire ou du sous-sol	56.1	54.7	56.1		54.9	56.1			
Profondeur (m) par rapport à la base du vide sanitaire ou au sous-sol projeté	1.3	0.5	0.5	0.5	0.5	1.1	0.5	0.8	1.1

La largeur ne sera pas inférieure à 0.4 m pour des semelles filantes et 0.7 m pour des fondations ponctuelles (semelles, massifs), même si la contrainte admissible n'est pas atteinte dans ce cas, ceci pour des raisons de bonne exécution.

12.1. Méthode et paramètres de dimensionnement

12.1.1. Méthodologie

La justification est faite conformément à l'Eurocode 7 et à la norme d'application NF P 94-261, en utilisant la méthode pressiométrique, suivant l'approche de calcul 2 (soit A1, M1 et R2).

12.1.2. Paramètres de dimensionnement

Le modèle géologique et les caractéristiques mécaniques des sols retenus sont donnés dans le tableau ci-après.

Il convient de rappeler que des variations horizontales et/ou verticales inhérentes au passage d'un faciès à un autre sont toujours possibles mais difficiles à détecter en sondage. **De ce fait, les caractéristiques gardent un caractère représentatif, mais jamais absolu.**

N°	Cote du toit N.G.F. ⁽¹⁾	Pressiomètre				Catégorie de sol	Courbe k _p	k _p x Ple* ⁽²⁾ (kPa)
		P _r * (MPa)	E _M (MPa)	α	E _s (MPa)			
R	56.1	-	-	-	-	Sol intermédiaire : Argiles et limons	-	-
A	55.3	0.8 ⁽³⁾	9 ⁽³⁾	1/2	18	Sol intermédiaire : Argiles et limons	Q1/Q2	-
G	55.1	2.8 ⁽³⁾	50 ⁽³⁾	1/2	100	Roche altérée à fragmentée	Q7/Q8	1380

⁽¹⁾ : Profil établi depuis la plate-forme de travail dominante (vide sanitaire à 56.1 N.G.F.) en considérant l'altimétrie du toit de chaque couche la plus défavorable relevée au droit des sondages.

⁽²⁾ : Valeur limitée à 1380 kPa, correspondant à une contrainte admissible de 500 kPa aux E.L.S. et de 820 kPa aux E.L.U., pour tenir compte de l'influence de la variabilité des dimensions des fondations, de l'encastrement équivalent et des conditions de réalisation des fondations.

⁽³⁾ : Ces valeurs retenues pour les calculs ne doivent pas faire oublier les valeurs plus élevées mesurées, dans le choix d'engins de terrassement.

12.2. États limites de capacité portante à l'E.L.U. fondamental et aux E.L.S.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$V_d - A \cdot q_0 \leq R_{v,d}$$

Avec :

V_d : valeur de calcul de la charge verticale transmise par une fondation superficielle au terrain

A : surface totale de la base de la fondation superficielle

q_0 : contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin des travaux à la base de la fondation superficielle en l'absence de celle-ci

$R_{v;d}$: valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle déterminée à partir de la relation suivante :

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

Où :

A' : surface effective de la fondation

$\gamma_{R;v}$: facteur partiel indépendant de la méthode de calcul. A l'E.L.U. en situations durables et transitoires $\gamma_{R;v} = 1.4$. A l'E.L.S., $\gamma_{R;v} = 2.3$.

$\gamma_{R;d;v}$: coefficient de modèle égal à 1.2 avec la méthode pressiométrique

q_{net} : valeur de la contrainte associée à la résistance nette sous la fondation superficielle

Suivant la méthode pressiométrique :

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

Avec :

P_{le}^* : pression limite nette équivalente

k_p : facteur de portance pressiométrique

i_δ : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement δ

i_β : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente β

12.3. Vérification de l'excentrement du chargement à l'E.L.U. fondamental et aux E.L.S.

Sans objet.

Dans le cas des semelles isolées, aucun effort horizontal ne nous a été communiqué et la résultante des charges verticales est supposée centrée sur les fondations.

Dans le cas des semelles filantes, les éventuels moments liés à l'excentrement sont supposés équilibrés par la structure elle-même (plancher, longrine de redressement, ...) afin de se ramener à une contrainte uniforme sous fondation.

12.4. Vérification vis-à-vis du glissement

Sans objet. Aucun effort horizontal ne nous a été communiqué.

12.5. Tassements

12.5.1. Tassements sous fondation à l'E.L.S. quasi-permanent

Les tassements théoriques ont été calculés selon les formules pressiométriques classiques. Ils sont compris entre 0.2 et 0.3 cm.

Les résultats correspondants sont joints en annexe 6.

12.5.2. Tassements sous dallage (locaux techniques)

Pour les terrassements envisagés (remblaiements limités à 0.7 m) et les surcharges estimées (5 kPa), les tassements sous le dallage des locaux techniques seront acceptables (≤ 0.2 cm).

12.5.3. Tassements totaux

Pour les locaux techniques, d'après les résultats des § 12.5.1 et 12.5.2, les tassements totaux théoriques cumulés sous structure et dallage atteindront l'ordre du demi-centimètre.

12.6. Résultats récapitulatifs

Après vérification, pour les hypothèses considérées, les fondations étudiées sont justifiées vis-à-vis de la portance à l'E.L.U. fondamental et aux E.L.S.

Les tassements totaux théoriques sous dallage et/ou fondations sont inférieurs ou égaux au demi-centimètre.

Les notes de calculs correspondantes sont jointes en annexe 6.

13. Protection des ouvrages enterrés vis-à-vis de l'eau

Il a été dit précédemment qu'un niveau d'eau non stabilisé avait été relevé dans le sondage SP5 (hors emprise) à 0.9 m de profondeur par rapport au terrain actuel, soit à 56.6 N.G.F., fin octobre 2023. Tous les autres sondages sont restés secs au moment des reconnaissances, entre octobre 2023 et janvier 2025, ainsi que le piézomètre PZ104 lors des relevés en janvier et février 2025.

Le risque de remontée intermittente de la nappe sera précisé à l'issue du suivi piézométrique qu'il est prévu de poursuivre jusqu'en juillet 2025 dans le piézomètre laissé sur place.

En première approche, compte tenu de la destination des murs enterrés (locaux techniques : murs de catégorie 2), de leur caractère partiellement enterré et sous réserve de la possibilité de rejeter les eaux collectées vers le réseau Eaux Pluviales **OU** de réinfiltrer les eaux collectées sur le site (dispositif devant faire l'objet d'une étude), la **solution suivante est envisageable** pour se prémunir contre l'action de l'eau :

- ↳ **Drainage périphérique** réalisé selon les Règles de l'Art, associé à un revêtement extérieur adhérent à la maçonnerie (voir DTU 20.1).

Les drainages seront raccordés à une évacuation adaptée (gravitaire ou pompe de relevage).

Le maître d'ouvrage devra accepter les sujétions d'entretien et de maintenance associées à ces dispositifs.

Une étude hydrogéologique devra être réalisée afin de préciser, entre autres, le débit d'exhaure nécessaire au dimensionnement du dispositif.

Les fosses des ascenseurs seront conçues en **cuvelage avec revêtement d'étanchéité** (sous-types F et H du DTU 14.1) sur toute leur hauteur enterrée.

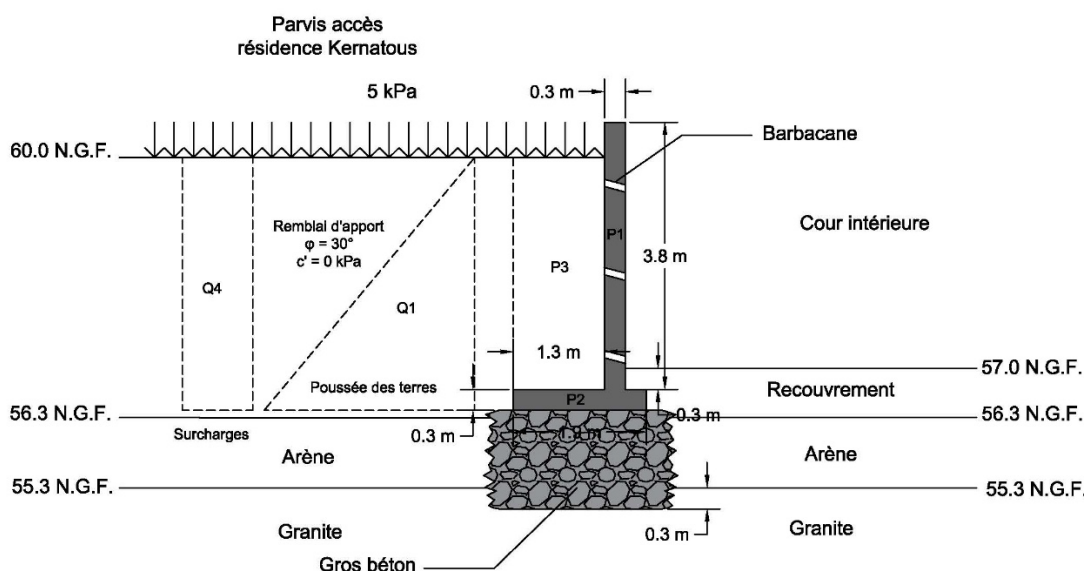
14. Mur en L – Aménagement extérieur

Compte tenu de la topographie du site, vis-à-vis de la cote du rez-de-chaussée bas du projet, il est envisagé la réalisation d'un soutènement de type mur en L, dans l'angle Sud-Ouest, dans l'emprise du parvis de l'accès principal à la résidence de Kernatous.

14.1. Caractéristiques de l'ouvrage

Il est envisagé de fonder cet ouvrage dans le granite, éventuellement sur une substitution en gros béton, en respectant un ancrage d'au moins 0.3 m au sein de cet horizon. Par ailleurs, une hauteur minimale d'encastrement de 0.5 m sera à respecter vis-à-vis du terrain fini en aval du mur.

La coupe type considérée dans la suite du rapport est la suivante.



Un système de drainage devra être prévu pour éviter toute accumulation d'eau à l'arrière du mur. Il sera constitué de barbacanes, de drains routiers à cunette, de matériaux drainants et de géotextiles anti-contaminants associés à des regards de visite afin de contrôler tout au long de la vie de l'ouvrage le bon fonctionnement du système.

Les matériaux seront choisis de sorte qu'ils évitent tout risque de colmatage du système drainant.

Un contrôle régulier des regards de visite et des barbacanes devra être effectué tout au long de la vie de l'ouvrage.

Les matériaux d'apport pour remblaiement à l'arrière du mur seront drainants, de type sable ou graves compactées.

14.2. Justification – Méthodologie

La justification des ouvrages, de catégorie géotechnique 2, est faite conformément à la norme d'application NF P 94-281. Elle comprend les étapes suivantes :

E.L.U.

- Stabilité générale de type GEO : en l'absence de pente significative à proximité de l'ouvrage, cette vérification n'est pas nécessaire,
- **Portance (poinçonnement et limitation de l'excentrement) (GEO),**
- **Glissement sur la base (GEO),**
- **Renversement (GEO),**
- *Stabilité interne (STR), non traitée.*

E.L.S.

- **Limitation de la charge transmise au sol par le mur de soutènement et limitation de l'excentrement (GEO).**

Ces vérifications sont faites en utilisant l'approche de calcul 2, au moyen du module Mur cantilever du logiciel GEO5 2024.

14.3. Paramètres de dimensionnement

14.3.1. Données géotechniques

Les caractéristiques mécaniques des sols retenus sont données dans le tableau ci-après.

Il convient de rappeler que des variations horizontales et/ou verticales inhérentes au passage d'un faciès à un autre sont toujours possibles mais difficiles à détecter en sondage. **De ce fait, les caractéristiques gardent un caractère représentatif, mais jamais absolu.**

Faciès	Cote du toit ⁽⁴⁾ (N.G.F.)	Pressiomètre			Catégorie de sol	Courbe k_p	$k_p \times P_{le}^*$ ⁽⁵⁾ (kPa)	γ (kN/m ³)	φ' (°)	c' (kPa)
		P_{I}^* (MPa)	E_M (MPa)	α						
Remblai d'apport <i>(à l'arrière du mur)</i>	60.0	-	-	-	-	-	-	20	30	0
Arène	56.3	0.8 ⁽⁶⁾	9 ⁽⁶⁾	1/2	Sol inter. : Argiles et limons	Q1/Q2	-	19	30	3
Granite <i>(Assise du mur)</i>	55.3	2.8 ⁽⁶⁾	50 ⁽⁶⁾	1/2	Roche altérée à fragmentée	Q7/Q8	1380	20	35	5

Avec :

γ : poids volumique apparent

φ' et c' : angle de frottement interne et cohésion effectifs issus d'estimations probables établies par corrélations entre faciès géologiques et caractéristiques mécaniques connues

⁽⁴⁾ : Profil associé au sondage SC104, compté depuis une cote moyenne du parvis à 60.0 N.G.F.

⁽⁵⁾ : Valeur limitée à 1380 kPa, correspondant à une contrainte admissible de 500 kPa aux E.L.S. et de 820 kPa aux E.L.U., pour tenir compte de l'influence de la variabilité des dimensions des fondations, de l'encastrement équivalent et des conditions de réalisation des fondations.

⁽⁶⁾ : Ces valeurs retenues pour les calculs ne doivent pas faire oublier les valeurs plus élevées mesurées, dans le choix d'engins de terrassement.

14.3.2. Données interaction sol/mur

Les hypothèses suivantes sont prises :

- ✓ Surface horizontale du sol ($\beta=0$),
- ✓ Paroi verticale ($\lambda=0$),
- ✓ Parement lisse,
- ✓ $K_0=1-\sin\phi$ (formule de Jacky).

K_a et K_p sont issus des tables de KERISEL & ABSI

Faciès	ϕ' (°)	$\delta a/\phi$	$\delta p/\phi$	K_a	$K_p^{(7)}$
Remblai d'apport	30	0	-2/3	0.33	-

⁽⁷⁾ : Dans la suite du rapport, la justification du mur est faite en négligeant la butée.

Avec :

δa et δp : Inclinaison de la poussée et de la butée.

14.3.3. Hydrogéologie

Il est fait l'hypothèse qu'un dispositif de drainage associé à des barabacanes sera mis en place à l'arrière du mur afin d'éviter toute accumulation d'eau. Il n'est donc pas pris en compte de niveau d'eau pour la justification de l'ouvrage.

14.3.4. Surcharges

Il est pris en compte une surcharge de 5 kPa (considérée comme une charge variable défavorable) s'appliquant sur une largeur semi-infinie depuis le nu extérieur du mur.

14.4. États limites de capacité portante à l'E.L.U. fondamental et aux E.L.S.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$V_d - A \cdot q_0 \leq R_{v;d}$$

Avec :

V_d : valeur de calcul de la charge verticale transmise par une fondation superficielle au terrain ;

A : surface totale de la base de la fondation superficielle ;

q_0 : contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin des travaux à la base de la fondation superficielle en l'absence de celle-ci ;

$R_{v;d}$: valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle déterminée à partir de la relation suivante :

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

Où :

A' : surface effective de la fondation ($A' = A$ sous charge verticale centrée) ;

$\gamma_{R;v}$: facteur partiel indépendant de la méthode de calcul. À l'E.L.U. en situations durables et transitoires, $\gamma_{R;v} = 1.4$. Aux E.L.S., $\gamma_{R;v} = 2.3$;

$\gamma_{R;d;v}$: coefficient de modèle égal à 1.0 avec la méthode pressiométrique ;

q_{net} : valeur de la contrainte associée à la résistance nette sous la fondation superficielle.

Suivant la méthode pressiométrique :

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

Avec :

P_{le}^* : pression limite nette équivalente ;

k_c : facteur de portance pressiométrique ;

i_δ : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement ;

i_β : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente β .

14.5. Vérification de l'excentrement à l'E.L.U. fondamental et aux E.L.S.

A l'E.L.U. fondamental, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$1 - \frac{2 \cdot e}{B} \geq \frac{1}{15} \text{ pour une semelle filante de largeur } B$$

A l'E.L.S. caractéristique et quasi-permanent, le critère suivant doit être vérifié :

$$1 - \frac{2 \cdot e}{B} \geq \frac{1}{2} \text{ pour une semelle filante de largeur } B$$

14.6. Vérification vis-à-vis du glissement à l'E.L.U. fondamental

La relation suivante doit être vérifiée :

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

Avec :

H_d : valeur de calcul de la composante horizontale (ou parallèle à la base de la fondation) ;

$R_{p;d}$: valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation à l'effet de H_d . Elle n'est pas prise en compte ;

$R_{h;d}$: valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain, donnée, en condition drainée, par :

$$R_{h;d} = \frac{V_d \cdot \tan(\delta_{a;k})}{\gamma_{R;h} \cdot \gamma_{R;d;h}}$$

Où :

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

$\gamma_{R;h}$: facteur partiel pour la résistance au glissement de la fondation superficielle. $\gamma_{R;h} = 1.1$;

$\gamma_{R;d;h}$: coefficient de modèle. $\gamma_{R;d;h} = 0.9$;

$\delta_{a;k}$: valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain. Avec l'approche de calcul 2, $\delta_{a;k} = \delta_{a;d}$ et $\delta_{a;d} = \varphi'_{crit}$ pour des fondations en béton coulées en place.

14.7. Vérification vis-à-vis du renversement à l'E.L.U. fondamental

L'inégalité ci-après doit être vérifiée :

$$\gamma_{S;d} \cdot M_{dst;k} \leq \frac{M_{stb;k}}{\gamma_{R;d}}$$

Avec :

$M_{stb,k}$: valeur caractéristique des moments stabilisateurs ;

$M_{dst,k}$: valeur caractéristique des moments déstabilisateurs ;

$\gamma_{R,d}$: valeur du coefficient partiel relatif aux résistances. $\gamma_{R,d} = 1.1$;

$\gamma_{S,d}$: valeur du coefficient partiel relatif aux actions. $\gamma_{S,d} = 1.35$.

14.8. Résultats récapitulatifs

Les résultats obtenus sont présentés dans les notes de calculs jointes en annexe 7.

15. Terrassements – Assise du dallage des locaux techniques

Nota : les indications des chapitres suivants, fournies en estimant des conditions normales d'exécution pendant les travaux, seront à adapter aux conditions réelles rencontrées : intempéries et niveau de nappe, matériels utilisés, provenance et qualité des matériaux, phasages, plannings et précautions particulières. Nous rappelons que **les conditions d'exécution sont absolument prépondérantes pour obtenir le résultat attendu**, qu'elles ne peuvent être définies précisément actuellement et que seules des orientations peuvent être retenues à ce stade de l'étude.

15.1. Traficabilité

Les formations limoneuses rencontrées en tête sont sensibles aux variations de teneur en eau et donc aux intempéries. Des précipitations même peu importantes produiront une diminution très nette de la portance pouvant conduire à l'interruption du chantier.

Une plate-forme de travail provisoire, constituée de matériaux d'apport sains, pourrait être nécessaire pour permettre la traficabilité des engins de chantier.

15.2. Terrassabilité des matériaux

Le projet comporte des déblais dans des remblais parfois très consistants et le granite, nécessitant d'utiliser des engins ou des procédés spéciaux (pelle puissante, dent de déroctage, brise-roche, ...), à l'exclusion d'explosifs.

Le granite a été rencontré à partir de 56.8 N.G.F. au droit des sondages. Il apparaît plutôt fracturé au droit du sondage carotté (R.Q.D. de 30 et 38 %), effectué dans une zone où les déblais s'avèrent importants. Il peut être classé en tant que roche de qualité « mauvaise ».

Sur ce site, le toit rocheux est irrégulier et présente des variations brutales en très peu de distance, entraînant des sujétions d'exécution.

15.3. Drainage en phase chantier

Les venues d'eau pouvant apparaître en cours de terrassement seront collectées en périphérie et évacuées en dehors des fouilles (captage).

Les plates-formes devront être protégées contre les arrivées d'eau locales, dressées de manière à éviter toute stagnation et permettre l'évacuation des eaux pluviales vers un exutoire.

15.4. Talus provisoires

En l'absence de venues d'eau, les talus provisoires des fouilles, hors mitoyenneté et charges en crête, jusqu'à 3 m de hauteur environ, pourront être dressés avec une pente de :

- 3 de base / 1 de hauteur (3H/1V) à 3H/2V au sein des horizons de recouvrement,
- 3H/2V à 1H/1V dans l'arène,
- 1H/1V à 1H/2V dans le granite, en fonction du pendage et de la fracturation du massif rocheux,

à adapter lors des terrassements si cela s'avère nécessaire.

A noter que des hétérogénéités, même de quelques mètres, peuvent être rencontrées au fur et à mesure de l'ouverture et provoquer des éboulements locaux. L'ensemble des talus devra être protégé des intempéries par des feuilles de polyane soigneusement fixées.

En présence d'eau, pour des hauteurs plus importantes ou pour des talus plus raides ou chargés en crête et/ou en mitoyenneté, un blindage provisoire ou un soutènement est à prévoir, suivant un prédimensionnement et un suivi géotechniques (mission spécifique dans ces cas).

15.5. Purges et préparation du fond de forme

Une fois les terrassements en déblai effectués, **la terre végétale et les remblais résiduels éventuels devront être entièrement décapés.**

Chaque arbre arraché laissera sur le site une excavation qu'il faudra impérativement purger, à combler ensuite par un matériau de substitution compacté avec soin.

Toute zone décomprimée fera l'objet d'un traitement spécifique, si elle doit recevoir un élément de l'ouvrage à porter (purge, compactage).

Selon le GTR, la mise en œuvre correcte de la couche de forme nécessite un fond de forme ayant un module E_{v2} de l'ordre de 15 à 20 MPa pour une couche de forme en matériaux granulaires. A cet effet, les travaux préparatoires consisteront à :

1°) Purger les éventuelles poches médiocres et les sols détériorés par les engins de terrassement ou par les eaux de pluie.

2°) Compacter la plate-forme à 95% de l'Optimum Proctor Normal (O.P.N.).

Cette opération ne sera réalisable dans les sols en place que si ces derniers présentent une teneur en eau voisine de l'O.P.N.

Dans le cas contraire (à la suite d'intempéries par exemple) et s'il est impossible d'attendre que le terrain s'assainisse, on devra envisager successivement :

- a) *un cloutage* par incorporation jusqu'à refus d'éléments roulés ou concassés type 100/300 mm,
- b) la mise en place d'un *géotextile non-tissé* et d'une *sous-couche* de 25 cm minimum en matériaux d'apports granulaires insensibles à l'eau.

Dans les secteurs où le fond de forme correspondra au granite, un simple cylindrage suffira.

15.6. Remblais

15.6.1. Remblais courants

L'épaisseur de chacune des couches mises en œuvre ne dépassera pas les valeurs limites indiquées dans les recommandations GTR, en tenant compte de la classe de sol et du type d'engin de compactage utilisé.

Un contrôle régulier au fur et à mesure de l'avancement du remblai sera nécessaire. Ce contrôle est à prévoir à chaque couche de matériaux mise en œuvre et compactée. Les critères de réception du remblai par essais à la plaque Ø 60 cm selon le mode opératoire du L.C.P.C. pourront être les suivants : $E_{v2} > 35$ à 40 MPa et $E_{v2}/E_{v1} < 2$.

Nous rappelons que **KORNOG géotechnique** est en mesure d'effectuer les planches d'essais et les contrôles de compactage, en contrôle intérieur pour le compte de l'entreprise, ou en contrôle extérieur pour le compte du maître d'ouvrage.

15.6.2. Remblais contigus

Ils seront constitués de matériaux granulaires ($D_{max} < 50\text{mm}$ et passant à $80\mu\text{m} < 12\%$), non évolutifs, non gonflants, insensibles à l'eau, non érodables et présentant des paramètres physico-chimiques non agressifs vis-à-vis du béton et des armatures.

Ils seront mis en œuvre conformément au GTR et au guide de remblayage des tranchées, en recherchant un objectif de compactage de type q3. Le compactage de ces matériaux sera réalisé au moyen de compacteurs légers. Les compacteurs de classe supérieure ou égale à 3 doivent évoluer à une distance de garde de 2 m des voiles des ouvrages et à une distance de 1 m du débord de la semelle dans le cas de soutènement.

Leur mise en œuvre sera accompagnée d'un dispositif de drainage comprenant à minima un drain de pied en relation avec un exutoire pérenne.

Ces remblais seront également soumis à un contrôle régulier au fur et à mesure de l'avancement du remblai. Néanmoins, selon les conditions d'accès, les contrôles continus par essais à la plaque pourraient être remplacés par des essais a posteriori de type pénétrodensitographe avec au minimum un contrôle à mi-hauteur et un contrôle final.

15.7. Couche de forme sous dallage

Une fois les terrassements précédents réalisés, la mise en œuvre du dallage sera précédée :

- de la réalisation d'une couche de forme en matériaux d'apport sains (D_2 , D_3 , R_{61} , ... selon le GTR), résistants (LA et $MDE < 45$) et insensibles à l'eau ($VBS \leq 0.1$), dont l'épaisseur dépendra des hypothèses considérées par le B.E. structure et de la qualité du fond de forme au moment du chantier ; au stade des données disponibles, on peut retenir pour un dallage faiblement chargé (≤ 5 kPa) un minimum de 30 à 50 cm suivant la nature du fond de forme (granite altéré / arène), voire une simple couche de réglage de 10 à 15 cm (granite compact).
- du contrôle de la qualité de la plate-forme ainsi obtenue ; on retiendra à titre indicatif pour un dallage faiblement chargé :
 - $E_{v2} \geq 50$ MPa
 - $E_{v2}/E_{v1} \leq 2.2$

KORNOG géotechnique peut réaliser ces essais de contrôle dans le cadre d'une mission spécifique.

Les épaisseurs ne sont données qu'à titre d'exemple. Les matériaux disponibles sur place peuvent conduire à des dimensionnements de structure très différents. Nous nous tenons à disposition pour en vérifier la définition et contrôler les possibilités.

En cas de conditions météorologiques défavorables, les valeurs intrinsèques des modules précédents ne seront retrouvées qu'après essorage et purges éventuelles des matériaux saturés ou décomprimés.

16. Risques résiduels

Un suivi piézométrique est en cours au droit du piézomètre PZ104 jusqu'en juillet 2025. Les dispositions considérées pour la protection des ouvrages enterrés vis-à-vis de l'eau seront éventuellement ajustées à l'issue de ce suivi.

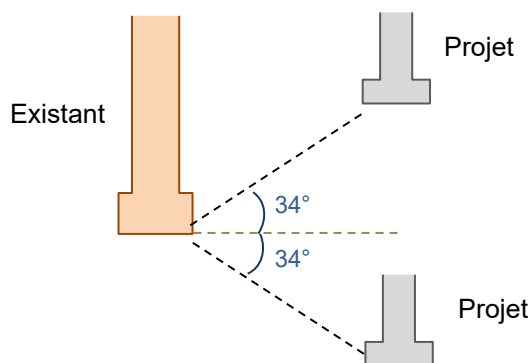
Une étude hydrogéologique devra être réalisée afin de préciser, entre autres, les niveaux d'eau caractéristiques et le débit d'exhaure nécessaires au dimensionnement du dispositif de drainage.

17. Dispositions constructives et précautions particulières

17.1. Mitoyenneté

La réalisation du projet actuel implique l'exécution de fondations et de terrassements au voisinage immédiat de constructions existantes dont les fondations ont été reconnues dans le cadre de cette étude. Les caractéristiques des fondations existantes, décrites au § 8.6 « *Existants et mitoyens* », devront être prises en compte pour la conception des fondations du projet situées à proximité.

Aux abords des mitoyens, les profondeurs des fondations du projet devront être adaptées, à moins de dispositions particulières, pour respecter la **règle des 3 de base pour 2 de hauteur** entre arêtes de fondations existantes et projetées.



Les nouvelles fondations situées le long des mitoyens devront être décalées vers l'intérieur du projet et la structure reprise en porte-à-faux par une longrine de redressement.

17.2. Structure

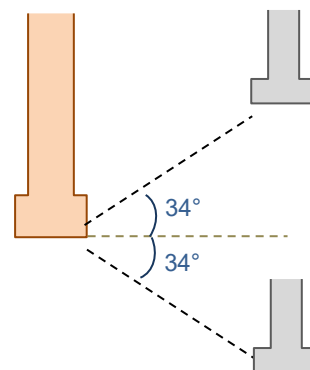
Un joint de type parasismique devra séparer le projet des constructions existantes.

17.3. Fondations superficielles

La mise hors gel des fondations sera à assurer par un encastrement suffisant (ici, 0.5 m au minimum) vis-à-vis du terrain fini intérieur (vide sanitaire) et extérieur.

Le site étant aménagé et la reconnaissance ayant mis en évidence des variations importantes de niveau du toit du sol de fondation, il faut s'attendre à des adaptations locales (surprofondeurs).

Des fondations établies à des niveaux différents, doivent respecter la règle des 3 de base pour 2 de hauteur entre arêtes de fondations, à moins de dispositions particulières.



Suivant la période de réalisation des travaux, la présence d'eau associée à des remblais bouillants pourra entraîner des sujétions de blindage de parois (busage) et de pompage pour épuisement des fouilles lors des travaux de fondation.

Les semelles doivent être coulées à pleine fouille impérativement et non coffrées sur une plateforme préterrassée ou reconstituée.

Afin d'éviter une décompression du sol de fondation, ce dernier devra être protégé immédiatement et au minimum par un béton de propreté. Tout sol mou ou décomprimé localement sera purgé et remplacé par un béton maigre ou similaire.

Le gros béton devra être coulé immédiatement à l'ouverture et à l'avancement des terrassements. Lors du bétonnage, il pourra être nécessaire en présence d'eau de prévoir un tube plongeur pour le coulage.

17.4. Risque radon

Nous rappelons que la commune est classée en catégorie 3 vis-à-vis de la concentration en radon. Des solutions existent pour réduire significativement la concentration en radon dans les bâtiments. Elles reposent sur deux types d'actions :

- ✎ Éliminer le radon présent dans le bâtiment en améliorant le renouvellement de l'air intérieur (renforcement de l'aération naturelle ou mise en place d'une ventilation mécanique adaptée).
- ✎ Limiter l'entrée du radon en renforçant l'étanchéité entre le sol et le bâtiment (colmatage des fissures et des passages de canalisations à l'aide de colles silicone ou de ciment, pose d'une membrane sur une couche de gravillons recouverte d'une dalle en béton, etc.). L'efficacité de ces mesures peut être renforcée par la mise en surpression de l'espace habité ou la mise en dépression des parties basses du bâtiment (sous-sol ou vide sanitaire lorsqu'ils existent), voire du sol lui-même.

17.5. Vestiges de construction

Les infrastructures enterrées à démolir (fondations, dallages, réseaux, ...) peuvent constituer, suivant leur nature et leur géométrie, une source d'instabilité des sols supports de fondations et de dallage.

Il conviendra de s'assurer de la bonne conduite des opérations de démolition qui devront comprendre la purge complète de ces ouvrages, si besoin à l'aide d'engins ou de procédés spécifiques (pelle puissante, brise-roche, ...), afin de ne pas créer de points durs sous l'ouvrage projeté.

Les zones de purges seront comblées avec un remblai d'apport (type GNT 0/100 mm par ex.) soigneusement compacté par couches d'épaisseur adaptée.

18. Aléas géotechniques et conditions contractuelles

Le présent rapport et ses annexes constituent un **tout indissociable**. La mauvaise utilisation qui pourrait en être faite suite à une communication ou une reproduction partielle ne saurait engager **KORNOG géotechnique**.

Les reconnaissances de sol procédant par sondages ponctuels, les résultats nécessairement extrapolés à l'ensemble du site laissent forcément des aléas (exemple : hétérogénéité locale), qui peuvent entraîner des **adaptations à l'exécution** qui ne sauraient être à la charge du géotechnicien.

Toutes **modifications** dans l'implantation, la conception, l'importance des constructions, les hypothèses prises en compte (voir chapitre « Présentation » du présent rapport) peuvent conduire à des remises en cause de nos prescriptions et conclusions. Une nouvelle mission devra alors être demandée à **KORNOG géotechnique**, pour réadapter ou valider par écrit le nouveau projet.

Tout **élément nouveau** mis en évidence lors de l'exécution des fondations et n'ayant pu être détecté au cours des reconnaissances de sol (exemples : dissolution, cavité, hétérogénéité localisée, venues d'eau, instabilité locale, etc.) doit nous être signalé, car pouvant rendre caduques certaines de nos recommandations.

Ce rapport vient terminer la phase PRO de la mission G2, confiée à **KORNOG géotechnique**. L'attention du Maître d'Ouvrage est attirée sur l'**enchaînement prévu ensuite par la norme NF P 94-500** : les phases DCE/ACT de la mission G2 puis les missions G3 (à charge de l'entreprise) et G4.

KORNOG géotechnique reste à l'entière disposition du Maître d'Ouvrage pour la réalisation de ces missions en phase de conception puis d'exécution.

Fait au FAOU

Le chargé d'affaire,

Florian LE BAQUER



ANNEXE 1 : MISSIONS GEOTECHNIQUES

DE LA NORME NF P 94-500 DE NOVEMBRE 2013

Tableau 1 – Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

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

Tableau 2 – Classification des missions types d'ingénierie géotechnique

<p>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.</p>
<p>ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)</p> <p>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 de son mandataire. Elle comprend deux phases :</p> <p><u>Phase étude de site (ES)</u></p> <p>Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire ou d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.</p> <ul style="list-style-type: none"> — 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. <p><u>Phase principes généraux de construction (PGC)</u></p> <p>Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire ou d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.</p> <ul style="list-style-type: none"> — 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 sol).
<p>ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)</p> <p>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 de son mandataire et réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases :</p> <p><u>Phase Avant-projet (AVP)</u></p> <p>Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.</p> <ul style="list-style-type: none"> — 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, fondations, pentes des talus, fondations, assises des dallages et voiries, amélioration de sol, dispositions générales vis-à-vis des nappes et 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. <p><u>Phase Projet (PRO)</u></p> <p>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.</p> <ul style="list-style-type: none"> — 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 des talus, fondations, assises des dallages et voiries, amélioration de sol, dispositions générales vis-à-vis des nappes et avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités. <p><u>Phase DCE/ACT</u></p> <p>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.</p> <ul style="list-style-type: none"> — Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel). — Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

Tableau 2 – Classification des missions types d'ingénierie géotechnique (suite)

ÉTAPE 3 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G4, distinctes et simultanées)

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXÉCUTION (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 des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasage 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).
- Etablir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO).

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXÉCUTION (G4)

Cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechnique d'exécution. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou de son mandataire et 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 l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3).
- Donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

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

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

ANNEXE 2 : SONDAGES ET ESSAIS IN SITU

6 forages de reconnaissance géologique à la tarière pour essais pressiométriques (SP) :

- ↗ coupe approximative des sols
- ↗ présence d'eau éventuelle (niveau non stabilisé)

et, pour chaque **essai pressiométrique** :

- ↗ module pressiométrique E_M (MPa)
- ↗ pression limite nette p_l^* (MPa)
- ↗ pression de fluage nette p_f^* (MPa)
- ↗ rapport E_M / p_l^*

2 sondages de reconnaissance géologique à la pelle mécanique (PM) :

- ↗ coupe détaillée des sols
- ↗ venue d'eau éventuelle

6 fouilles à la pelle mécanique pour reconnaissance de fondation (RF) :

- ↗ photographie de la fouille
- ↗ géométrie de la fondation existante
- ↗ coupe détaillée des sols
- ↗ venue d'eau éventuelle

3 sondages au pénétromètre dynamique lourd (PDB) :

- ↗ diagramme donnant, en fonction de la profondeur, la résistance dynamique R_d calculée selon la formule des Hollandais
- ↗ présence d'eau éventuelle (niveau non stabilisé)

1 sondage carotté (SC) :

- ↗ coupe détaillée des sols
- ↗ % de carottage et R.Q.D. (Rock Quality Designation)
- ↗ schéma du piézomètre mis en place (PZ)

Alt. (m)	Prof. (m)	Figuré	Description	Prof. (m)	EM (MPa)	PF* (MPa)	PL* (MPa)	EM/PL*	Niveaux d'eau (m)
56.5			Terre végétale limoneuse brune	0					
- 0.4			Remblai sablo-graveleux gris-marron avec blocs et quelques racinelles	0.5					
56	- 0.7		Arène limoneuse gris-marron légèrement micacée avec cailloux granitiques (refus sur granite compact à 1.5 m)	1	8.6	0.42	0.81	10.5	
55.5				1.5					
- 1.5				2					
55				2.5					
54.5				3					
54				3.5					
53.5				4					
53				4.5					
52.5				5					
52				5.5					
51.5				6					
51				6.5					
50.5									
50									

Alt. (m)	Prof. (m)	Figuré	Description	Prof. (m)	EM (MPa)	PF* (MPa)	PL* (MPa)	EM/PL*	Niveaux d'eau (m)
56.5			Terre végétale limoneuse brune	0					
- 0.4									
56			Remblai sablo-graveleux gris-marron avec radicelles	0.5					
- 0.7									
55.5			Arène limoneuse marron-gris légèrement micacée avec quelques cailloutis granitiques (refus tarière sur granite compact à 1.4 m)	1	10.8	0.47	1	10.8	
- 1.4									
55				1.5					
				2					
54.5									
54				2.5					
53.5				3					
53				3.5					
52.5				4					
52				4.5					
51.5				5					
51				5.5					
50.5				6					
50				6.5					

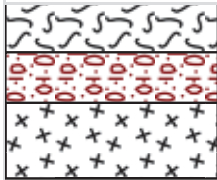
Alt. (m)	Prof. (m)	Figuré	Description	Prof. (m)	EM (MPa)	PF* (MPa)	PL* (MPa)	EM/PL*	Niveaux d'eau (m)
56.5			Terre végétale limoneuse brune	0					
56	0.4		Remblai limono-sableux marron avec quelques radicelles et cailloux granitiques	0.5					
55.5	1		Granite compact blanchâtre (refus tarière à 2.7 m)	1					
55				1.5	174.4	> 4.85	> 4.85	<36	
54.5				2					
54	2.7			2.5	225.8	> 4.83	> 4.83	<46.7	
53.5				3					
53				3.5					
52.5				4					
52				4.5					
51.5				5					
51				5.5					
50.5				6					
50				6.5					

Alt. (m)	Prof. (m)	Figuré	Description	Prof. (m)	EM (MPa)	PF* (MPa)	PL* (MPa)	EM/PL*	Niveaux d'eau (m)
58.5			Enrobé puis couche de forme sablo-graveleuse gris-marron	0					
58	0.5		Remblai sableux marron-gris avec cailloux et blocs	0.5					
57.5	1		Remblai limono-sableux marron avec quelques cailloux	1					
57	1.8		Granite altéré beige-gris	1.5	4.4	0.15	0.34	12.8	
56.5			Granite altéré beige-gris	2					
56	2.9		Granite altéré grisâtre	2.5	61.3	1.49	2.9	21.1	
55.5			Granite altéré grisâtre	3					
55	4.5		Granite compact ocre-gris (refus tarière à 4.7 m)	3.5	64	2.28	4.67	13.7	
54.5	4.7			4					
54				4.5					
53.5				5					
53				5.5					
52.5				6					
52				6.5					

Alt. (m)	Prof. (m)	Figuré	Description	Prof. (m)	EM (MPa)	PF* (MPa)	PL* (MPa)	EM/PL*	Niveaux d'eau (m)
57			Terre végétale limoneuse brune	0					
- 0.3									
56.5			Arène limoneuse marron clair-gris légèrement micacée	0.5					
- 0.8									
56			Granite altéré beige-gris	1	49.2	1.44	2.83	17.4	
- 1.4									
55.5			Granite compact gris clair (refus tarière à 1.7 m)	1.5					
- 1.7									
55				2					
54.5				2.5					
54				3					
53.5				3.5					
53				4					
52.5				4.5					
52				5					
51.5				5.5					
51				6					
50.5				6.5					

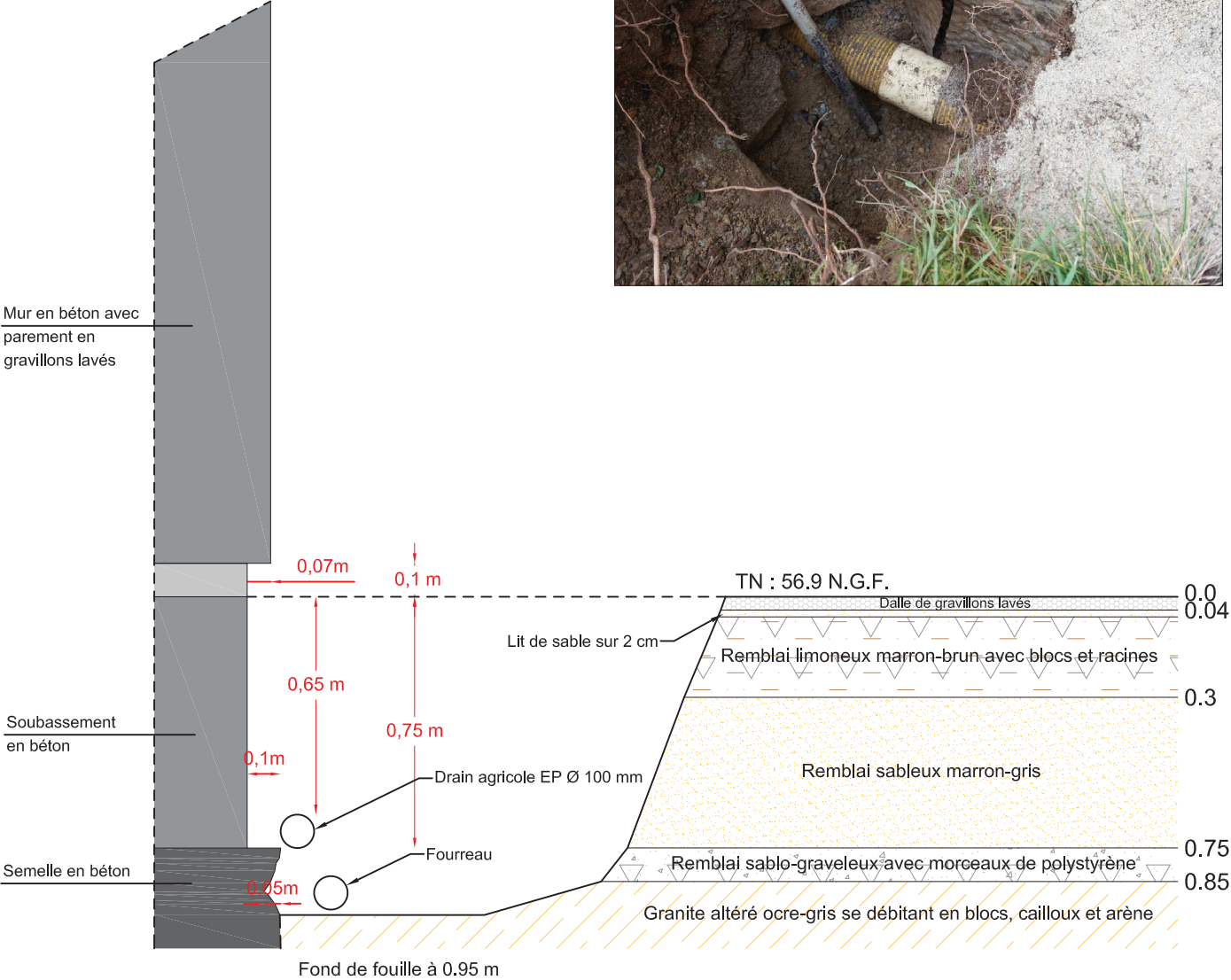
Alt. (m)	Prof. (m)	Figuré	Description	Prof. (m)	EM (MPa)	PF* (MPa)	PL* (MPa)	EM/PL*	Niveaux d'eau (m)
57.5			Terre végétale limono-sableuse brune	0					
57	0.4		Remblai limono-sableux marron-gris avec cailloutis (échantillon humide)	0.5					
56.5	1		Arène légèrement limoneuse et micacée gris-ocre avec quelques cailloux granitiques (échantillon humide)	1					
56				1.5	9.6	0.41	0.86	11.2	
55.5	2.1			2					
55			Granite altéré à compact (échantillon humide ; refus tarière à 3.1 m)	2.5					
54.5	3.1			3					
54				3.5					
53.5				4					
53				4.5					
52.5				5					
52				5.5					
51.5				6					
51				6.5					

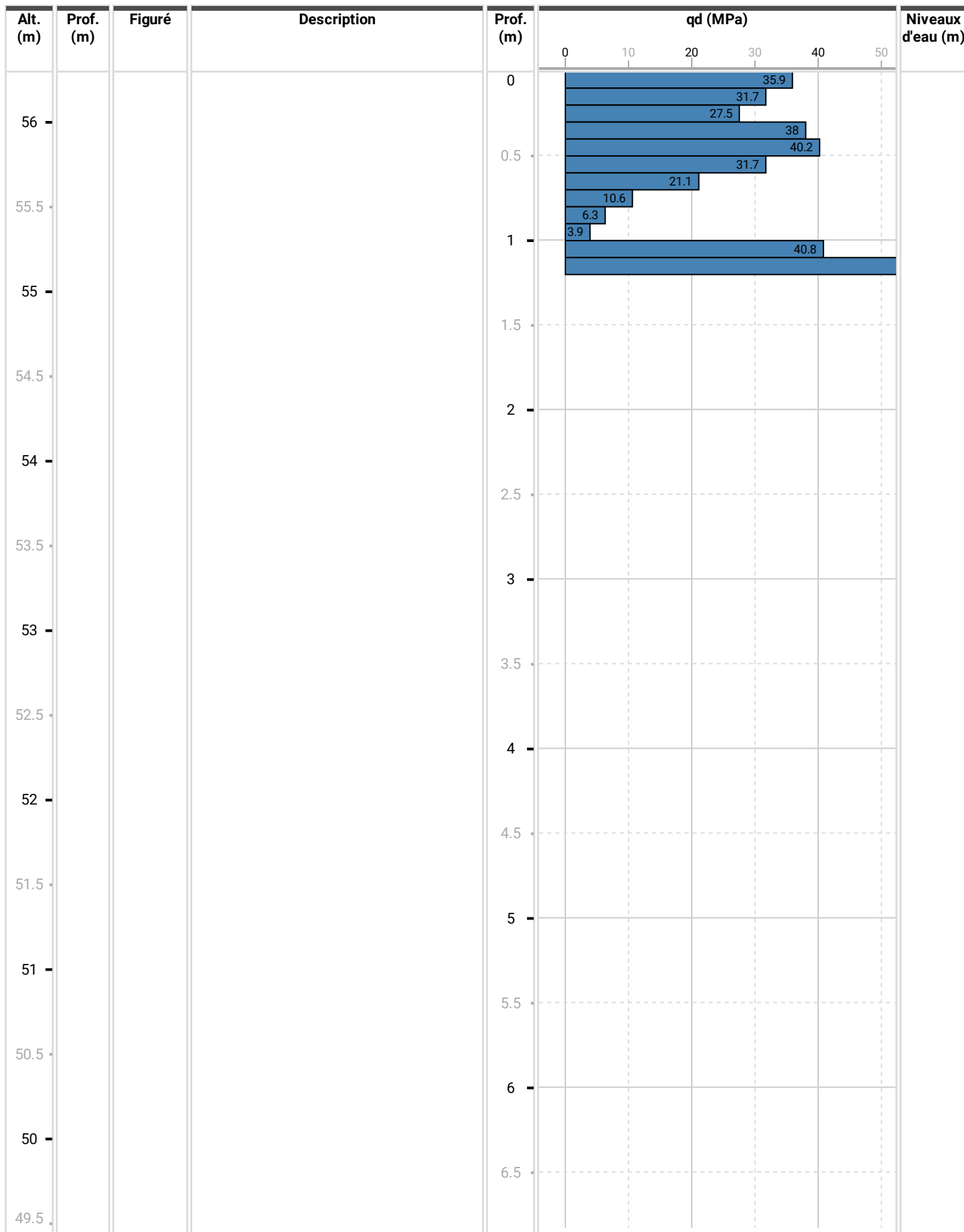
25/10/2023
0.9

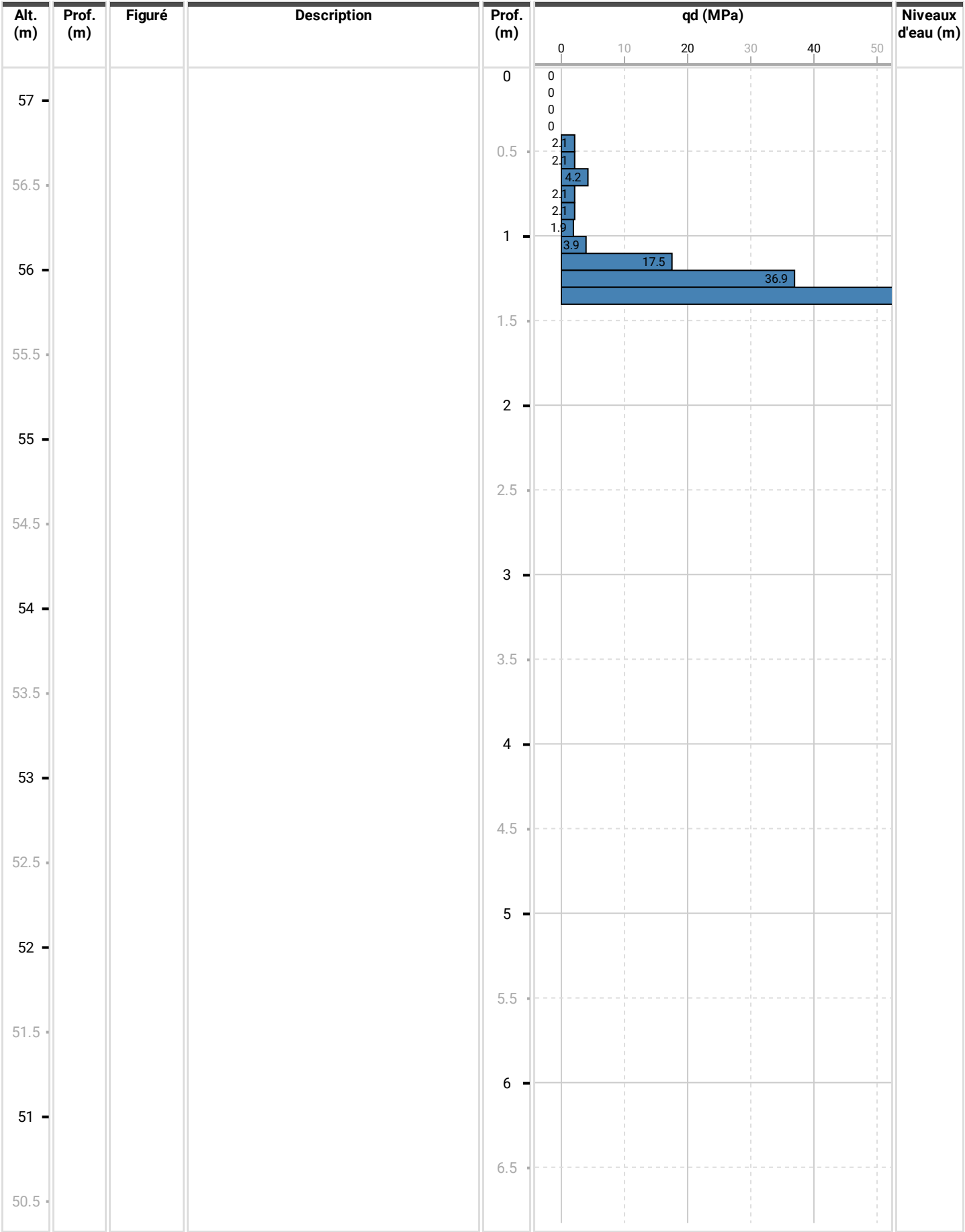
Alt. (m)	Prof. (m)	Figuré	Prof. (m)	Description	Niveaux d'eau (m)
56.5	- 0.2		0	Terre végétale limono-sableuse brune	
	- 0.4			Remblai sablo-graveleux marron-gris avec morceaux de plastique et de ferraille	
56	- 0.7		0.5	Arène beige-jaunâtre	
			1		
55.5			1.5		
55			2		
54.5			2.5		
54			3		
53.5			3.5		
53			4		
52.5			4.5		
52			5		
51.5			5.5		
51			6		
50.5			6.5		
50					

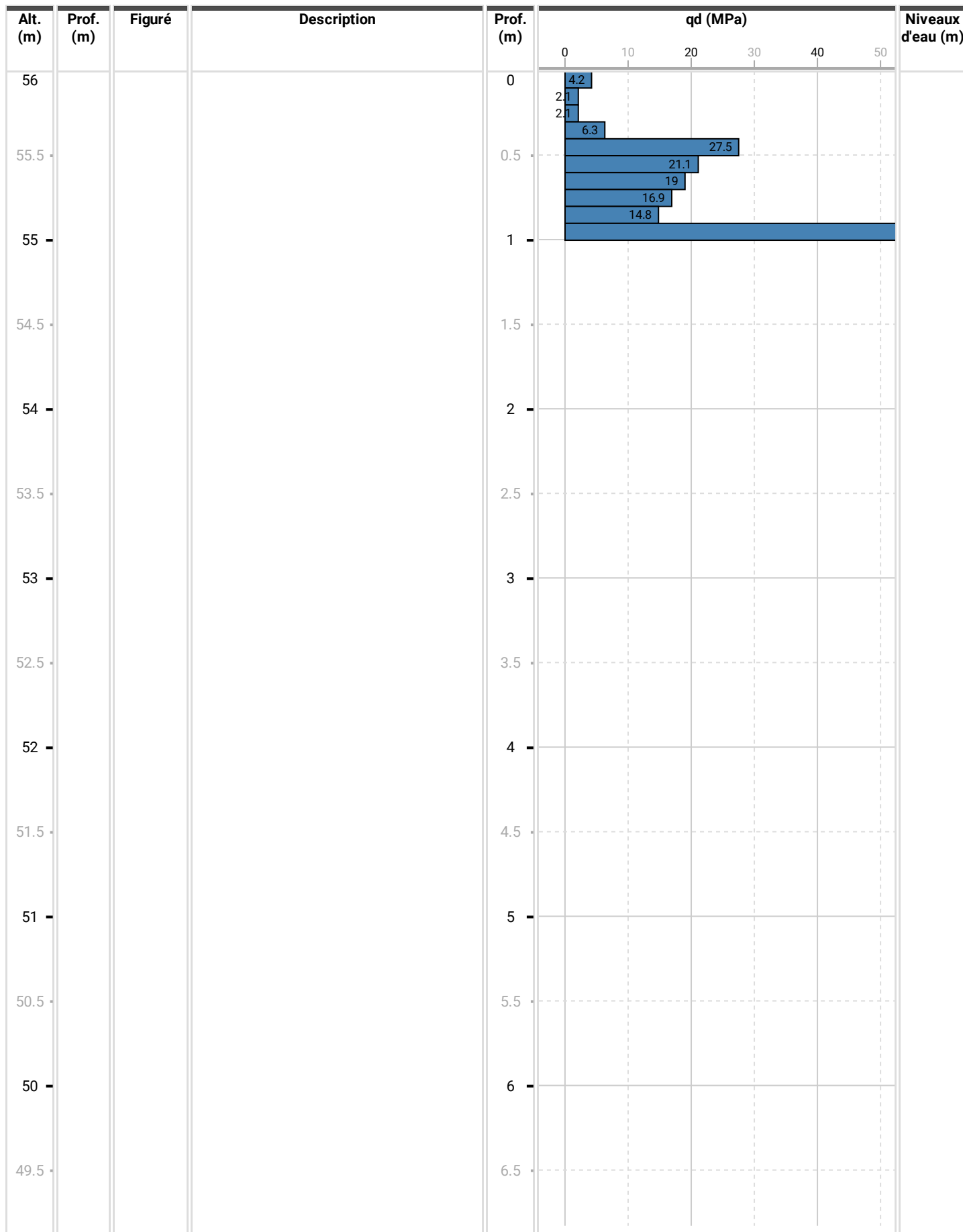
Alt. (m)	Prof. (m)	Figuré	Prof. (m)	Description	Niveaux d'eau (m)
			0	Terre végétale limono-sableuse brune	
	0.2				
55.5				Remblai limono-sableux marron avec cailloux, blocs, morceaux de polystyrène et de ferraille	
	0.5		0.5		
	0.8			Granite altéré beige à marron se débitant en blocs (Dmax = 17 cm), cailloux et arène	
55			1		
54.5			1.5		
54			2		
53.5			2.5		
53			3		
52.5			3.5		
52			4		
51.5			4.5		
51			5		
50.5			5.5		
50			6		
49.5			6.5		

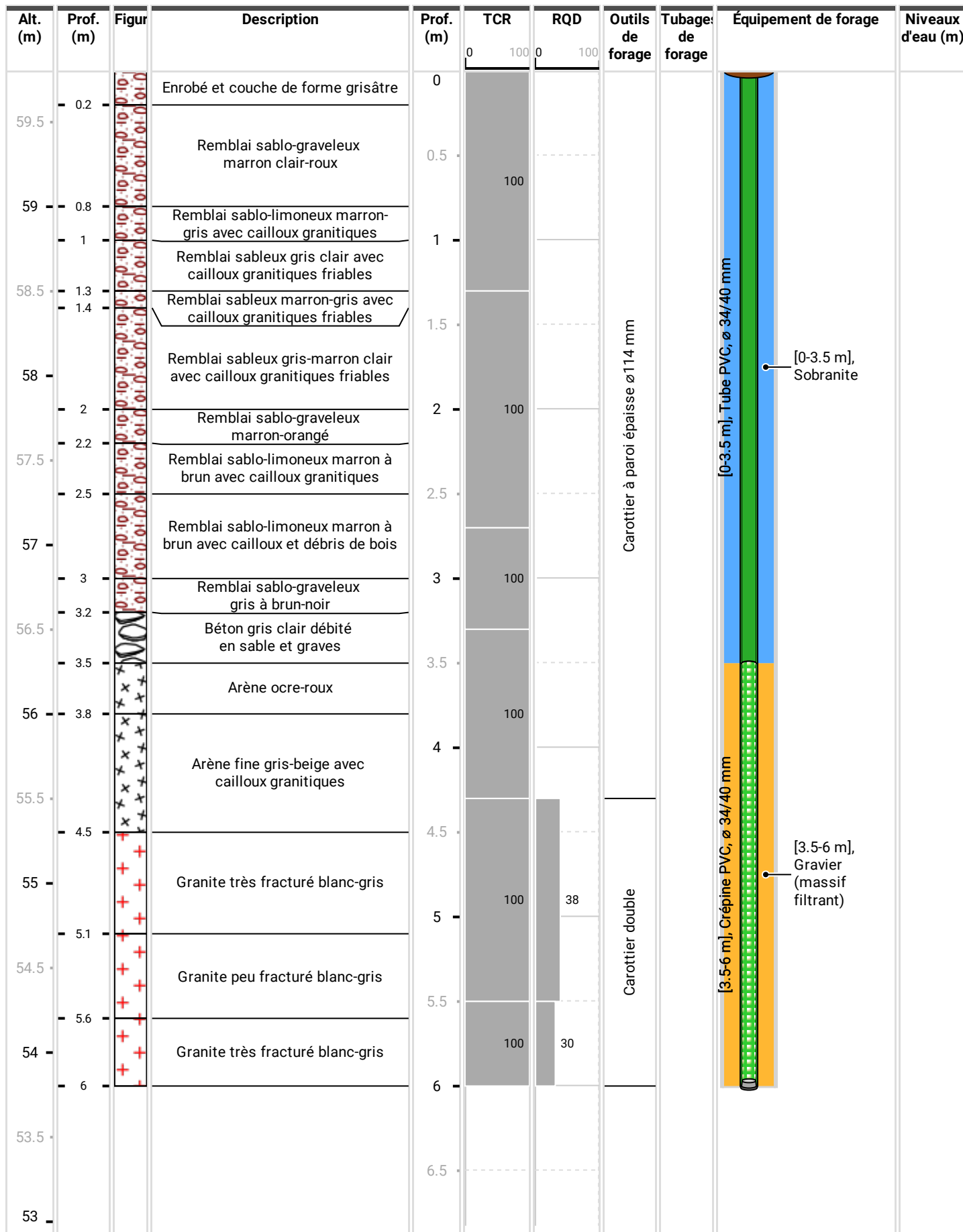
KORNOG géotechnique	SAINT RENAN (29) - Hôpital Le Jeune - Reconstruction de l'EHPAD RECONNAISSANCE DE FONDATION RF8	DOSSIER N° 230254G2AVP
		Dessinateur : B. BOUTIN le 16 / 11 / 2023
		Échelle : 1 / 20 (A4)



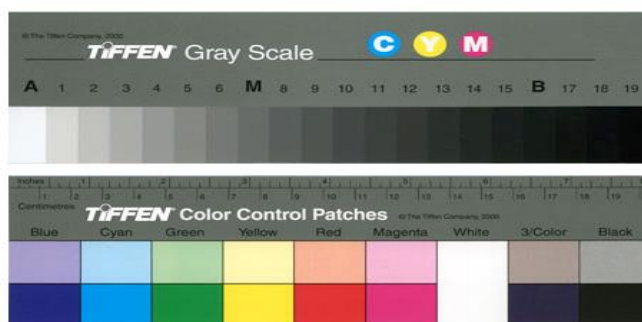






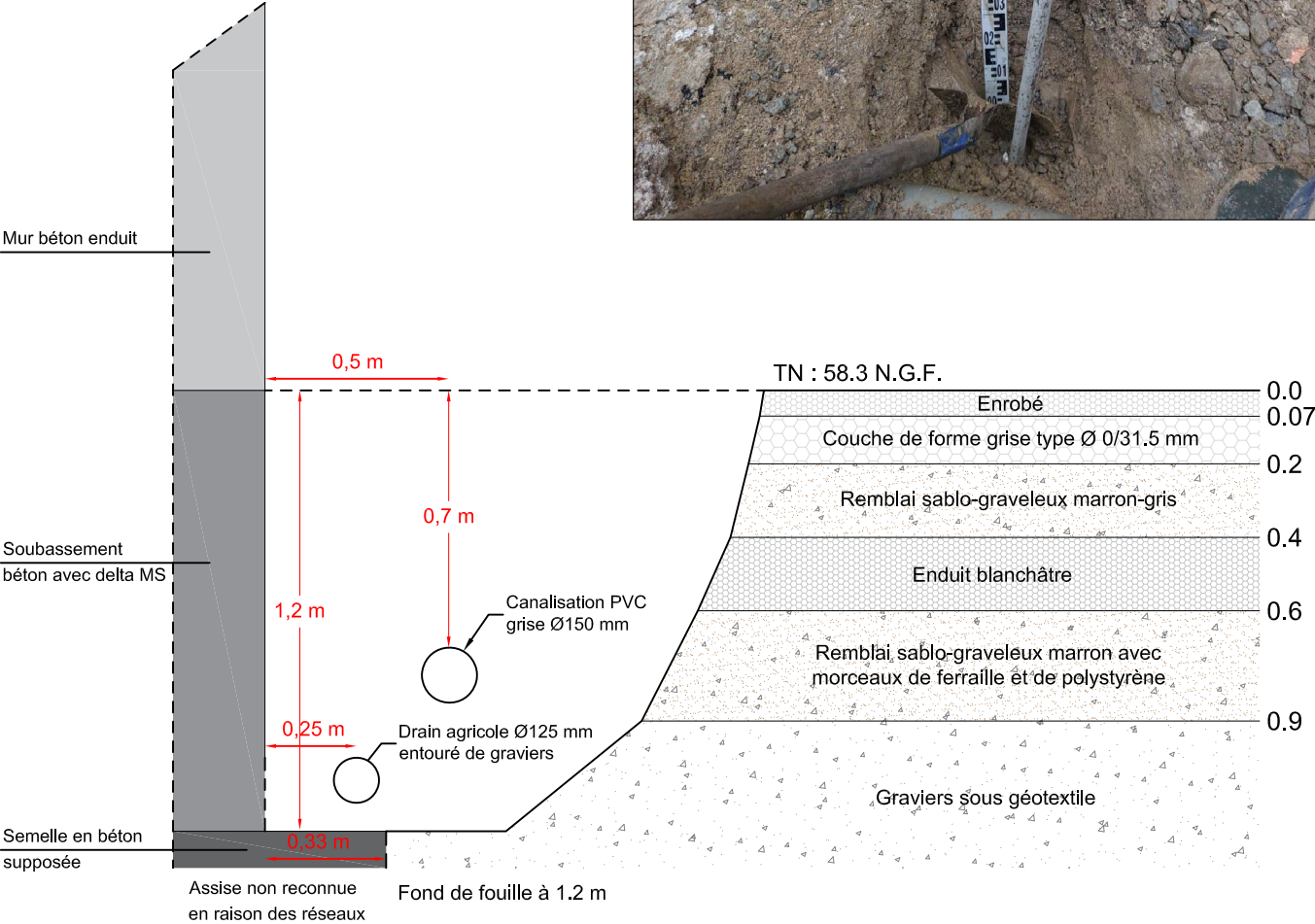


Hôpital Le Jeune - SAINT RENAN (29) - SC104 - 230254

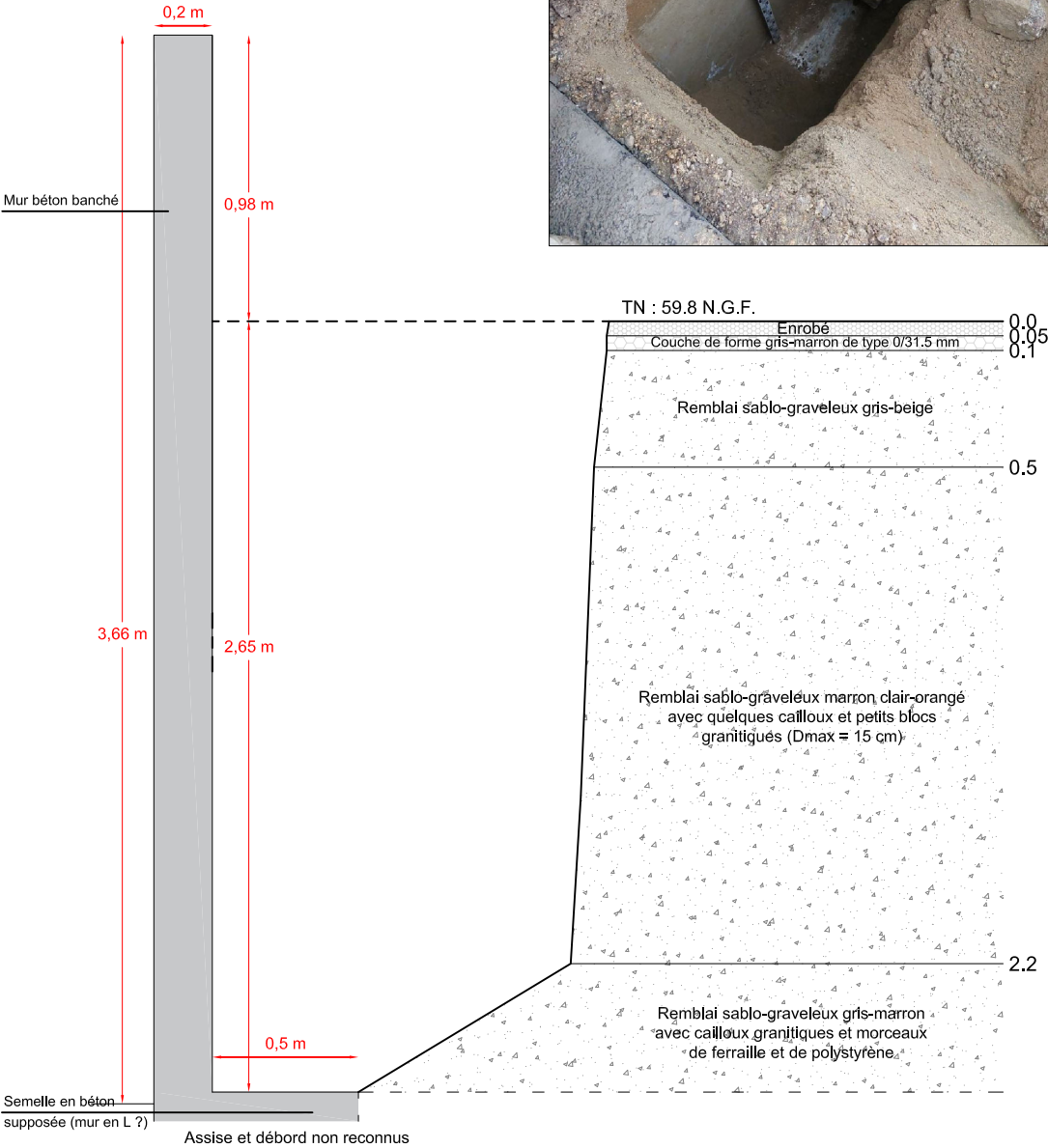


0,0 m		1,0 m
1,0 m		2,0 m
2,0 m		3,0 m
3,0 m		4,0 m
4,0 m		5,0 m
5,0 m		6,0 m

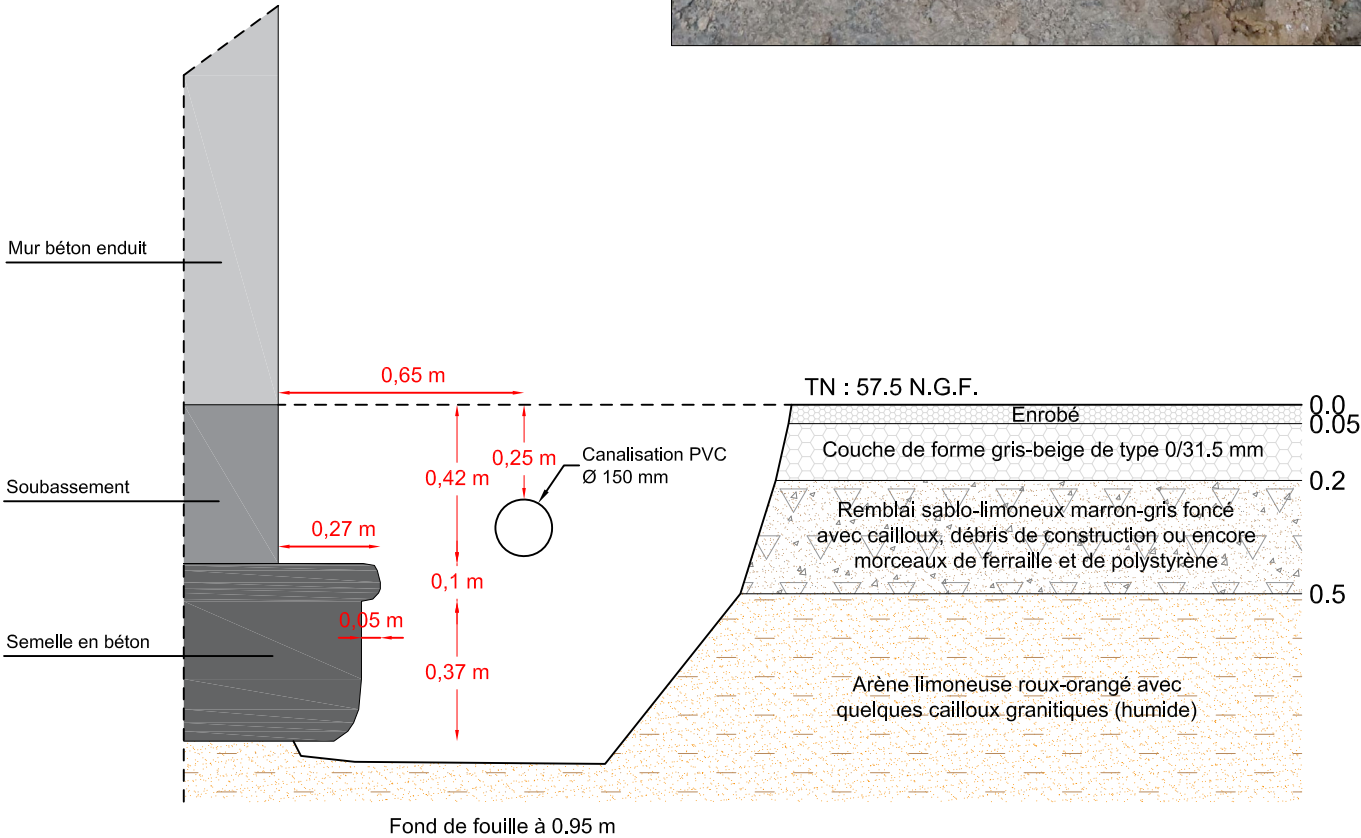
KORNOG géotechnique	SAINT RENAN (29) - Hôpital Le Jeune - Restructuration et extension de l'EHPAD RECONNAISSANCE DE FONDATION RF105	DOSSIER N° 230254G2PRO
CENTRE HOSPITALIER LE JEUNE		Dessinateur : B. BOUTIN le 14 / 01 / 2025
		Échelle : 1 / 20 (A4)



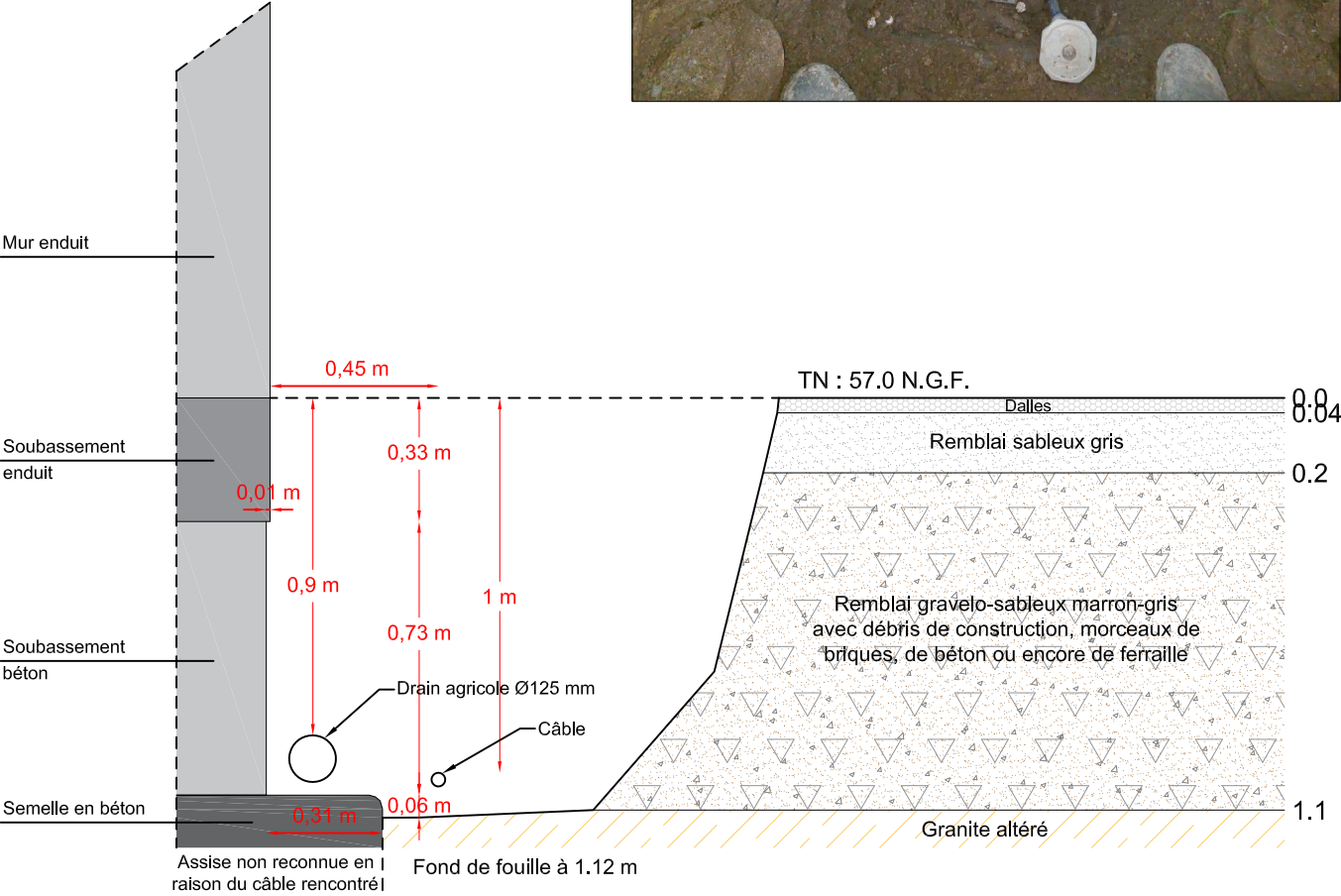
KORNOG géotechnique	SAINT RENAN (29) - Hôpital Le Jeune - Restructuration et extension de l'EHPAD RECONNAISSANCE DE FONDATION RF106	DOSSIER N° 23025462PRO
		Dessinateur : B. BOUTIN le 14 / 01 / 2025
		Échelle : 1 / 25 (A4)



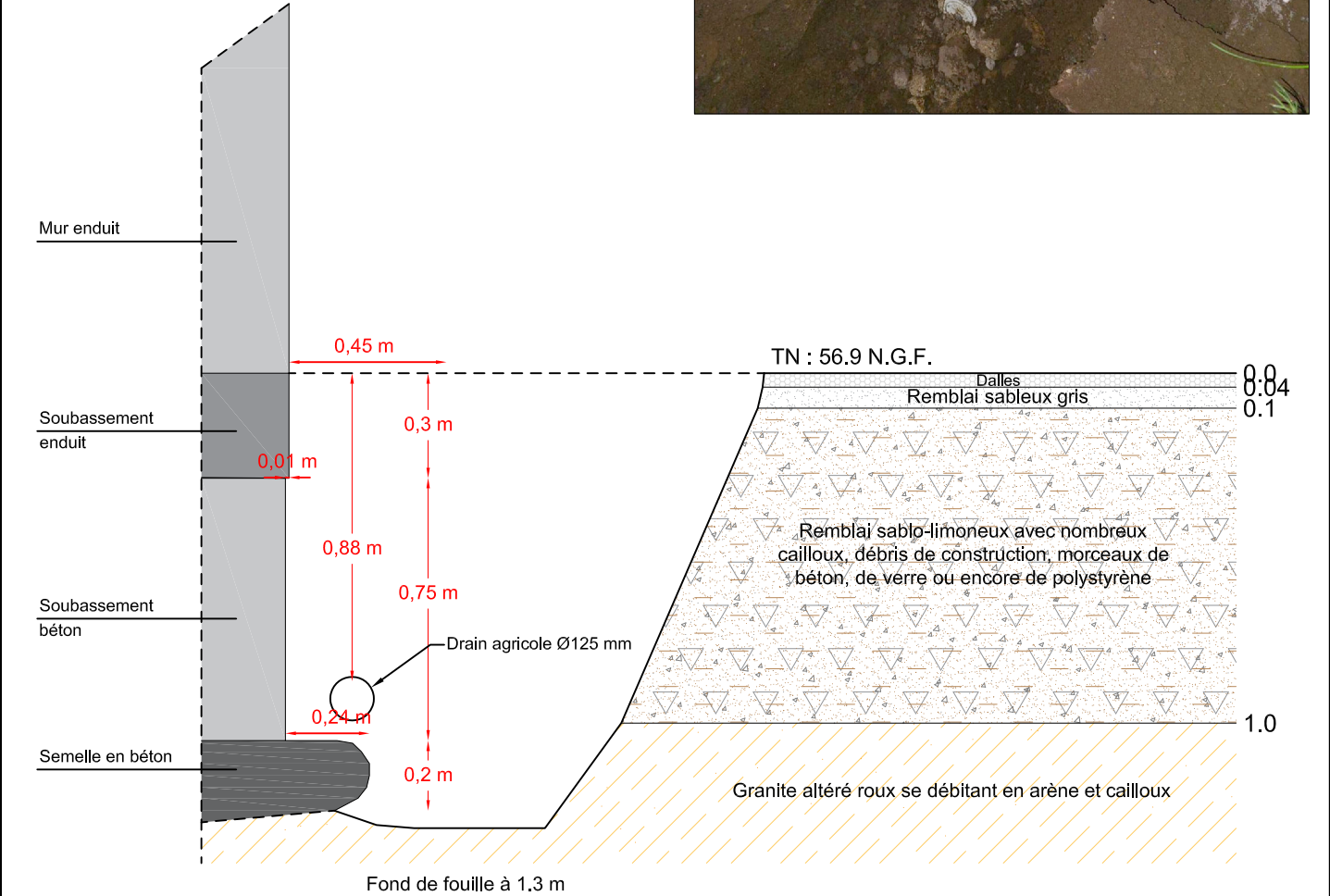
KORNOG géotechnique	SAINT RENAN (29) - Hôpital Le Jeune - Restructuration et extension de l'EHPAD RECONNAISSANCE DE FONDATION RF107	DOSSIER N° 23025462PRO
		Dessinateur : B. BOUTIN le 14 / 01 / 2025
		Échelle : 1 / 20 (A4)



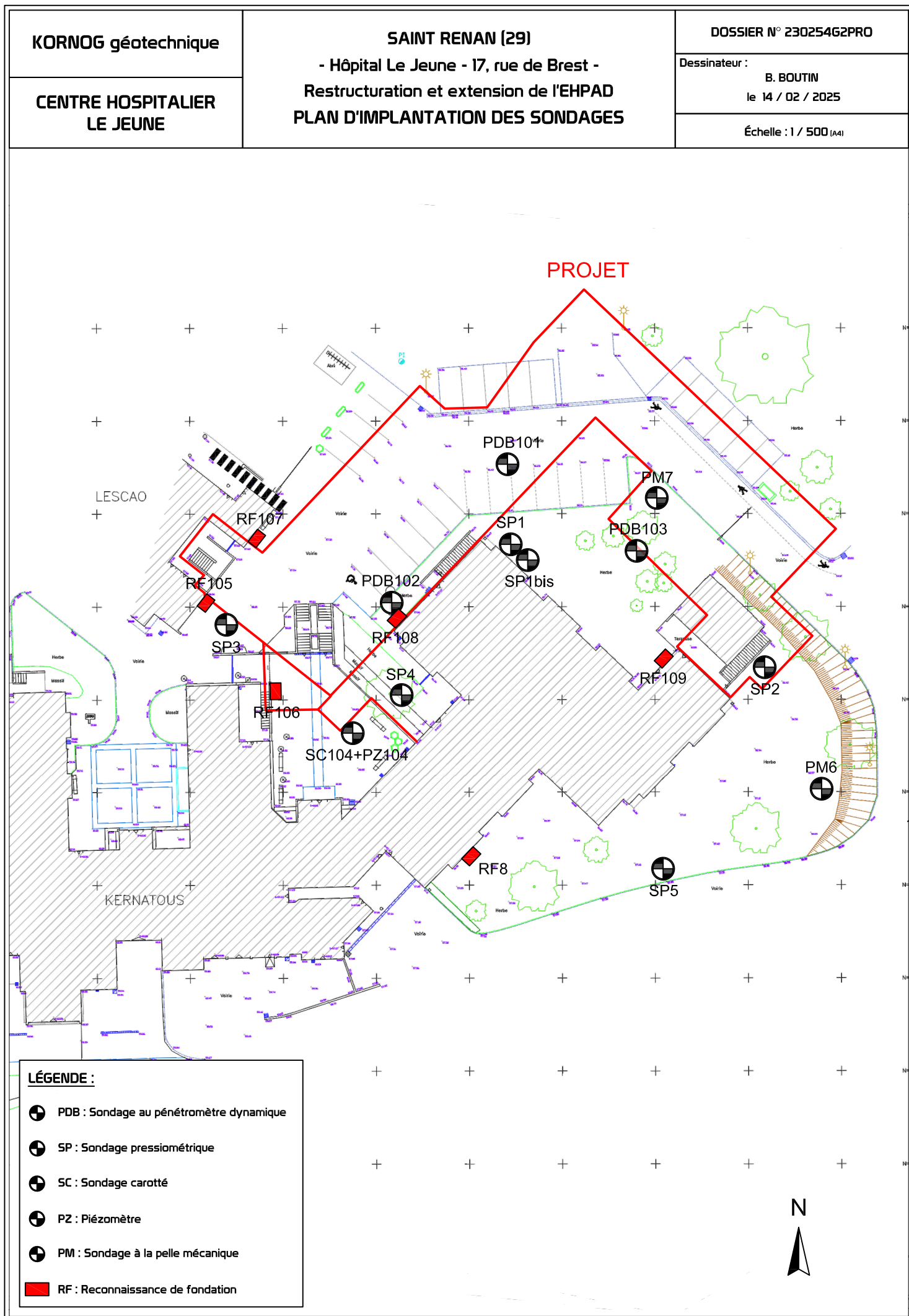
KORNOG géotechnique	SAINT RENAN (29) - Hôpital Le Jeune - Restructuration et extension de l'EHPAD RECONNAISSANCE DE FONDATION RF108	DOSSIER N° 230254G2PRO
CENTRE HOSPITALIER LE JEUNE		Dessinateur : B. BOUTIN le 14 / 01 / 2025
		Échelle : 1 / 20 (A4)

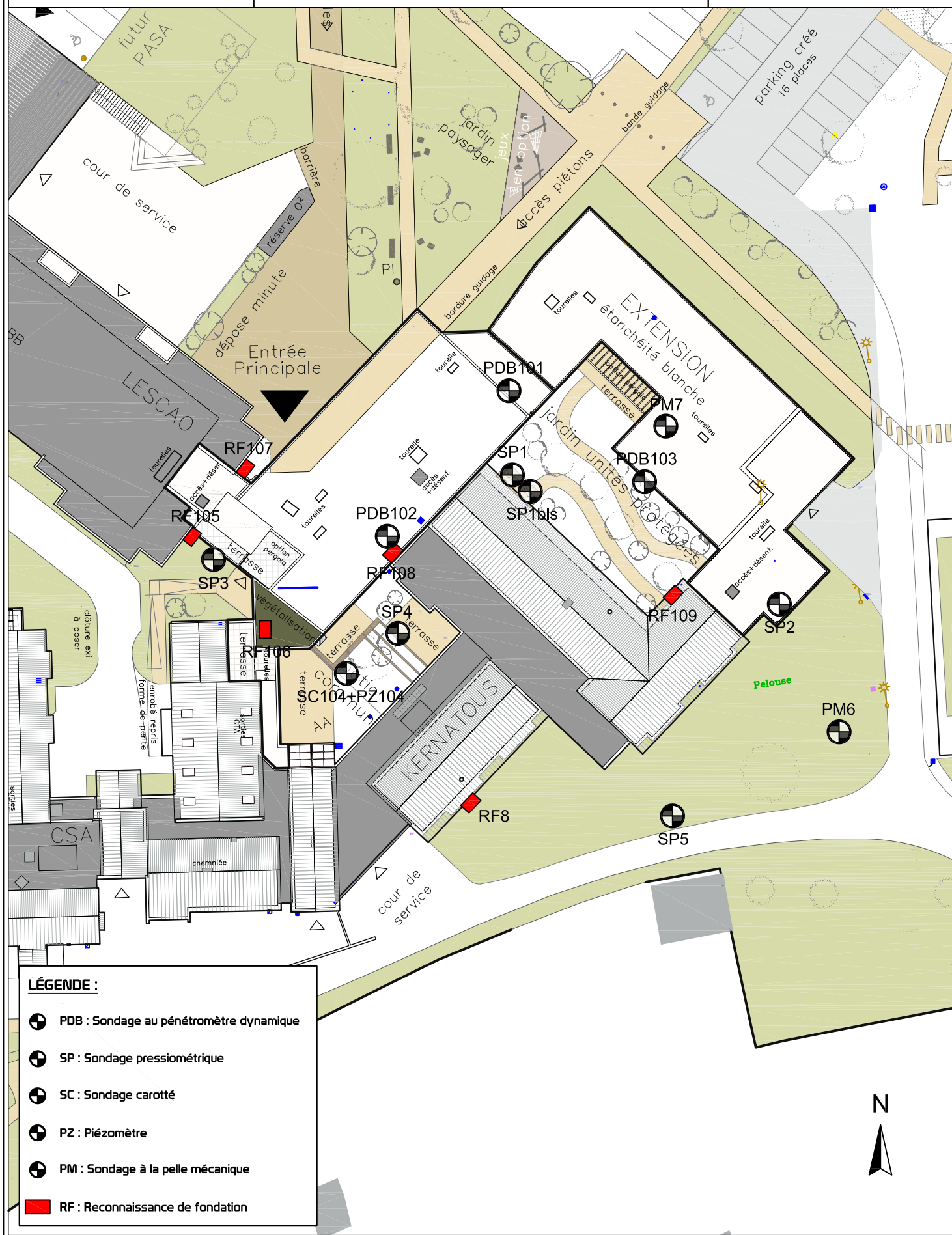


KORNOG géotechnique	SAINT RENAN (29) - Hôpital Le Jeune - Restructuration et extension de l'EHPAD RECONNAISSANCE DE FONDATION RF109	DOSSIER N° 23025462PRO
		Dessinateur : B. BOUTIN le 14 / 01 / 2025
		Échelle : 1 / 20 (A4)



ANNEXE 3 : PLANS D'IMPLANTATION DES SONDAGES





ANNEXE 4 : ESSAIS EN LABORATOIRE

1 analyse de sol pour agressivité vis-à-vis des bétons

Inovalys site de Vannes

5 Rue Denis Papin - CS 20080 / 56892 ST AVE CEDEX
Tel : 02.51.85.44.44 / contact@inovalys.fr / www.inovalys.fr

N° Devis : DE250101533

Enregistré le :

27/01/2025

Edité le :

14/02/2025
10:16

KORNOG GEOTECHNIQUE Agence du Finistère

HOTEL ENTREPRISES
ZA QUIELLA
29590 LE FAOU

Objet : ANALYSES AGRESSIVITE DES SOLS SUR BETON - SAINT-RENAN 230254G2PRO
RÉCAPITULATIF
Échantillons analysés :

Références Inovalys des échantillons	Références client des échantillons
E2501104508	230254 SC104 - 3,5 à 3,8 m Lieu de prélèvement : SAINT RENAN

Réf Client : 230254(Sols divers (hors Sites et Sols Pollués - SSP))

Descriptif client : SC104 - 3,5 à 3,8m

Prélevé le : 16/01/2025 14:00Lieu de prélèvement : SAINT RENAN

Par : CLIENT

Le prélèvement n'est pas réalisé par le laboratoire, les caractéristiques associées à l'échantillon ne sont pas de sa responsabilité. Les résultats s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu.

N° échantillon Inovalys : E2501104508Date de réception : 27/01/2025 16:25

Paramètres		Résultats	Unité	LQ	Spécifications	Méthode	Date analyse
Agressivité des sols sur les bétons (FD P18-011)							
N	Sulfates extractibles par HCl	618	mg(SO4)/kg	60		FD P18-011 Extraction à l'acide chlorhydrique	11/02/25
N	Degré d'acidité des sols selon BAUMANN-GULLY	< 1,0	mL/kg	1,0		FD P18-011 Titrimétrie	11/02/25

Approuvé le 13/02/2025 par Catherine DANEAU

┌



└

└

ANNEXE 5 : DESCENTES DE CHARGES SUR FONDATIONS SOBRETEC

Semelles filantes :

- $G = 239 \text{ kN/ml E.L.S.}$
- $Q = 52 \text{ kN/ml E.L.S.}$

Semelles isolées :

- $G = 826 \text{ kN E.L.S.}$
- $Q = 216 \text{ kN E.L.S.}$

ANNEXE 6 : JUSTIFICATION DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Restructuration et extension de l'EHPAD - Hôpital Le Jeune à SAINT RENAN (29)
230254G2PRO
Semelles superficielles

Niveau de référence : base du vide sanitaire dominant à 56,1 N.G.F.

Type fondation	G (kN ou kN/ml)	Q (kN ou kN/ml)	G+Q (kN ou kN/ml)	Vd/A (kPa)	Contrainte admissible (kPa)	Vérif.	Type semelle	B	L	h	A.S. (Arase Supérieure)	Poids fondation +gros béton (kN)	Altimétrie encastrement minimal (N.G.F.)	Altimétrie sol d'assise (N.G.F.)	Altimétrie assise, y compris encastrement et ancrage (N.G.F.)	Arase inférieure de la fondation (N.G.F.)	Epaisseur gros béton (m)
								(m)	(m)	(m)	(m)						
SF	239,0	52,0	291,0	485,0	500,0	ok	filante	0,60	1,00	0,25	-0,35	16,8	55,60	55,10	54,80	55,50	0,70
SI	826,0	216,0	1042,0	463,1	500,0	ok	isolée	1,50	1,50	0,25	-0,35	62,9	55,60	55,10	54,80	55,50	0,70

Restructuration et extension de l'EHPAD - Hôpital Le Jeune à SAINT RENAN (29)

230254G2PRO

Semelles superficielles

ELU FONDAMENTAL

ELU FONDAMENTAL																											
N°																			N°	Capacité portante			Excentrement		Glissement		
	Vd	Hd	Mdx	Mdy	eB	eL	D	D	Hr	D+Hr	Ple*	De	kp	iδ	iβ	qnet	A	A' (m2)		Vd-Aq0	Rv;d	Vd-Aq0 ≤ Rv;d			Hd	Rh;d	Hd ≤ Rh;d
	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m)	(m)	(N.G.F.)	(m)	(N.G.F.)	(kPa)	(m)		(kPa)	(m2)		(kN)	(kN)		(kN)	(kN)						
1	423,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,3	54,8	0,90	53,9	2800,0	0,39	1,08	1,0	1,0	1380,0	0,60	0,60	1	409,2	492,9	ok	1,0	ok	0,0	158,3	ok
2	1524,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,3	54,8	2,25	52,6	2800,0	0,39	0,95	1,0	1,0	1380,0	2,25	2,25	2	1471,3	1848,2	ok	1,0	ok	0,0	569,3	ok

ELS CARACTERISTIQUE

ELS CARACTERISTIQUE																								
N°																			N°	Capacité portante			Excentrement	
	Vd	Hd	Mdx	Mdy	eB	eL	D	D	Hr	D+Hr	Ple*	De	kp	iδ	iβ	qnet	A	A' (m2)		Vd-Aq0	Rv;d	Vd-Aq0 ≤ Rv;d		
	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m)	(m)	(N.G.F. / relatif)	(m)	(N.G.F. / relatif)	(kPa)	(m)				(kPa)	(m2)			(kN)	(kN)			
1	307,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,3	54,8	0,90	53,9	2800,0	0,39	1,08	1,0	1,0	1380,0	0,60	0,60	1	293,7	300,0	ok	1,0	ok
2	1104,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,3	54,8	2,25	52,6	2800,0	0,39	0,95	1,0	1,0	1380,0	2,25	2,25	2	1052,2	1125,0	ok	1,0	ok

ELS QUASI-PERMANENT

ELS QUASI-PERMANENT																									
N°																		N°	Capacité portante			Excentrement		Tassements théoriques (cm)	
	Vd	Hd	Mdx	Mdy	eB	eL	D	D	Hr	D+Hr	Ple*	De	kp	iδ	iβ	qnet	A		A' (m2)	Vd-Aq0	Rv;d				Vd-Aq0 ≤ Rv;d
	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m)	(m)	(N.G.F. / relatif)	(m)	(N.G.F. / relatif)	(kPa)	(m)				(kPa)	(m2)			(kN)	(kN)				
1	271,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,3	54,8	0,90	53,9	2800,0	0,39	1,08	1,0	1,0	1380,0	0,60	0,60	1	257,3	300,0	ok	1,0	ok	0,2
2	953,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,3	54,8	2,25	52,6	2800,0	0,39	0,95	1,0	1,0	1380,0	2,25	2,25	2	901,0	1125,0	ok	1,0	ok	0,3

ANNEXE 7 : JUSTIFICATION DU MUR EN L

Soutènement - Hôpital Le Jeune à SAINT RENAN (29)
Mur en L

HYPOTHÈSES :

MUR		TERRAIN	
		Cote altimétrique TN amont	60.00 N.G.F.
Hauteur du voile Hv	3.80 m	Cote altimétrique tête voile	60.50 N.G.F.
Largeur du voile Lv	0.30 m	Cote altimétrique TN aval	57.00 N.G.F.
Largeur de la semelle B	1.90 m	Cote altimétrique dessus semelle	56.70 N.G.F.
Epaisseur de la semelle Bh	0.30 m	Cote altimétrique dessous semelle	56.40 N.G.F.
Fruit de la base	0.00 °	Talus	Absence de talus - Surface l
Largeur du patin Bp	0.30 m	Inclinaison β	0 °
Largeur du talon Bt	1.30 m	Hauteur du talus	0.00 m
Hauteur de bêche	0.00 m	Distance du pied de talus à l'écran fictif (d1)	-1.30 m
Bêche considérée comme	La base de fondation inclinée	Distance du pied de talus au mur	0.00
Inclinaison plan bêche α_g	0.0 °	Biais du mur par rapport au talus α	90 °
Largeur de bêche	0.00 m		
Distance bêche au pt A	0.00 m		
γ béton armé	25 kN/m ³		
Structure (action sismique)	Rigide		
Inclinaison λ	0 °		
SURCHARGE			
Surcharges d'exploitation : Qs	5 kPa		
Inclinaison de la poussée δ	0.0 °		
Coefficient Ka ϕ	0.33		
EAU			
Niveau d'eau côté amont Em	0.0 m		
Niveau d'eau côté aval Ev	0.0 m		
γ eau	10.0 kN/m ³		

REMBLAIS D'APPORT

γ apparent	20 kN/m ³
γ déjàugé	12 kN/m ³
Inclinaison de la poussée	$\delta = 0$
Inclinaison de la poussée δ	0.0 °
Angle de frottement ϕ	30 °
Cohésion c	0 kPa
Coefficient $Ka\phi$	0.33
Coefficient $Ka\beta$	0.33
y	0.0 °
θ (angle coin de sol solidaire)	60.0 °
Bt Tan(θ)	2.25 m
Hv	3.8 m
Vérification $Hv \leq Bt \tan(\theta)$	Non
δ_0	20.0 °

SOL PORTEUR

Horizon	Granite
Angle de frottement ϕ_{sol}	35 °
Angle de frott. sol fondation ϕ_r	35 °
Cohésion c	0 kPa
γ apparent	20 kN/m ³
γ déjàugé	12 kN/m ³
pression limite équivalente ple	1380 kPa
k_p	1
Contrainte q'_0	0 kPa
Encastrement équivalent De	0.3 m
Inclinaison de la poussée δ	0.0 °
Coefficient Ka	0.33
Coefficient Kp	0.0

ACTIONS :**Poids de l'ouvrage et des terres situées sur la fondation**

	Largeur 1	Largeur 2	Hauteur	Volume/ml	Force kN/ml	Levier/A	Moment kN.m
P1 (Rectangle - Voile mur)	0.30	-	3.80	1.14	28.50	0.45	12.83
P2 (Rectangle - Semelle mur)	1.90	-	0.30	0.57	14.25	0.95	13.54
Total					128.55		133.6

Poussée des terres

	Force kN	Composante horizontale			Composante verticale		
		Force kN	Levier	Moment	Force kN	Levier	Moment
Q1 (Absence de talus et d'eau)	43.20	43.20	1.20	-51.84	0.00	1.90	0.00
Total Poussée		43.20		-51.84	0.00		0.00

Surcharges

	Force kN	Composante horizontale			Composante verticale		
		Force H kN	Levier/A m	Moment kN.m	Force V kN	Levier/A m	Moment kN.m
Q4 (Rectangle)	6.00	6.00	2.05	-12.30	0.00	1.90	0.00
Total Qs		6.00		-12.30	0.00		0.00

RECAPITULATIF DES ACTIONS
Situations permanentes et transitoires

Action	Force	Moment/A	e
G (poids)	128.55	133.61	0.41
Pah (poussée)	43.20	-51.84	
Pav (poussée)	0.00	0.00	
Sh (sismique)	0.00	0.00	
Sv (sismique)	0.00	0.00	
Qsh (surch.)	6.00	-12.30	
Qsv (Surch.)	0.00	0.00	
W (poids)	0.00	0.00	
Wh (pression amont)	0.00	0.00	
Wh (pression aval)	0.00	0.00	
Wv (sous-pression)	0.00	0.00	
Pbh (Butée)	0.00	0.00	
Pbv (Butée)	0.00	0.00	

COMBINAISONS

ELS

ELU Fondamental

	Quasi-perm.	Carctérist.	Gmin	Gmax
Poids du mur	1	1	1	1.35
Poussée des terres	1	1	1.35	1.35
Eau	1	1	1.2	1
Butée	1	1	1	1
Surcharges d'exploitation	0.75	1	1.5	1.5
Force accidentelle	0	0	0	0
Surcharge talon (variable favorable)	0	0	0	0
Vd (kN)	128.55	128.55	128.55	173.54
Hd (kN)	47.70	49.20	67.32	67.32
Mstd;d (kN.m)	133.61	133.61	133.61	180.38
Mdst;d (kN.m)	-61.07	-64.14	-88.43	-88.43
M (kN.m)	72.55	69.47	45.18	91.94
e (m)/ au pt A	0.56	0.54	0.35	0.53
e=B/2 -M/V / au pt C, centre de la sem	0.39	0.41	0.60	0.42
1-2e/B	0.59	0.57	0.37	0.56
H/V	0.37	0.38	0.52	0.39
Vd (plan glissement)			128.55	173.54
Hd (plan de glissement)			67.32	67.32
$\gamma_R;h$			1.1	1.1
$\gamma_R;d;h$			0.9	0.9
Rh;d			90.92	122.74
Rp;k			0.00	0.00
$\gamma_R;p$			1.40	1.40
Rp;d			0.00	0.00
Inclinaison de la charge (°)	20.36	20.94	27.64	21.20
i β (°)	1	1	1	1
i δ (°)	0.34	0.33	0.20	0.32
qnet	474.06	455.45	272.14	447.36
$\gamma_R;v$	2.3	2.3	1.4	1.4
$\gamma_R;d;v$	1	1	1	1
Rv;d	232.64	214.04	136.63	338.59

STABILITE

	ELS		ELU Fondamental	
	Quasi-perm.	Caractér.	Gmin	Gmax
Limitation de l'excentrement				
Critère	$1-2e/B > 1/2$	$1-2e/B > 1/2$	$1-2e/B > 1/15$	$1-2e/B > 1/15$
Valeur $1-2e/B$	0.59	0.57	0.37	0.56
Conclusion	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
Surface comprimée	>75%	>75%	>10%	>10%

Renversement

Critère:	$M_{stb;d}/M_{dst;d} > 1.0$	
Valeur $M_{dst;d}$	88.43	88.43
Valeur $M_{stb;d}$	133.61	180.38
$M_{stb;d}/M_{dst;d}$	1.51	2.04
Conclusion	Vérifié	Vérifié

Glissement

Critère	$H_d < R_{h;d} + R_{p;d}$	
H_d	67.32	67.32
$R_{h;d} + R_{p;d}$	90.92	122.74
$R_{h;d}/H_d$	≥ 1.0	1.82
Conclusion	Vérifié	Vérifié

Rupture sous fondation

Critère :	$V_d - R_0 < R_{v;d}$	
Valeur $V_d - R_0$	128.55	128.55
$R_{v;d}$	232.64	214.04
Conclusion	Vérifié	Vérifié