

<p><b>DMTR</b> <b>AIN/AUVERGNE/RHÔNE</b> 3 Route du Pont 63 350 JOZE</p> <p><b>DMTR BOURGOGNE</b> 26 Av. de la Concorde 21 000 DIJON</p>	<b>ETUDE GEOTECHNIQUE</b>	
	<p><b>Projet :</b> Restructuration des urgences et partielle du Rdc du site MCO de l'hôpital du Gier à Saint-Chamond (42)</p>	<p><b>Mission :</b> Mission d'étude géotechnique Correspondant à la mission G2 PRO la norme NF P 94-500 (cf. extrait en <u>annexe</u>)</p>

<b>Date :</b> 03/02/2025	<b>Réf :</b> FC24-GEO-166	<b>Rédacteur :</b> Hicham KHEDIM Chargé d'affaires	<b>Vérifié et validé :</b> Pierre VERNY Directeur
-----------------------------	---------------------------	--	---



## TABLE DES MATIERES

<b>Liste des figures .....</b>	<b>4</b>
<b>I. Présentation : .....</b>	<b>5</b>
I.1 Cadre de l'étude : .....	5
I.2 Localisation et description du site : .....	5
I.3 Description du projet : .....	5
I.4 Contexte géologique : .....	6
I.5 Risques naturels : .....	7
I.5.1 Aléa retrait-gonflement des argiles : .....	7
I.5.2 Aléa remontées inondations : .....	7
I.5.3 Aléa sismique : .....	7
<b>II. MISSION ET PROGRAMME DE RECONNAISSANCE : .....</b>	<b>8</b>
II.1 Mission : .....	8
II.2 Consistance des investigations : .....	8
<b>III. RÉSULTATS DES INVESTIGATIONS : .....</b>	<b>9</b>
III.1 Implantation : .....	9
III.2 Géologie : .....	10
III.3 Géomécanique : .....	10
III.4 Hydrogéologie : .....	11
III.5 Reconnaissance des fondations : .....	11
III.6 Essais en laboratoire : .....	12
III.7 Résultat des essais de perméabilité : .....	12
<b>IV. SISMICITE ET LIQUEFACTION DES SOLS : .....</b>	<b>13</b>
IV.1 Catégories de bâtiments : .....	13
IV.2 Coefficient d'importance : .....	14
IV.3 Exigence sur le bâti neuf : .....	14
IV.4 Classe de sols selon l'Eurocode 8 : .....	14
IV.5 Liquéfaction des sols : .....	16
<b>V. ETUDE DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES : .....</b>	<b>17</b>
V.1 Fondations profonde type pieux : .....	17
V.1.1 Méthode de calculs selon l'Eurocode 7 et sa norme d'application NF P 94-262 : .....	18
V.1.2 Définition des termes de pointe - frottement axial - frottement négatif ( $G_{sn}$ ) : .....	18
V.1.3 Calcul de la capacité portante – Résistance caractéristique ( $R_{c;k}$ ) : .....	19
V.1.4 Calcul de la capacité portante – Résistance de calcul ( $R_{c;d}$ ) – ELU et ELUA : .....	20
V.1.5 Calcul de la capacité portante – Résistance au fluage ( $R_{c;cr;d}$ ) – ELS : .....	20
V.1.6 Modèles géotechniques : .....	21
V.1.7 Exemple de prédimensionnement en portance : .....	21

V.1.8	Précautions particulières : .....	23
V.1.9	Suivi et supervision : .....	23
V.2	Fondations au niveau du Patio : .....	24
V.2.1	Documents de référence : .....	24
V.2.2	Principe de fondation : .....	24
V.2.3	Méthode de calculs selon l'Eurocode 7 et sa norme d'application NF P 94-262 : .....	25
V.2.4	Modèle géotechnique : .....	28
V.2.5	Exemple de prédimensionnement de micropieux en compression et en traction : .....	29
V.2.6	Précautions particulières : .....	29
V.2.7	Suggestions d'exécutions : .....	29
V.2.8	Tassements : .....	30
V.2.9	Remarques importantes : .....	30
V.3	Dallage : .....	30
V.3.1	Préparation du fond de forme : .....	30
V.3.2	Mise en œuvre de la couche de forme : .....	31
V.3.3	Dispositions constructives : .....	31
V.3.4	Paramètres de dimensionnement : .....	31
V.3.5	Essais de contrôle à la plaque : .....	32
<b>VI.</b>	<b>TERRASSEMENTS GENERAUX : .....</b>	<b>32</b>
<b>VII.</b>	<b>CREATION DES ZONES DE PARKINGS : .....</b>	<b>33</b>
VII.1	Préparation du fond de forme : .....	33
VII.2	Partie Supérieure de Terrassement (PST) et Arase (AR) : .....	33
VII.3	Mise en œuvre de la couche de forme : .....	35
VII.4	Structure de chaussée : .....	35
VII.5	Suggestions particulières et drainage : .....	36
<b>VIII.</b>	<b>MUR DE SOUTÈNEMENT : PAROI CLOUEE : .....</b>	<b>37</b>
VIII.1	Prédimensionnement du confortement par clouage : .....	38
VIII.1.1	Principe des calculs de stabilité : .....	38
VIII.2	Hypothèses de calculs : .....	38
VIII.2.1	Hypothèses de niveau d'eau et de surcharge : .....	38
VIII.2.2	Hypothèses sur les matériaux constitutifs du mur de soutènement : .....	39
VIII.2.3	Caractéristiques du clouage pour le prédimensionnement : .....	39
VIII.3	Conditions générales de réalisation : .....	41
<b>IX.</b>	<b>EAU ET DRAINAGE : .....</b>	<b>41</b>
IX.1	Rappels : .....	41
IX.2	Phase provisoire : .....	41
IX.3	Phase définitive : .....	42

X. SUITES A DONNER A L'ETUDE : .....	43
XI. Annexe : .....	44

## Liste des figures

Figure 1 : Plans de situation – Extrait du site <a href="http://www.geoportail.fr">www.geoportail.fr</a> .....	5
Figure 2 : Plan de masse projet transmis pour l'étude .....	6
Figure 3 : Contexte géologique – Extrait du site <a href="http://www.geoportail.gouv.fr">www.geoportail.gouv.fr</a> .....	7
Figure 5 : repérage schématique de la zone à conforter .....	37

## Liste des tableaux

Tableau 1 : Coordonnées des points de sondage.....	9
Tableau 2 : Géologie au droit des sondages.....	10
Tableau 3 : Géomécanique.....	11
Tableau 4 : Hydrogéologie.....	11
Tableau 5 : Reconnaissance des fondations.....	11
Tableau 6 : résultats des essais au laboratoire .....	12
Tableau 7 : Résultat des essais de perméabilité .....	12
Tableau 8 : Tableau des catégories d'importance des bâtiments – Extrait du site <a href="http://developpement-durable.gouv.fr">developpement-durable.gouv.fr</a> .....	13
Tableau 9 : <i>Tableau des coefficients d'importance – Extrait du site <a href="http://developpement-durable.gouv.fr">developpement-durable.gouv.fr</a></i> .	14
Tableau 10 : <i>Exigences sur le bâti neuf – Extrait du site <a href="http://developpement-durable.gouv.fr">developpement-durable.gouv.fr</a></i> .....	14
Tableau 11 : classes de sol selon l'EUROCODE 8.....	15
Tableau 12 : Classes et catégories de pieux/micropieux .....	25
Tableau 13 : coefficients partiels .....	27
Tableau 14 : coefficients partiels de résistance aux ELU durables et transitoires.....	27
Tableau 15 : coefficients partiels de résistance aux ELU accidentels .....	27
Tableau 16 : coefficients partiels en compression et en traction .....	28
Tableau 17 : Modèle géotechnique.....	28
Tableau 18 : Appréciation de la portance de la PST – Extrait du « Guide pour la construction des chaussées à faible trafic » .....	34
Tableau 19 : Modèle géotechnique utilisé pour le prédimensionnement des clous.....	39

## I. Présentation :

### I.1 Cadre de l'étude :

Cette étude a été réalisée par DMTR Expertise & Ingénierie – 26 Avenue de la Concorde, 2100 Dijon, pour le compte de l'hôpital du Gier.

### I.2 Localisation et description du site :

Le projet se situe n° 19, rue Victor Hugo, sur la commune de Saint-Chamond (42).

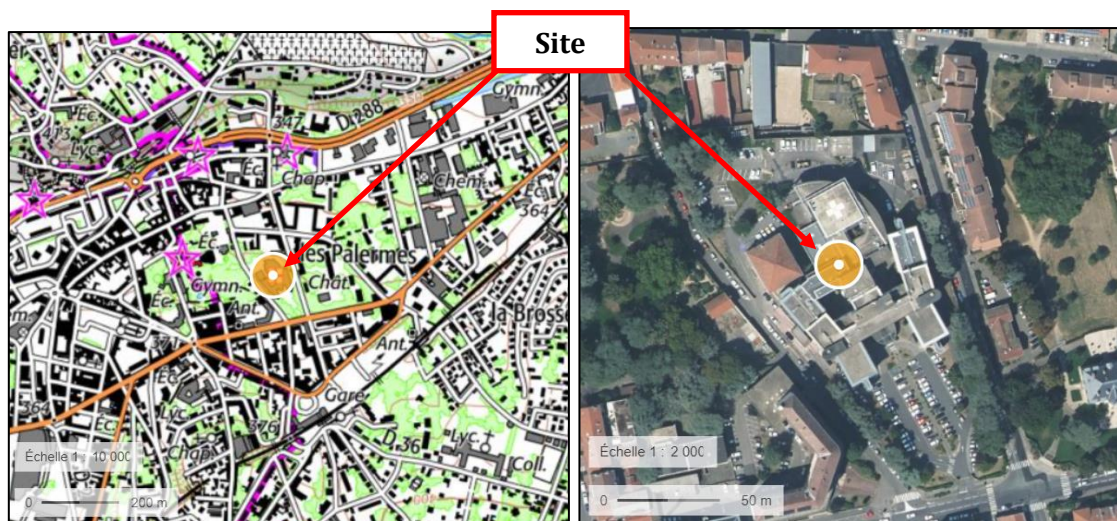


Figure 1 : Plans de situation – Extrait du site [www.geoportail.fr](http://www.geoportail.fr)

Actuellement, le site est le lieu d'un Hôpital. La topographie globale du site présente une pente en direction du Nord-Est.

### I.3 Description du projet :

Le projet consiste en la restructuration des urgences et partielle du Rdc du site MCO de l'hôpital du Gier (cf. plan de masse projet en page suivante).



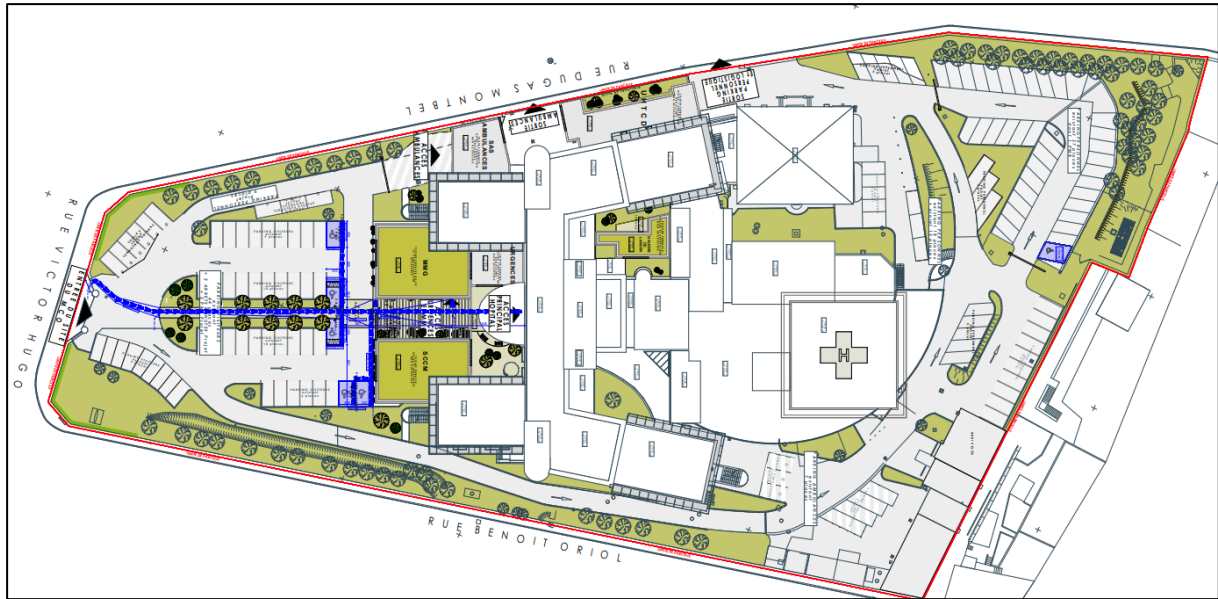


Figure 2 : Plan de masse projet transmis pour l'étude

D'après les éléments transmis, le niveau bas RDC est projeté entre +364.58 m NGF et +368.72 m NGF.

Les descentes de charges maximales transmises par l'entreprise TPF Ingénierie sont les suivantes :

- Bâtiment A (fondation Semi-profonde) :
  - Charges ponctuelles :  $G = 70.2 \text{ T}$  et  $Q = 14.0 \text{ T}$ ,
- Bâtiment B (fondation Semi-profonde) :
  - Charges ponctuelles :  $G = 72.5 \text{ T}$  et  $Q = 13.2 \text{ T}$ ,
- Bâtiment C (fondation Semi-profonde) :
  - Charges ponctuelles :  $G = 40.5 \text{ T}$  et  $Q = 8.1 \text{ T}$ ,
- Bâtiment D (fondation Semi-profonde) :
  - Charges ponctuelles :  $G = 37.1 \text{ T}$  et  $Q = 3.7 \text{ T}$ ,
- Bâtiment E (fondation profonde) :
  - Charges ponctuelles :  $G = 27.8 \text{ T}$  et  $Q = 6.0 \text{ T}$ .

Remarque : Il conviendra donc de vérifier que les préconisations et les dispositions retenues dans ce rapport soient en accord avec les caractéristiques réelles du projet.

#### I.4 Contexte géologique :

D'après la carte géologique de Mirebeau au 1/50 000ème (n°470) et notre expérience de la région, la succession géologique attendue au droit du site est la suivante (cf. extrait de la carte géologique en page suivante) :

- éventuels remblais (non observables sur la carte),
- formation alluvionnaire (Argile, limons, graves),
- formation de grès et conglomérats et leurs produits d'altération (altérites).

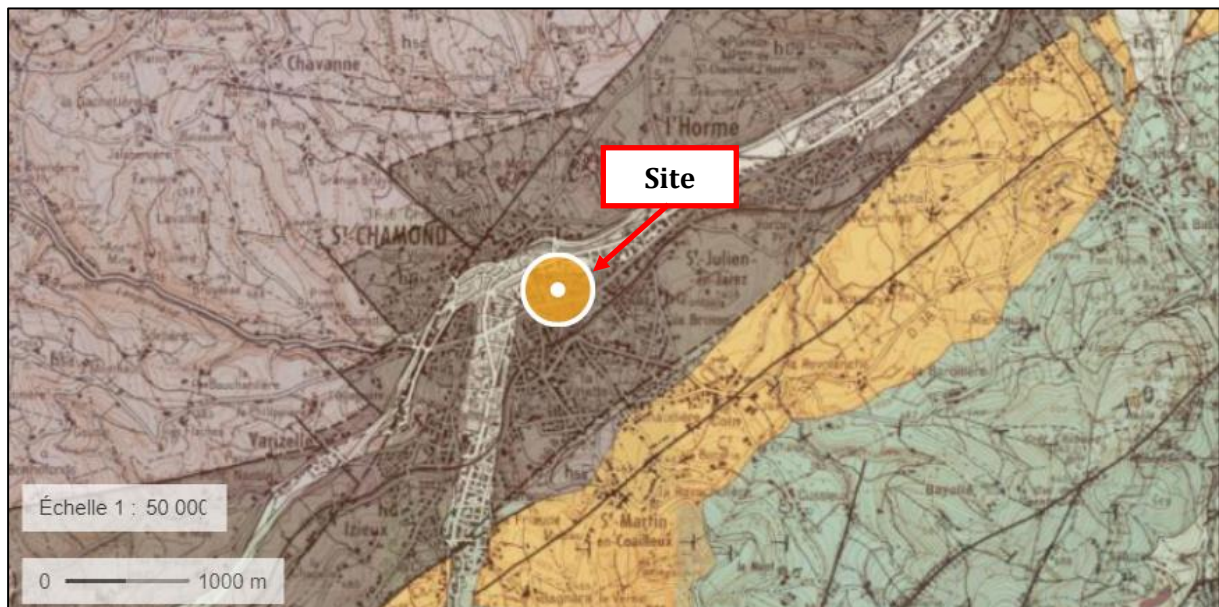


Figure 3 : Contexte géologique – Extrait du site [www.geoportail.gouv.fr](http://www.geoportail.gouv.fr)

## I.5 Risques naturels :

### I.5.1 Aléa retrait-gonflement des argiles :

D'après la carte des risques établie par le BRGM, le secteur étudié est situé en limite d'une zone d'aléa faible concernant le retrait-gonflement des argiles.

### I.5.2 Aléa remontées inondations :

L'inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors de l'eau. Elle peut être liée à un phénomène de débordement de cours d'eau, de ruissellement, de remontées de nappes d'eau ou de submersion marine.

D'après la carte du risque de remontée de nappe, le secteur étudié se trouve dans une zone sujette aux débordements de nappes et inondations de cave.

### I.5.3 Aléa sismique :

Le zonage sismique de la France (datant d'octobre 2010 et, entré en vigueur le 01/05/2011) classe la commune de Saint-Chamond (42) en zone d'aléa sismique 2 (aléa faible – accélération  $a_{gr} = 0.7 \text{ m/s}^2$ ).

## II. MISSION ET PROGRAMME DE RECONNAISSANCE :

### II.1 Mission :

Cette étude a pour but de définir le type et les caractéristiques de fondation et dallages pour le projet, en fonction de la nature, de l'épaisseur et de la compacité des différents terrains rencontrés.

Il s'agit d'une mission de type G2 PRO, suivant la Définition et la Normalisation des Missions du Géotechnicien établies en novembre 2013 (Norme NF P 94-500 présentée en annexe 1).

Notons que DMTR a réalisé une mission G1 en mars 2024 et une mission G2 AVP en septembre 2024.

### II.2 Consistance des investigations :

Pour répondre aux objectifs présentés ci-avant, nous avons réalisé les investigations suivantes :

- 6 sondages de reconnaissance géologique (nommés SP6 à SP1) réalisés à la tarière mécanique Ø 63 mm et descendus aux refus rencontrés entre 6.00 m à 10.00 m de profondeur/TA. Ils ont permis de déterminer les limites et la nature des couches géologiques, d'observer les éventuelles venues d'eau et de prélever des échantillons.
- 6 profils pressiométriques (réalisés dans les sondages SP), à raison de 5 à 8 essais par sondage (norme NF P 94-110). La réalisation de ces essais a permis de déterminer les caractéristiques mécaniques des sols rencontrés (pressions de fluage, modules pressiométriques et pressions limites).
- 1 piézomètre (nommé PZ1), de diamètre 33/40 mm et de 8.00 m de longueur équipe le site. Il a été disposé dans le sondage SP1.
- 1 sondage au pénétromètre dynamique de type B (nommé PD6), réalisés selon la norme NF P 94-115 et descendu à 6.00 m de profondeur/TA. Il a permis de déterminer en continu la résistance dynamique de pointe (qd).
- 2 essais d'infiltration de type Porchet, réalisés dans des forages à la tarière mécanique diamètre 63 mm, descendus à 1.50 m/TN ;

Les sondages ont été réalisés entre le 06 et le 13 août 2024.

D'autre part, nous avons réalisé les investigations suivantes au stade de la mission G1 PGC :

#### In situ :

- 4 sondages de reconnaissance géologique (nommés T1 à T4) réalisés à la tarière mécanique Ø63 mm et descendus aux refus rencontrés entre 5.70 et 6.30 m de profondeur/TA. Ils ont permis de déterminer les limites et la nature des couches géologiques, d'observer les éventuelles venues d'eau et de prélever des échantillons.
- 5 sondages au pénétromètre dynamique de type B (nommés PD1 à PD5), réalisés selon la norme NF P 94-115 et descendus aux refus rencontrés entre 3.20 m et 4.80 m de profondeur/TA. Ils ont permis de déterminer en continu la résistance dynamique de pointe (qd).



- **2 fouilles de reconnaissance de fondation (nommées RF1 et RF2)**, descendues entre 1.35 m et 2.75 m de profondeur/TA. Elles ont permis de relever la géométrie et la nature des fondations.

Les sondages ont été réalisés les 28 et 29 mars et le 3 avril 2024.

Les documents suivants sont présentés en annexes :

- extrait de la norme NF P 94-500,
- implantation des sondages,
- résultats des investigations in situ.

### III. RÉSULTATS DES INVESTIGATIONS :

#### III.1 Implantation :

La position des sondages figure sur le plan d'implantation en annexe.

L'implantation a été réalisée au mieux des conditions d'accès, de la présence de réseaux et de la précision des plans remis pour la campagne de reconnaissance.

Les cotes altimétriques locales du Terrain Actuel (TA) au droit des sondages sont présentés dans le tableau en page suivante :

*Tableau 1 : Coordonnées des points de sondage*

NUMERO	X	Y	Z
SP1	1818519.656	5142814.457	364.71
SP2	1818546.293	5142828.699	364.54
SP3	1818498.114	5142816.408	364.64
SP4	1818477.393	5142828.022	364.58
SP5	1818468.955	5142848.544	364.16
RF1	1818520.029	5142884.584	345.083
RF2	1818449.0:3	5142866.750	363.858
T1+PD1	1818546.293	5142828.699	364.540
T2+PD2	1818519.656	5142814.457	368.204
T3+PD3	1818470/970	5142849.802	363.850
PD4	1818538.921	5142899.450	361.795
PD6	1818444.698	5142872.778	364.038
IF1	1818526.665	5166823.744	365.111
IF2	1818516.983	5142805.101	365.757

### III.2 Géologie :

Les coupes de sondages sont jointes en annexe. Les profondeurs citées dans le présent rapport ont été mesurées par rapport au Terrain Actuel (TA) tel qu'il était lors de notre intervention (mars 2024).

Les sondages de reconnaissance ont permis de mettre en évidence les faciès suivants de haut en bas :

Tableau 2 : Géologie au droit des sondages

Sondage	SP1 (en m/TA)	SP2 (en m/TA)	SP3 (en m/TA)	SP4 (en m/TA)	SP5 (en m/TA)	SP6 (en m/TA)
Enrobé	0.00 à 0.07	0.00 à 0.07	0.00 à 0.03	0.00 à 0.05	0.00 à 0.05	-
Remblais sablo-graveleux (gris-noir)	-	0.07 à 3.10	-	0.05 à 1.90	0.05 à 1.50	-
Remblais sablo-graveleux +/-limoneux (marron)	0.07 à 3.50	-	0.03 à 1.00	-	-	0.00 à 1.30
Sable +/- graveleux (marron)	-	-	1.00 à 3.10	1.90 à 3.30	-	-
Grès altéré (gris)	3.50 à 6.20	3.10 à 6.50	3.10 à 4.50	3.30 à 6.10	1.50 à 3.50	1.30 à 4.50
Grès compact (gris)	6.20 à 8.50*	6.50 à 10.00*	4.50 à 10.00*	6.10 à 10.00*	3.50 à 9.50*	4.50 à 6.00*

\* Profondeur de refus observé à l'outil de forage

- Non concerné

Sondage	T1 (en m/TA)	T2 (en m/TA)	T3 (en m/TA)	T4 (en m/TA)
Enrobé	0.00 à 0.03	0.00 à 0.05	-	-
Remblais sablo-graveleux (gris-noir)	0.03 à 0.40	0.05 à 0.70	-	0.00 à 2.70
Remblais limono-sableux +/- graveleux	0.40 à 2.50	0.70 à 2.50	0.00 à 1.80	-
Grès altéré (gris)	2.50 à 3.40	2.50 à 4.40	1.80 à 2.50	-
Grès compact (gris)	3.40 à 5.90*	4.40 à 5.80*	2.50 à 5.70*	2.70 à 6.30*

\* Profondeur de refus observé à l'outil de forage

- Non concerné

Remarque : ces profondeurs n'impliquent en rien qu'il ne puisse exister d'anomalie de la stratigraphie entre sondages.

### III.3 Géomécanique :

Les essais pressiométriques et pénétrométriques réalisés ont permis de mettre en évidence des caractéristiques mécaniques :

- médiocres à sur-consolidées dans les **remblais**,
- moyennes dans les **sables +/- graveleux**,
- faibles à élevées dans les **grès altérés**,
- élevées dans les **grès compacts**.

Tableau 3 : Géomécanique

Formation	Résistance mécanique de pointe (MPa)	Nombre d'essais pressiométriques	Pressions Limites (Mpa)			Modules pressiométriques (Mpa)		
			Min	Max	Moyenne géométrique	Min	Max	Moyenne harmonique
Remblais sablo-graveleux +/-limoneux	0.6 à 14.0	9	0.25	2.37	0.68	3.1	20.3	6.7
Sable +/- graveleux	-	3	1.10	2.62	1.92	16.0	30.8	20.1
Grès altéré	1.0 à 7.0	10	0.35	4.03	1.28	3.2	59.5	8.5
Grès compact	7.0 à > 23.0	16	3.04	5.25	4.94	63.5	828.4	165.8

### III.4 Hydrogéologie :

Lors de notre intervention (août 2024), des niveaux d'eau en fin de chantier ont été observés aux profondeurs et aux cotes altimétriques suivantes :

Tableau 4 : Hydrogéologie

Sondages	SP1	SP3
Profondeur du niveau d'eau en fin de chantier (m/TA)	3.80	5.90
Cote altimétrique du niveau d'eau en fin de chantier (m NGF)	366.83	358.078

**Remarque :** ce constat ayant un caractère ponctuel et instantané, il ne permet pas de préciser les variations de la nappe, qui peut remonter fortement en période pluvieuse.

### III.5 Reconnaissance des fondations :

Une fouille de reconnaissance de fondation (RF1) a été réalisée sur la partie Nord-Est du bâtiment de l'hôpital, tandis qu'une autre (RF2) a été réalisée au niveau du mur de soutènement donnant sur la rue Dugas Montbel. Les schémas sont disponibles en annexe. Elles ont permis de mettre en évidence les éléments suivants :

Tableau 5 : Reconnaissance des fondations

Sondage	RF1	RF2
Type de fondation	Fondation en béton armée	Mur en pierre
Nature du sol d'assise	Grès altéré à compact	Grès altéré (ocre-orange)
Profondeur d'assise par rapport au terrain actuel (m)	> 1.35	2.10 (coté hôpital)
Soubassement (m)	0.75	-
Epaisseur de fondation (m)	> 0.60	2.10
Débord de fondation (m) / au nu extérieur du poteau	1.10	-

**Remarque :** la nature du sol d'assise, la géométrie et la profondeur d'ancrage de la fondation sont données au droit des fouilles. Ailleurs, les fondations peuvent être différentes et ancrées à des niveaux différents.

### III.6 Essais en laboratoire :

Des essais d'identification GTR ont été réalisés sur des échantillon prélevé au droit des sondages :

*Tableau 6 : résultats des essais au laboratoire*

Sondage	Profondeur (m/TN)	Faciès	Teneur en eau (%)	Passant à 2 mm (%)	Passant à 80 µm (%)	VBS (g/100g)	Classification du sol
RF1	0.60-1.20	Grave alluvionnaire	C1Ai	-	-	-	12.5
RF2	2.10-2.75	Grave alluvionnaire	C1Ai	-	-	-	10
T2	2.50-5.80	Grave alluvionnaire	C1Ai	-	-	-	11
T3	1.60-5.70	Grave alluvionnaire	C1Ai	-	-	-	12
T1	2.60-5.90	Grès argilo-limoneuse	A2	3.3	17	6	23

En se basant sur les résultats obtenus, les matériaux correspondant aux sondages RF1, RF2, T2 et T3 sont classés comme GTR C1Ai. Ces sols se composent principalement de matériaux anguleux, représentant plus de 60 à 80% de la fraction 0/50 mm, ainsi que de matériaux roulés de classe A, ces derniers étant sensibles aux changements hydriques.

Les résultats indiquent que les matériaux relevés dans le sondage T1 sont classés comme GTR A2. Ce sont des sols fins qui réagissent sensiblement aux changements d'humidité.

### III.7 Résultat des essais de perméabilité :

Deux essais de perméabilité (nommés IF1 et IF2) ont été réalisés sur le site. Les résultats obtenus sont les suivants :

*Tableau 7 : Résultat des essais de perméabilité*

Essai	IF1	IF2
Profondeur de l'essai (m/TA)	0.30 à 1.50	0.20 à 1.50
Faciès	Remblais sablo-limoneux	Remblais sablo-graveleux +/- limoneux
Perméabilité (K) (m/s)	$2.7 \times 10^{-7}$	$6.6 \times 10^{-7}$

Les perméabilités sont variables et dépendent de la proportion de fines contenue dans les faciès. Les ordres de grandeurs des coefficients de perméabilité des sols (k) sont présentés dans le tableau suivant :

Sol imperméable	$k < 10^{-9} \text{ m/s}$
Sol peu perméable	$10^{-5} < k < 10^{-8} \text{ m/s}$
Sol perméable	$10^{-3} < K < 10^{-5} \text{ m/s}$

La perméabilité mesurée au sein des remblais sablo-graveleux +/- limoneux est faible. Il s'agit de sols peu perméables. Ceci se traduit par une très faible capacité de drainage et d'infiltration des terrains superficiels (cf. tableau suivant).


1	Coefficient de perméabilité m/s (échelle logarithmique)										
	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$	$10^{-10}$	$10^{-11}$
Propriétés relatives au drainage				Bon drainage			Faible drainage			Presque imperméable	
Types de sol	Graviers propres		Sables propres, mélanges de sables et de graviers propres			Sables très fins, silt organiques et inorganiques, mélanges de sables, de silt et d'argile, tills glaciaires, dépôts d'argile stratifiés, etc.				Sols « imperméables » comme les argiles homogènes sous la zone d'altération	

## IV. SISMICITE ET LIQUEFACTION DES SOLS :

### IV.1 Catégories de bâtiments :

Les bâtiments à risque normal sont classés en 4 catégories d'importance croissante, de la catégorie I à faible enjeu, à la catégorie IV qui regroupe les structures stratégiques et indispensables à la gestion de crise. Le tableau suivant définit les catégories d'importance des bâtiments :

Tableau 8 : Tableau des catégories d'importance des bâtiments – Extrait du site [developpement-durable.gouv.fr](http://developpement-durable.gouv.fr)

Catégorie d'importance	Description
I	 <ul style="list-style-type: none"> <li>Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée.</li> </ul>
II	 <ul style="list-style-type: none"> <li>Habitations individuelles.</li> <li>Établissements recevant du public (ERP) de catégories 4 et 5.</li> <li>Habitations collectives de hauteur inférieure à 28 m.</li> <li>Bureaux ou établissements commerciaux non ERP, h ≤ 28 m, max. 300 pers.</li> <li>Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes.</li> <li>Parcs de stationnement ouverts au public.</li> </ul>
III	 <ul style="list-style-type: none"> <li>ERP de catégories 1, 2 et 3.</li> <li>Habitations collectives et bureaux, h &gt; 28 m.</li> <li>Bâtiments pouvant accueillir plus de 300 personnes.</li> <li>Établissements sanitaires et sociaux.</li> <li>Centres de production collective d'énergie.</li> <li>Établissements scolaires.</li> </ul>
IV	 <ul style="list-style-type: none"> <li>Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public.</li> <li>Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage d'eau potable, la distribution publique de l'énergie.</li> <li>Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne.</li> <li>Établissements de santé nécessaires à la gestion de crise.</li> <li>Centres météorologiques.</li> </ul>

D'après les éléments communiqués lors de l'étude, l'ouvrage concerné par la présente étude sera classé dans la catégorie IV (à confirmer par le Maître d'Ouvrage / Maître d'Œuvre).



## IV.2 Coefficient d'importance :

A chaque catégorie d'importance est associé un coefficient d'importance  $\gamma_I$ , qui vient moduler l'action sismique de référence conformément à l'Eurocode 8. Le tableau suivant définit le coefficient d'importance  $\gamma_I$  selon la catégorie d'importance des bâtiments :

Tableau 9 : Tableau des coefficients d'importance – Extrait du site [developpement-durable.gouv.fr](http://developpement-durable.gouv.fr)





Catégorie d'importance	Coefficient d'importance $\gamma_I$
I	0,8
II	1
III	1,2
IV	1,4

Concernant l'ouvrage classé dans la catégorie IV, le coefficient d'importance  $\gamma_I$  est de 1.4.

## IV.3 Exigence sur le bâti neuf :

Les exigences sur le bâti neuf dépendent de la catégorie d'importance du bâtiment et de la zone de sismicité. Le tableau suivant récapitule les exigences à prendre en compte en fonction de la catégorie des bâtiments :

Tableau 10 : Exigences sur le bâti neuf – Extrait du site [developpement-durable.gouv.fr](http://developpement-durable.gouv.fr)

	I	II	III	IV
				
Zone 1	aucune exigence			
Zone 2				
Zone 3	PS-MI <sup>1</sup>		Eurocode 8 <sup>3</sup> $a_g=1,1 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 <sup>3</sup> $a_g=1,1 \text{ m/s}^2$
Zone 4	PS-MI <sup>1</sup>		Eurocode 8 <sup>3</sup> $a_g=1,6 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 <sup>3</sup> $a_g=1,6 \text{ m/s}^2$
Zone 5	CP-MI <sup>2</sup>		Eurocode 8 <sup>3</sup> $a_g=3 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 <sup>3</sup> $a_g=3 \text{ m/s}^2$

<sup>1</sup> Application possible (en dispense de l'Eurocode 8) des PS-MI sous réserve du respect des conditions de la norme PS-MI

<sup>2</sup> Application possible du guide CP-MI sous réserve du respect des conditions du guide

<sup>3</sup> Application obligatoire des règles Eurocode 8

Concernant la présente étude (ouvrage de catégorie IV situé en zone d'aléa sismique 2), l'application des prescriptions parasismiques particulières de l'Eurocode 8 est donc obligatoire.

## IV.4 Classe de sols selon l'Eurocode 8 :

La nature locale du sol influence fortement la sollicitation ressentie au niveau des bâtiments. L'Eurocode 8 distingue 7 catégories principales de sols (de la classe A à la classe S2) pour lesquelles est défini un coefficient de sol  $S$ . Le paramètre  $S$  permet de traduire l'amplification de la sollicitation sismique exercée par certains sols.

Le tableau en page suivante récapitule les différentes classes de sol en fonction du profil stratigraphique :

Tableau 11 : classes de sol selon l'EUROCODE 8

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres						
		$v_{s,30}$ (m/s)	N <sub>SPT</sub> (coups/30 cm)	$c_u$ (kPa)	Type de sol	Pressiomètre		CPT
						$p_l$ (MPa)	$E_M$ (MPa)	
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant.	>800				> 5	> 100	
B	Dépôts raides de sables, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des caractéristiques mécaniques avec la profondeur	360-800	>50	>250	sols granulaires	> 2	> 20	> 15
					sols cohérents	> 2	> 25	> 3,5
C	Dépôts profonds de sables de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines de mètres à plusieurs centaines de mètres.	180-360	15-50	70-250	sols granulaires	> 1	> 8	> 5
					sols cohérents	> 0,5	> 5	> 1,5
D	Dépôts de sols sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant en majorité des sols cohérents mous à fermes.	< 180	< 15	<70	sols granulaires	< 1	< 8 MPa	< 5
					sols cohérents	< 0,5	< 5 Mpa	< 1,5
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de $v_s$ de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s.							
S <sub>1</sub>	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé (IP>40) et une teneur en eau importante.	< 100						
S <sub>2</sub>	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes 1 à E ou S <sub>1</sub> .							

Classes de sol – Extrait de l'Eurocode 8

Suivant la nature du sol, les paramètres S (coefficient de sol), TB (limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectre constante), TC (limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectre constante) et TD (valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant) à prendre en compte sont données dans le tableau suivant :

Classe de sol	S	TB (s)	TC (s)	TD (s)
A	1.0	0.03	0.20	2.5
B	1.35	0.05	0.25	2.5
C	1.5	0.06	0.40	2.0
D	1.6	0.10	0.60	1.5
E	1.8	0.05	0.45	1.25

Spectre de réponse élastique de type 2 (zones 1 à 4)

Concernant la présente étude, les sols rencontrés appartiennent à la classe A. Les paramètres à considérer pour le projet sont les suivants : S = 1.0, TB = 0.03 s, TC = 0.20 s, TD = 2.5 s.

## IV.5 Liquéfaction des sols :

On appelle liquéfaction d'un sol un processus conduisant à la perte totale de résistance au cisaillement du sol par augmentation de la pression interstitielle. Elle est accompagnée de déformations dont l'amplitude peut être limitée ou quasi illimitée.

D'après l'Eurocode 8, un sol n'est pas considéré comme liquéfiable si :

$$\frac{\gamma_i \cdot a_{gr} \cdot s}{g} < 0,15$$

Avec :

- $\gamma_i$  : coefficient dépendant de la catégorie d'importance de l'ouvrage ; ici  $\gamma_i = 1.4$  pour une catégorie d'importance II à confirmer par le Maître d'Ouvrage/Maître d'Œuvre.
- $a_{gr}$  : accélération maximale de référence dépendant de la zone de sismicité (zone de sismicité 3 – aléa modéré) ; ici  $a_{gr} = 0.7 \text{ m/s}^2$ .
- $S$  : paramètre de sol dépendant de la classe de sol (classe A) ; ici  $S = 1$ .
- $g$  : constante de gravité terrestre ;  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ .

$$\text{Dans le cas présent, } \frac{\gamma_i \cdot a_{gr} \cdot s}{g} = 0.10$$

Compte tenu du résultat ci-avant, nous pouvons considérer que les terrains rencontrés au droit du site ne sont pas sensibles au risque de liquéfaction.

## V. ETUDE DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES :

### V.1 Fondations profonde type pieux :

Il est proposé d'étudier une solution de fondations de type pieux, permettant de transférer les charges de la structure projetée par l'intermédiaire de pieux ancrés à une profondeur d'au moins 1.00 m dans le grès altéré à compact.

Les pieux pourront être mis en œuvre selon la technique « **foré tarière creuse simple rotation – FTC** » avec enregistrement des paramètres de forage (cf. tableau suivant, extrait de la norme d'application NF P 94-262).

Classe	Catégorie	Technique de mise en œuvre	Abréviation	Norme de référence
1	1	Foré simple (pieux et barrettes)	FS	NF EN 1536
	2	Foré boue (pieux et barrettes)	FB	
	3	Foré tubé (virole perdue)	FTP	
	4	Foré tubé (virole récupérée)	FTR	
	5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	FSR, FBR, PU	
2	6	Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation	FTC, FTCD	NF EN 1536
3	7	Vissé moulé	VM	NF EN 12699
	8	Vissé tubé	VT	
4	9	Battu béton préfabriqué ou précontraint	BPF, BPR	NF EN 12699
	10	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	BE	
	11	Battu moulé	BM	
	12	Battu acier fermé	BAF	
5	13	Battu acier ouvert	BAO	NF EN 12699
6	14	Profilé H battu	HB	NF EN 12699
	15	Profilé H battu injecté	HBI	
7	16	Palplanches battues	PP	NF EN 12699
1 bis	17	Micropieu type I	M1	NF EN 1536/14199/12699
	18	Micropieu type II	M2	
8	19	Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)	PIGU, MIGU	
	20	Pieu ou micropieu injecté mode IRS (type IV)	PIRS, MIRS	

*Classes et catégories de pieux*

Quoi qu'il en soit, la technique d'exécution retenue devra permettre d'atteindre les ancrages nécessaires en tenant compte de la résistance des différents horizons et de la présence d'eau dans le sol.

### V.1.1 Méthode de calculs selon l'Eurocode 7 et sa norme d'application NF P 94-262 :

La justification des fondations présentée dans ce chapitre, est réalisée selon l'Eurocode 7 et sa norme d'application nationale NF P 94-262 (de juillet 2012) « Fondations profondes ».

La norme propose 4 modèles de calculs. Nous utiliserons ici l'approche « modèle de terrain » en considérant une condition de site simple.

La stabilité d'un pieu fait intervenir 3 termes :

- terme de pointe ( $R_b$ ),
- terme de frottement axial ( $R_s$ ),
- terme de frottement négatif ( $G_{sn}$ ).

### V.1.2 Définition des termes de pointe - frottement axial - frottement négatif ( $G_{sn}$ ) :

#### Terme de pointe ( $R_b$ ) :

La résistance à la rupture de pointe ( $R_b$ ) est obtenue par la relation suivante :

$$R_b = A_b \times q_b$$

Dans laquelle :

- $A_b$  = section de la pointe
- $q_b$  = contrainte de rupture sous la pointe =  $k_p \cdot p_{le}^* + q_0$

Où :

- $K_p$  = coefficient semi-empirique fonction de la nature géologique du sol, du type de pieu et de la hauteur d'encastrement effective,
- $p_{le}^*$  = pression limite équivalente qui tient compte de la distribution des pressions limites mesurées de part et d'autre de la pointe du pieu,
- $q_0$  = contrainte verticale due au poids des terres qui s'exerce sur le plan de pose de la pointe des pieux, de part et d'autre de ceux-ci et dans l'état définitif de la construction. Ici,  $q_0$  sera négligée, ce qui permet de négliger le poids du pieu.

#### Terme de frottement axial ( $R_s$ ) :

La résistance à la rupture au frottement axial ( $R_s$ ) est obtenue par la relation suivante :

$$R_s = \sum_i (P_{si} \times q_{si} \times h_i)$$

Dans laquelle :

- $P_s$  = périmètre du pieu,
- $h_i$  = hauteur de pieu sur laquelle s'exerce le frottement dans la couche  $i$ ,
- $q_s$  = frottement axial unitaire limite de chaque couche =  $q_s(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}}[p_{le}^*(z)]$

Où :

- $p_{le}^*(z)$  : pression limite à la profondeur  $z$  ;
- $\alpha_{\text{pieu-sol}}$  : paramètre adimensionnel qui dépend à la fois du type de pieu et du type de sol ;



- $f_{sol}$  : fonction qui ne dépend que du type de sol et des valeurs de  $pl^*$ .

### **Terme de frottement négatif ( $G_{sn}$ ) :**

Les frottements négatifs se produisent généralement lors de la mise en œuvre d'un remblai sur sol compressible, à proximité d'un pieu. Si une couche molle est surchargée par un remblai, elle va tasser sous le poids de la surcharge. Le sol s'enfonce par rapport au pieu. S'il y a déplacement, il y a frottement au contact sol/pieu. Il se développe un frottement latéral dirigé vers le bas qui provoque un effort de compression dans le pieu.

Le terme de frottement négatif ( $G_{sn}$ ), lié au tassement des couches de sol le long du pieu, est considéré comme une charge. Il doit donc être ajouté aux descentes de charges ou déduit de la capacité portante nette des pieux.

Le terme de frottement négatif est obtenu par la relation suivante :

$$G_{sn} = P \int_{h_{j-1}}^{h_j} K(z) \tan \delta(z) \sigma'_v(z) dz$$

Avec :

- $P$  : périmètre du pieu ;
- $\sigma'_v(z)$  : contrainte verticale effective à long terme à la profondeur  $z$ , au contact de l'élément de fondation, tenant compte de la perturbation engendrée par l'accrochage du sol autour de celui-ci ;
- $K(z)$  : rapport entre la contrainte horizontale effective et  $\sigma'_v(z)$  ;
- $h$  : hauteur totale du pieu ;
- $\tan \delta$  est un coefficient de frottement dont la valeur dépend de la nature du contact sol-paroi.

### **V.1.3 Calcul de la capacité portante – Résistance caractéristique ( $R_{c;k}$ ) :**

D'après l'EC7 et sa norme d'application, nous obtenons (ici, en négligeant le terme de frottement négatif) :

$$R_c = R_b + R_s$$

Pour définir les valeurs de portances limites de modèles, on applique les coefficients partiels de modèles suivants, adaptées au type de pieux (ici, FTC) et au modèle de terrain :

	$\gamma R_{d1}$		$\gamma R_{d2}$
	Compression	Traction	
Pieux de classe 2	1,4	1,7	1,1

On obtient alors :

$$R_{b;k} = \frac{R_b}{\gamma_{R;d1}\gamma_{R;d2}} \quad R_{s;k} = \frac{R_s}{\gamma_{R;d1}\gamma_{R;d2}}$$

En compression :  $R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k}$

En traction :  $R_{t;k} = R_{s;k}$

#### V.1.4 Calcul de la capacité portante – Résistance de calcul ( $R_{c;d}$ ) – ELU et ELUA :

Pour obtenir les capacités portantes de calculs nécessaires à la justification des ouvrages aux combinaisons ELU durable/transitoire (fondamental) et ELU Accidentel (sismique), on applique, à la capacité portante caractéristique ( $R_{c;k}$ ) un coefficient partiel de résistance, fonction du type de pieux et de la situation examinée.

Dans notre cas, on considèrera :

	Symbole	ELU durables et transitoires	ELU accidentels
		FTC	
Résistance en pointe	$\gamma_b$	1,1	1,0
Frottement en compression	$\gamma_s$	1,1	1,0
Frottement en traction	$\gamma_{s;t}$	1,15	1,05

On obtient alors :

En compression :  $R_{c;d} = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s$

En traction :  $R_{t;d} = R_{s;k} / \gamma_{s;t}$

#### V.1.5 Calcul de la capacité portante – Résistance au fluage ( $R_{c;cr;d}$ ) – ELS :

Afin de vérifier les ouvrages aux combinaisons ELS, on définit la résistance de fluage par la formule suivante (pour un pieu sans refoulement) :

$$R_{c;cr;k} = 0.5R_{b;k} + 0.7R_{s;k}$$

$$R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}}$$

Et :

$$R_{t;cr;k} = 0.7R_{s;k}$$

$$R_{t;cr;d} = R_{t;cr;k} / \gamma_{s;cr}$$

Avec :

- $R_{c;cr;k}$  : valeur caractéristique de la charge de fluage à la compression.
- $R_{c;cr;d}$  : valeur de calcul de la charge de fluage de compression.
- $R_{t;cr;d}$  : valeur de calcul de la charge de fluage de traction.
- $R_{t;cr;k}$  : valeur caractéristique de la charge de fluage de traction.
- $\gamma_{cr}$  : facteur partiel sur la charge de fluage de compression.
- $\gamma_{s;r}$  : facteur partiel sur la charge de fluage de traction.

Dans notre cas, on détermine les coefficients partiels comme suit :

	Symbole	Combinaisons caractéristiques	Combinaisons quasi-permanentes
Compression	$\gamma_{cr}$	0,9	1,1
Traction	$\gamma_{s;r}$	1,1	1,5

#### V.1.6 Modèles géotechniques :

En considérant des estimations prudentes des paramètres géotechniques à prendre en compte dans la définition des différents critères, nous proposons, pour le dimensionnement des fondations profondes, les modèles géotechniques suivants :

- Selon le sondage SP1 :

Formation	Courbe $f_{sol}$	$PI^*$ (Mpa)	$f_{sol}$ (kPa)	$\alpha_{pieu-sol}$	$q_s$ (kPa)
Remblais sablo-graveleux	Q2 s.g	0.30	19.0	1.8	34.3
Grès altéré	Q2 s.i	2.44	79.9	1.8	90.0
Grès compact	Q5	5.00	130.0	1.6	200.0

Conformément à la norme d'application NF P 94-262, lorsque l'encastrement effectif est inférieur à 5, il conviendra d'appliquer la formule suivante pour la détermination de  $k_p$  :

$$k_p = 1.0 + (k_p \text{ max} - 1.0) \times (Def/B) / 5$$

Avec  $Def/B$  = encastrement effectif où B est la plus petite dimension de la fondation.

#### V.1.7 Exemple de prédimensionnement en portance :

Dans le présent rapport, nous nous attacherons à vérifier la stabilité externe des fondations (vérification de la compression et de la traction vis-à-vis du sol). **La vérification de la stabilité interne des fondations (calcul des armatures longitudinales et transversales, vérification au flambement des armatures, vérification de la compression vis-à-vis du béton) sera à la charge du bureau d'étude structure ou l'entreprise de réalisation.**

Pour les calculs de dimensionnement des pieux, nous avons considéré les descentes de charge les plus défavorable, les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

- En compression

				Charge de fluage de compression Rc;cr;d (en kN)		Capacité portante en compression Rc;d (en kN)	
Sondage	Zone	Diamètre pieu (mm)	Longueur d'ancrage (en m/RDC fini)	ELS Quasi-permanents	ELS Caractéristiques	ELU Durable et transitoire	ELU Accidentel
SP1	B	420	4.90*	485.4	<b>593.3</b>	878.8	962.2
			5.50	605.7	<b>740.3</b>	1078.1	1185.9
			6.10	707.8	<b>865.1</b>	1244.9	1369.4
SP2	A	420	5.60*	625.8	<b>764.9</b>	1111.9	1223.1
			6.40	691.4	<b>845.1</b>	1215.3	1336.8
SP3	C	420	3.60*	470.1	<b>574.5</b>	847.3	932.0
SP4 et SP5	D	420	4.00*	496.0	<b>606.2</b>	888.7	977.5

\* Longueur minimal

- En traction :

				Charge de fluage de compression Rc;cr;d (en kN)		Capacité portante en compression Rc;d (en kN)	
Sondage	Zone	Diamètre pieu (mm)	Longueur d'ancrage (en m/RDC fini)	ELS Quasi-permanents	ELS Caractéristiques	ELU Durable et transitoire	ELU Accidentel
SP1	B	420	4.90	101.5	138.4	189.1	207.1
			5.50	141.0	192.3	262.7	287.8
			6.10	180.5	246.2	336.4	368.4
SP2	A	420	5.60	147.6	201.3	275.0	301.2
			6.40	177.1	241.5	330.0	361.5
SP3	C	420	3.60	98.1	133.8	182.8	200.3
SP4 et SP5	D	420	4.00	109.1	148.8	203.4	222.7

#### V.1.8 Précautions particulières :

La profondeur de fiche de l'élément de fondation est donnée ici à titre indicatif et ne tient pas compte des poussées latérales et des poussées d'Archimède.

Les pieux devront être suffisamment armés pour reprendre les moments fléchissant et les efforts tranchants.

La mise en œuvre des pieux devra également tenir compte de la présence d'une nappe et de la boulangerie des terrains.

Il est rappelé que les résultats fournis précédemment ne sont donnés qu'à titre indicatif et qu'une note de calcul détaillée devra être établie par l'entreprise de fondations spéciales en fonction de ce dernier et des caractéristiques réelles des pieux retenus.

Il reviendra à l'entreprise de choisir la méthode de mise en œuvre de fondation profonde la plus appropriée afin d'atteindre les ancrages nécessaires et de ne pas déstabiliser les structures avoisinantes.

#### V.1.9 Suivi et supervision :

- **Contrôles**

##### Essais d'information

Les essais d'information consisteront en un étalonnage des paramètres de forage avec les essais de reconnaissance géotechnique réalisés.

##### Essais de contrôle

Il faudra veiller à un curage soigné du fond du pieu et procéder au contrôle visuel des horizons d'ancrage par examen des cuttings. Une attention particulière sera également apportée aux surconsommations de béton au détubage dans le cas de pieux forés tubés.

Des essais de résistance sur béton seront prévus à 7 et 28 jours sur des éprouvettes confectionnées sur chantier.

##### Essais de réception (si contrôle renforcé)

En cas de contrôle renforcé (comme prévu dans notre étude), l'homogénéité des pieux sera contrôlée par mesure d'impédance mécanique selon la norme NF P 94-160-4. Le nombre minimal de pieux à ausculter devra respecter les prescriptions de la norme NF P 94-262.

##### Essais de réception



Si des difficultés sont rencontrées à l'exécution, des essais d'intégrité voire un ou des essais de chargement seront envisagés.

- **Suivi d'exécution (G3)**

Un descriptif du mode de réalisation des pieux et du phasage envisagé devra être proposé avant travaux pour validation par le contrôleur technique ou le géotechnicien en charge de la supervision d'exécution.

Une attention particulière devra être apportée à la méthode envisagée pour la mise en place des cages d'armatures.

- **Supervision d'exécution (G4)**

Le géotechnicien en charge de la supervision géotechnique d'exécution donnera un avis sur l'étude d'exécution.

Il réalisera une vacation sur site pour observer les conditions d'exécution.

Il sera averti de toute anomalie.

## V.2 Fondations au niveau du Patio :

### V.2.1 Documents de référence :

La justification des fondations présentée dans ce chapitre, a été réalisée selon l'Eurocode 7 et sa norme d'application nationale NF P 94-262 (de juillet 2012) « Fondations profondes ».

### V.2.2 Principe de fondation :

**En raison de la présence de remblais et de grès altérés avec des caractéristiques mécaniques très faibles sur une épaisseur importante (0,00 à 4,50 m de profondeur/Niveau du Terrain) au droit du sondage SP6 et à l'emplacement du projet, une solution de type micropieux est étudiée pour la zone de l'extension au droit du patio extérieur existant de l'hôpital**, comprenant, au rez-de-chaussée, la création d'une coursive et de locaux.

Ces fondations seront assimilées à des pieux de classe 8 et de catégorie 19 (pieux MIGU) selon l'Eurocode 7 et sa norme d'application nationale NF P 94-262 (cf. tableau en page suivante, extrait de la norme d'application NF P 94-262).

Les micropieux devront être ancrés au minimum de 3 diamètres dans les grès compacts. Ils devront être suffisamment ancrés dans le sol pour reprendre les poussées latérales (stabilité transversale).

Les micropieux pourront être mis en œuvre selon la technique injecté mode IGU (type III) « MIGU » (cf. tableau en page suivante, extrait de la norme d'application (NF P 94-262).

Tableau 12 : Classes et catégories de pieux/micropieux

Classe	Catégorie	Technique de mise en œuvre	Abréviation	Norme de référence
1	1	Foré simple (pieux et barrettes)	FS	NF EN 1536
	2	Foré boue (pieux et barrettes)	FB	
	3	Foré tubé (virole perdue)	FTP	
	4	Foré tubé (virole récupérée)	FTR	
	5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	FSR, FBR, PU	
2	6	Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation	FTC, FTCD	NF EN 1536
3	7	Vissé moulé	VM	NF EN 12699
	8	Vissé tubé	VT	
4	9	Battu béton préfabriqué ou précontraint	BPF, BPR	NF EN 12699
	10	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	BE	
	11	Battu moulé	BM	
	12	Battu acier fermé	BAF	
5	13	Battu acier ouvert	BAO	NF EN 12699
6	14	Profilé H battu	HB	NF EN 12699
	15	Profilé H battu injecté	HBI	
7	16	Palplanches battues	PP	NF EN 12699
1 bis	17	Micropieu type I	M1	NF EN 1536/14199/12699
	18	Micropieu type II	M2	
8	19	Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)	PIGU, MIGU	NF EN 1536/14199/12699
	20	Pieu ou micropieu injecté mode IRS (type IV)	PIRS, MIRS	

### V.2.3 Méthode de calculs selon l'Eurocode 7 et sa norme d'application NF P 94-262 :

#### ➤ Principe :

La norme propose 4 modèles de calculs. Nous utiliserons ici l'approche « modèle de terrain » en considérant une condition de site simple.

La stabilité d'un pieu fait intervenir 3 termes :

- terme de pointe ( $R_b$ ) – négligé pour les micropieux,
- terme de frottement axial ( $R_s$ ),
- terme de frottement négatif ( $G_{sn}$ ) – négligé dans le cas du prédimensionnement.

#### ➤ Définition des termes de pointe ( $R_b$ ) – frottement axial ( $R_s$ ) – frottement négatif ( $G_{sn}$ ) :

##### Terme de frottement axial ( $R_s$ ) :

La résistance à la rupture au frottement axial ( $R_s$ ) est obtenue par la relation suivante :

$$R_s = \sum_i (P_{si} \times q_{si} \times h_i)$$

Dans laquelle :

- $P_s$  = périmètre du micropieu,
- $h_i$  = hauteur de pieu sur laquelle s'exerce le frottement dans la couche i,
- $q_s$  = frottement axial unitaire limite de chaque couche =  $q_s(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}}[Pl^*z]$

Où :

- $pl^*(z)$  : pression limite à la profondeur z ;
- $\alpha_{\text{pieu-sol}}$  : paramètre adimensionnel qui dépend à la fois du type de micropieu et du type de sol ;
- $f_{\text{sol}}$  : fonction qui ne dépend que du type de sol et des valeurs de  $pl^*$ .

#### Terme de frottement négatif ( $G_{sn}$ ) :

Les frottements négatifs se produisent généralement lors de la mise en œuvre d'un remblai sur sol compressible, à proximité d'un pieu. Si une couche molle est surchargée par un remblai, elle va tasser sous le poids de la surcharge. Le sol s'enfonce par rapport au pieu. S'il y a déplacement, il y a frottement au contact sol/micropieu. Il se développe un frottement latéral dirigé vers le bas qui provoque un effort de compression dans le micropieu.

Le terme de frottement négatif ( $G_{sn}$ ), lié au tassement des couches de sol le long du micropieu, est considéré comme une charge. Il doit donc être ajouté aux descentes de charges ou déduit de la capacité portante nette des pieux.

Le terme de frottement négatif est obtenu par la relation suivante :

$$G_{sn} = P \int_{h_{j-1}}^{h_j} K(z) \tan \delta(z) \sigma'_v(z) dz$$

Avec :

- $P$  : périmètre du micropieu ;
- $\sigma'_v(z)$  : contrainte verticale effective à long terme à la profondeur z, au contact de l'élément de fondation, tenant compte de la perturbation engendrée par l'accrochage du sol autour de celui-ci ;
- $K(z)$  : rapport entre la contrainte horizontale effective et  $\sigma'_v(z)$  ;
- $h$  : hauteur totale du micropieu ;
- $\tan \delta$  est un coefficient de frottement dont la valeur dépend de la nature du contact sol-paroi.

Dans le cas présent, le frottement négatif sera négligé.

#### ➤ Calcul de la capacité portante – Résistance caractéristique ( $R_{c,k}$ ) :

D'après l'EC7 et sa norme d'application, nous obtenons (ici, en négligeant le terme de frottement négatif) :

$$R_c = R_b + R_s$$

Pour définir les valeurs de portances limites de modèles, on applique les coefficients partiels de modèles suivants, adaptées au type de pieux (ici, MIGU) et au modèle de terrain :

Tableau 13 : coefficients partiels

	$\gamma_{R;d1}$		$\gamma_{R;d2}$
	Compression	Traction	
Micropieux « MIGU »	1.40	1.70	1.10

On obtient alors :

$$R_{b;k} = \frac{R_b}{\gamma_{R;d1} \gamma_{R;d2}} \quad R_{s;k} = \frac{R_s}{\gamma_{R;d1} \gamma_{R;d2}}$$

En compression :  $R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k}$

En traction :  $R_{t;k} = R_{s;k}$

➤ **Calcul de la capacité portante – Résistance de calcul ( $R_{c;d}$ ) – ELU et ELUA :**

Pour obtenir les capacités portantes de calculs nécessaires à la justification des ouvrages aux combinaisons ELU durable/transitoire (fondamental) et ELU Accidentel (sismique), on applique, à la capacité portante caractéristique ( $R_{c;k}$ ) un coefficient partiel de résistance, fonction du type de pieux et de la situation examinée.

Dans notre cas, on considèrera :

Aux ELU durables et transitoires :

Tableau 14 : coefficients partiels de résistance aux ELU durables et transitoires

	Symbole	Micropieu « MIGU »
Résistance en pointe	$\gamma_b$	1,1
Frottement en compression	$\gamma_s$	1,1
Frottement en traction	$\gamma_{s;t}$	1,15

Aux ELU accidentels :

Tableau 15 : coefficients partiels de résistance aux ELU accidentels

	Symbole	Micropieu « MIGU »
Résistance en pointe	$\gamma_b$	1,0
Frottement en compression	$\gamma_s$	1,0
Frottement en traction	$\gamma_{s;t}$	1,05

On obtient alors :

En compression :  $R_{c;d} = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s$

En traction :  $R_{t;d} = R_{s;k} / \gamma_{s;t}$

➤ **Calcul de la capacité portante – Résistance au fluage ( $R_{c;cr;d}$ ) – ELS :**

Afin de vérifier les ouvrages aux combinaisons ELS, on définit la résistance de fluage par la formule suivante (pour un pieu sans refoulement) :

$$R_{c;cr;k} = 0.5 R_{b;k} + 0.7 R_{s;k}$$

$$R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}}$$

Et :

$$R_{t;cr;k} = 0.7 R_{s;k}$$

$$R_{t;cr;d} = R_{t;cr;k} / \gamma_{s;cr}$$

Avec :

- $R_{c;cr;k}$  : valeur caractéristique de la charge de fluage à la compression.
- $R_{c;cr;d}$  : valeur de calcul de la charge de fluage de compression.
- $R_{t;cr;d}$  : valeur de calcul de la charge de fluage de traction.
- $R_{t;cr;k}$  : valeur caractéristique de la charge de fluage de traction.
- $\gamma_{cr}$  : facteur partiel sur la charge de fluage de compression.
- $\gamma_{s;r}$  : facteur partiel sur la charge de fluage de traction.

Dans notre cas, on détermine les coefficients partiels comme suit :

Tableau 16 : coefficients partiels en compression et en traction

	Symbole	Micropieux « MIGU »	
		Combinaisons caractéristiques	Combinaisons quasi-permanentes
Compression	$\gamma_{cr}$	0,9	1,1
Traction	$\gamma_{s;cr}$	1,1	1,5

## V.2.4 Modèle géotechnique :

En considérant des estimations prudentes des paramètres géotechniques à prendre en compte dans la définition des différents critères, nous proposons pour le dimensionnement des fondations profondes le modèle géotechniques suivants :

**Au droit de SP6 :**

Tableau 17 : Modèle géotechnique

Nature	Base couche (m/TN)	Epaisseur couche (m)	PI* (Mpa)	Choix courbe $f_{sol}$	a	b	c	$f_{sol}$ (kPa)	alpha pieu-sol	$q_s$ unitaire (kPa)
Remblais	1,3	1,3	0,20	<b>Q2 s.g.</b>	0,01	0,06	1,2	13,2	2,9	38,4
Grès altéré	4,5	3,2	0,45	<b>Q2 s.i.</b>	0,01	0,06	1,2	26,9	2,9	78,0
Grès +/- compact	7	2,5	3,04	<b>Q5</b>	0,01	0,08	3	110,4	2,4	264,9



## V.2.5 Exemple de prédimensionnement de micropieux en compression et en traction :

### ➤ Remarques préliminaires :

Dans le présent rapport, nous nous attacherons à vérifier la stabilité des fondations à la compression et à la traction. **La vérification de la stabilité transversale et de la stabilité interne des fondations sera à la charge du bureau d'étude structure et/ou de l'entreprise de fondation spéciale.**

Pour les calculs de dimensionnement des pieux, nous avons considéré les hypothèses suivantes :

- type de fondation : Pieu ou micropieux injecté (type 3),
- diamètres étudiés : 200 mm à 300 mm.

Les tableaux ci-dessous récapitule les capacités portantes en compression et en traction au droit du sondage SP6 pour des micropieux de diamètres et d'ancrages variés. Le dimensionnement a été effectué en considérant le cas le plus défavorable ( $G = 213 \text{ kN}$  et  $Q = 49 \text{ kN}$ ).

### En compression :

Sondage	Diamètre pieu (mm)	Longueur pieu (m)	Charge de fluage de compression $R_{c;cr;d}$ (en kN)		Capacité portante en compression $R_{c;d}$ (en kN)	
			ELS Quasi-permanents	ELS Caractéristiques	ELU Durable et transitoire	ELU Accidentel
SP6	200	7.00	249.8	305.3	<b>356.8</b>	392.5
	250	6.50	269.2	329.0	<b>384.6</b>	423.0
	300	6.00	271.5	331.8	<b>387.8</b>	426.6

Remarque :  $10 \text{ kN} \approx 1 \text{ tonne}$

## V.2.6 Précautions particulières :

La réalisation des micropieux devra tenir compte des dispositions constructives suivantes :

- la contrainte dans le béton sera limitée conformément aux Eurocodes ;
- dans la conception de la structure, la liaison structure/micropieux sera étudiée avec précision ;
- le type de béton et l'épaisseur de métal retenus devront tenir compte de l'agressivité du milieu (eau et terrains) vis-à-vis des fondations ;
- Les réseaux enterrés devront être conçus de manière à pouvoir s'adapter aux tassements différentiels qui se produisent entre les ouvrages fondés sur micropieux et leurs abords. Les réseaux sensibles seront donc équipés de raccords souples.

## V.2.7 Suggestions d'exécutions :

Les fondations profondes seront réalisées selon les Règles de l'Art par une entreprise spécialisée et qualifiée en fondations profondes et conformément aux Eurocodes.

#### V.2.8 Tassements :

Sous réserve d'une exécution soignée des micropieux et du respect des hypothèses précitées, les tassements théoriques absolus seront faibles.

Dans le cas de groupes de micropieux, les paramètres précités seront adaptés en conséquence et les tassements calculés.

#### V.2.9 Remarques importantes :

La réalisation de micropieux nécessitera de forer au sein des couches de remblai et des grés altérés à compacts.

Les moyens mis en œuvre devront être adaptés au passage du substratum rocheux.

Il reviendra à l'entreprise de choisir la méthode de mise en œuvre de fondation profonde la plus appropriée afin d'atteindre les ancrages nécessaires et de ne pas déstabiliser les structures avoisinantes.

Si un ancrage suffisant s'avère impossible pour reprendre des charges importantes (refus de la machine), il sera alors possible de réaliser des doublets ou triplets de micropieux afin d'augmenter la charge admissible. Ce choix devra respecter les préconisations d'exécution (distance entre micropieux, délai d'exécution entre chaque micropieu, ...).

**Dans tous les cas, la méthodologie mise en œuvre devra tenir compte des mitoyens/avoisnants au projet (attention aux vibrations et affouillements sous les existants).**

### V.3 Dallage :

Compte tenu des caractéristiques mécaniques faibles des remblais tendres sur le premier mètre, on s'orientera vers une solution de plancher bas porté par les fondations.

Par contre une solution de **dallage sur terre-plein** pourra être envisagée au droit du sondage SP3 (zone C) à condition de respecter les recommandations des chapitres suivants pour la mise en œuvre de la couche de forme. Dans le cas contraire, on s'orientera vers une solution de plancher bas porté par les fondations.

#### V.3.1 Préparation du fond de forme :

Après purge complète de l'enrobé et les remblais hétérogènes de surface, le fond de forme obtenu sera constitué de remblais sablo-graveleux +/- limoneux.

Les poches de sols médiocres et détériorés par les engins de terrassement ou les eaux de pluie seront purgées.

Après mise à niveau du fond de forme, ce dernier devra être compacté à 95 % de l'Optimum Proctor Normal. Son compactage devra être adapté aux conditions climatiques au moment des travaux. Si les matériaux sont humides à très humides, le compactage ne sera pas réalisable.

Un géotextile sera mis en œuvre à l'interface entre le fond de forme compacté et la couche de forme, afin d'assurer un rôle anti-contaminant et anti-poinçonnant.

Remarques : si les travaux ont lieu en période défavorable ou si le fond de forme présentait une teneur en eau trop importante, il conviendra de prévoir un cloutage préalable à la mise en œuvre de la couche de forme. Ce cloutage sera réalisé avec des blocs rocheux 100/300 mm, durs et non gélifs (Los Angeles et MDE < 45).

### V.3.2 Mise en œuvre de la couche de forme :

Une couche de forme propre et bien graduée sera ensuite mise en œuvre. Elle sera réalisée de la manière suivante :

- une couche de forme de 0.50 m minimum en matériaux d'apport 0/63 mm ;
- une couche de réglage de 0.10 m minimum en matériaux d'apport 0/31.5 mm.

Les matériaux de la couche de forme seront de types :

- granulaires,
- bien gradués selon le fuseau de TALBOT-FULLER,
- durs et non gélifs (Los Angeles / MDE < 45),
- propres et insensibles à l'eau (VBS < 0.1 et passant à 80  $\mu\text{m}$  < 5%),
- drainants ( $D_{10} > 1\text{mm}$ ).

La couche de forme et la couche de réglage devront être soigneusement compactées (95% de l'OPM), permettant d'obtenir les valeurs suivantes (conformément au DTU 13-3) :

- Module de Westergaard  $K_w > 50 \text{ MPa/m}$
- Module d'élasticité  $EV_2 > 50 \text{ MPa}$
- Rapport de compactage  $EV_2/EV_1 < 2.1$

Remarque : les matériaux seront mis en œuvre par couches de 0.30 m maximum, soigneusement compactées.

### V.3.3 Dispositions constructives :

Le dallage sera conçu et réalisé conformément aux règles professionnelles pour les travaux de dallage (DTU 13-3, décembre 2021).

Des joints de construction seront prévus entre les parties différemment chargées du dallage.

### V.3.4 Paramètres de dimensionnement :

Les modules élastiques ( $E_s$ ) et coefficients rhéologiques ( $\alpha$ ) à prendre en compte pour chaque couche de sol sont répertoriés dans le tableau suivant :

Nature sol	Module $E_m$ (MPa)	Coefficient $\alpha$	Module élastique $E_s$ (MPa)
Couche de forme	-	-	50
Remblais	11.0	1/3	33.0
Sable +/- graveleux	18.6	1/2	37.2
Grès altéré	59.5	1/2	119.0
Grès +/- compact	82.0	1/2	164.0

### V.3.5 Essais de contrôle à la plaque :

La plate-forme finie sera réceptionnée par une série d'essais à la plaque (mode opératoire LCPC) afin de s'assurer que les valeurs cibles ont bien été atteintes.

Conformément au DTU 13-3, au moins un essai pour 500 m<sup>2</sup> (et pour 50 cm d'épaisseur de la couche de forme) sera réalisé, avec un minimum de 3.

## VI. TERRASSEMENTS GENERAUX :

La réalisation des fondations nécessitera des terrassements en déblais au sein des couches des remblais, des sables +/- graveleux et les grès altérés à compacts.

Jusqu'au toit des grès, les terrassements en déblais pourront être réalisés par des engins classiques de terrassement de type pelle mécanique.

La rencontre de blocs au sein des remblais et la présence de pointes rocheuses ou d'horizons compacts au sein des grès altérés n'est pas exclue, ce qui pourra nécessiter l'emploi ponctuel d'engins de plus forte puissance (BRH, dent de déroctage...).

Les terrassements en déblais au sein des grès +/- altérés nécessiteront l'emploi d'engins de forte puissance (de type pelle hydraulique puissante, BRH, dent de déroctage,...).

**Dans tous les cas, la méthodologie mise en œuvre devra tenir compte des mitoyens/avoisinants au projet (attention aux vibrations et affouillements sous les existants).**

Les terrains superficiels présents sur le site renferment une importante proportion de matériaux fins sensibles à l'eau. En période pluvieuse, des difficultés de circulation des engins pourront être rencontrées. La réalisation des travaux de terrassement en période sèche est vivement recommandée.

## VII. CREATION DES ZONES DE PARKINGS :

### VII.1 Préparation du fond de forme :

Après purge complète de la terre végétale et des remblais et de la frange altérée par les agents climatiques, le fond de forme sera constitué de remblais limono-sableux +/- graveleux.

Toute poche décomprimée, de matériau évolutif ou de moindre consistance rencontrée en fond de forme sera purgée. Pour le rattrapage des éventuels hors profils après purge, on prévoira la réalisation d'une couche de forme en classe D2 selon le GTR, comportant moins de 5 % de fines.

Après mise à niveau du fond de forme, ce dernier sera compacté. Son compactage sera adapté aux conditions climatiques au moment des travaux. Si les matériaux sont trop humides, le compactage ne sera pas envisageable.

Un géotextile sera mis en œuvre à l'interface entre le fond de forme compacté (après cloutage éventuel) et la couche de forme, afin de limiter le poinçonnement et d'éviter les remontées d'éléments fins dans la couche de forme (anti-contaminant).

### VII.2 Partie Supérieure de Terrassement (PST) et Arase (AR) :

Selon les conditions météorologiques lors des travaux, les PST et AR obtenues pourront être les suivantes :

- **PST0-AR0** : matériaux à l'état hydrique très humide (th), de portance quasi nulle. Dans ce cas, la solution de franchissement de ces zones doit être recherchée par une opération de terrassement (purge, substitution) et/ou de drainage (fossés profonds, rabattement de la nappe...) de manière à pouvoir reclasser le nouveau support obtenu au moins en classe AR1.

- **PST1-AR1** : matériaux à l'état hydrique humide (h), sensibles, de mauvaise portance. Dans ce cas de PST il conviendra soit de procéder à une amélioration du matériau jusqu'à 0.50 m d'épaisseur par un traitement à la chaux vive ou au liant hydraulique et selon une technique de remblai pour être ramené au cas PST2, soit d'exécuter une couche de forme en matériaux granulaires insensibles à l'eau de forte épaisseur.

- **PST2-AR1** : matériaux à l'état hydrique moyen (m), sensibles à l'eau, de bonne portance pouvant chuter sous l'action des infiltrations d'eau et des remontées de nappe.

Lors de notre intervention (Avril et Août 2024), les couples PST-AR obtenus au droit de nos sondages étaient **une PST2-AR1** ( $Q_d > 2.5$  MPa), correspondant à un sol peu déformable, portant sur le premier mètre mais sensible à l'eau (cf. encadré rouge dans le tableau en page suivante),

Tableau 18 : Appréciation de la portance de la PST – Extrait du « Guide pour la construction des chaussées à faible trafic »

<b>Tableau 7 - Appréciation de la portance de la P.S.T. prévisible au moment du chantier à partir des sondages et des essais de laboratoire</b>		
Nature - Etat des matériaux	Indicateurs de comportement	Qualification de la portance de la PST
<b>Sols sensibles à l'eau, humides à très humides :</b> - sols fins : argiles, limons, schistes décomposés, - sols sableux et graveleux (argileux), - schistes très altérés friables, - grès décomposés avec blocs.	Indice de portance en laboratoire IPI < 10  Circulation impossible ou difficile (ornières) Compactage impossible  Portance sur chantier à la plaque (EV2) ou dynaplaque (E) < 30 MPa.  Pénétrömètre dynamique <sup>5</sup> $q_d < 2,5 \text{ MPa}$	<b>Sols déformables à très déformables.</b>
<b>Sols sensibles à l'eau, d'humidité faible à moyenne :</b> - sols fins, - sols sableux et graveleux, - schistes altérés friables, - matériaux blocailleux avec fines.	Indice de portance en laboratoire IPI $\geq 10$  Circulation facile  Compactage possible sans « matelassage » ni remontée d'humidité  Portance sur chantier à la plaque ou dynaplaque ( $30 \text{ MPa} \leq \text{EV2}$ ou $E \text{ dyn} < 50 \text{ MPa}$ ) Pénétrömètre dynamique $q_d \geq 2,5 \text{ MPa}$	<b>Sols peu déformables portants mais sensibles à l'eau.</b>
<b>Matériaux blocailleux ou rocheux insensibles à l'eau :</b> - matériaux graveleux propres, - matériaux blocailleux charpentés, - matériaux rocheux peu altérés à sains.	Matériaux très peu déformables en toutes situations météo (pas de trace visible). Peuvent poser des problèmes de traficabilité et de réglage. Portance sur chantier (plaque ou dynaplaque) $\geq 50 \text{ MPa}$ .	<b>Sols très peu déformables insensibles à l'eau.</b>

### Remarques :

Des essais de plaque devront être réalisés au niveau du fond de forme compacté, afin d'apprécier sa portance au moment des travaux (qui dépendra notamment de sa teneur en eau).

**Les travaux devront être réalisés en période sèche.**

Dans le cas où le terrain présenterait des teneurs en eau élevées (liées à l'infiltration des eaux météoriques par exemple), préalablement à tous travaux, il conviendra d'assainir le site au moyen de tranchées drainantes ou de fossés par exemple.

### VII.3 Mise en œuvre de la couche de forme :

Dans le cas d'une PST2-AR1, les géométries des couches de forme seront les suivantes pour l'obtention d'une plate-forme support chaussée de type **PF2-** ( $50 < EV2 < 80$  MPa) :

Nature de la PST	Qualification de la portance de la PST	Contexte de réalisation	Epaisseur totale & Composition
Remblais limono-sableux +/- graveleux	Sols peu déformables mais sensibles à l'eau	DÉBLAIS SANS DRAINAGE	<b>0.45 m</b> de GNT 0/63
		REMBLAI ou DÉBLAIS AVEC DRAINAGE	<b>0.30 m</b> de GNT 0/63

Dans tous les cas, à l'ouverture du chantier, il conviendra de réaliser des mesures de teneur en eau naturelle afin d'adapter l'épaisseur de la couche de forme en conséquence.

Le matériau de couche de forme sera de type :

- granulaire 0/63 mm ou équivalent,
- bien gradué selon le fuseau de TALBOT-FULLER,
- dur et non gélif (Los Angeles / MDE < 45),
- propre et insensible à l'eau (VBS < 0.1 et passant à  $80 \mu\text{m}$  < 5%),
- drainant ( $D_{10} > 2\text{mm}$ ).

Les matériaux seront mis en œuvre par couche de 0.30 m maximum.

La plate-forme finie sera réceptionnée par une série d'essais à la plaque (mode opératoire LCPC) afin de s'assurer que les valeurs cibles ont bien été atteintes ( $EV2 \geq 50$  MPa et  $EV2/EV1 < 2.1$ ).

### VII.4 Structure de chaussée :

Des exemples de structures de chaussée, avec une hypothèse de trafic de classe t6, sur une plateforme de type PF2- (critère de réception EV2 compris entre 50 MPa et 80 MPa), sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ **Cas d'une couche de base/fondation en GNT :**

Hypothèse	Classe de trafic t6 (de 0 à 10 PL par jour)
Epaisseur BBS	6 cm
Epaisseur GNT	16 cm



➤ **Cas d'une couche de base/fondation en GB3 :**

Hypothèse	Classe de trafic t6 (de 0 à 10 PL par jour)
Epaisseur BBM	4 cm
Epaisseur GB3	11 cm

**Remarques :**

D'autres structures sont envisageables et pourront être proposées en variante par les entreprises. Notamment, la mise en œuvre d'une couche de forme traitée pourra être envisagée (dans ce cas, il conviendra de prévoir une étude de d'aptitude).

## VII.5 Suggestions particulières et drainage :

**Les travaux de voirie seront réalisés en période sèche.**

Au démarrage du chantier, des planches d'essai seront réalisées de manière à fixer les paramètres de compactage (épaisseur des couches, nombre de passes, ... en fonction du compacteur utilisé).

Les couches de chaussée seront mises en œuvre, compactées et contrôlées suivant les spécifications en vigueur ( $EV2 \geq 50$  MPa).

Des essais de contrôle à la plaque devront être prévus avant la mise en place de la couche de forme pour déterminer la classe d'arase (AR), et avant la mise en place de la structure de chaussée pour déterminer la classe de plateforme (PF).

On veillera à limiter les infiltrations d'eau au niveau des sols supports de chaussée (création de fossés, buses, cunettes...).

Les ouvrages de drainage (drains, cunettes, fossés, buses) tiendront compte de la topographie du site et seront raccordés à un exutoire dimensionné de manière suffisante et implanté de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants.

## VIII. MUR DE SOUTÈNEMENT : PAROI CLOUÉE :

Compte tenu de l'état actuelle du mur de soutènement situé Rue Dugas Montbel et de la nature des sols, il conviendra de prévoir un renforcement de ce dernier soit avec des ancrages de clou avec des croix Saint André ou une paroi clouée avec béton projeté de 10 cm d'épaisseur.

Il est prévu de conforter les zones présentant des désordres, et dont la stabilité est considérée comme précaire à terme, de la façon suivante :

- Soit par clouage par barres scellées au coulis de ciment avec une plaque de répartition métallique en tête de clou (croix Saint André), dans des forage légèrement inclinés (5 à 10° vers le bas sur l'horizontale), dans les sols à l'arrière du mur.
- Soit un clouage avec un parement en béton projeté pour assurer le transfert des efforts de poussée sur les clous avec une plaque de répartition métallique en tête de clou.

La deuxième solution est plus avantageuse, car elle répartit les efforts des clous sur toute la hauteur. Cependant, étant donné que le mur de soutènement existant est relativement stable avant le rajout des charges due au parking qui va être implanté derrière le mur, il est également possible d'opter pour un clouage sans ajout de parement en béton.

Les clous auront un diamètre de 32 mm et seront installés dans des forages de 150 mm de diamètre. Leur longueur minimale sera de 6 m, avec un espacement de 2 m entre eux.

Ces dispositions s'appliquent à un linéaire de mur d'environ 25 m.

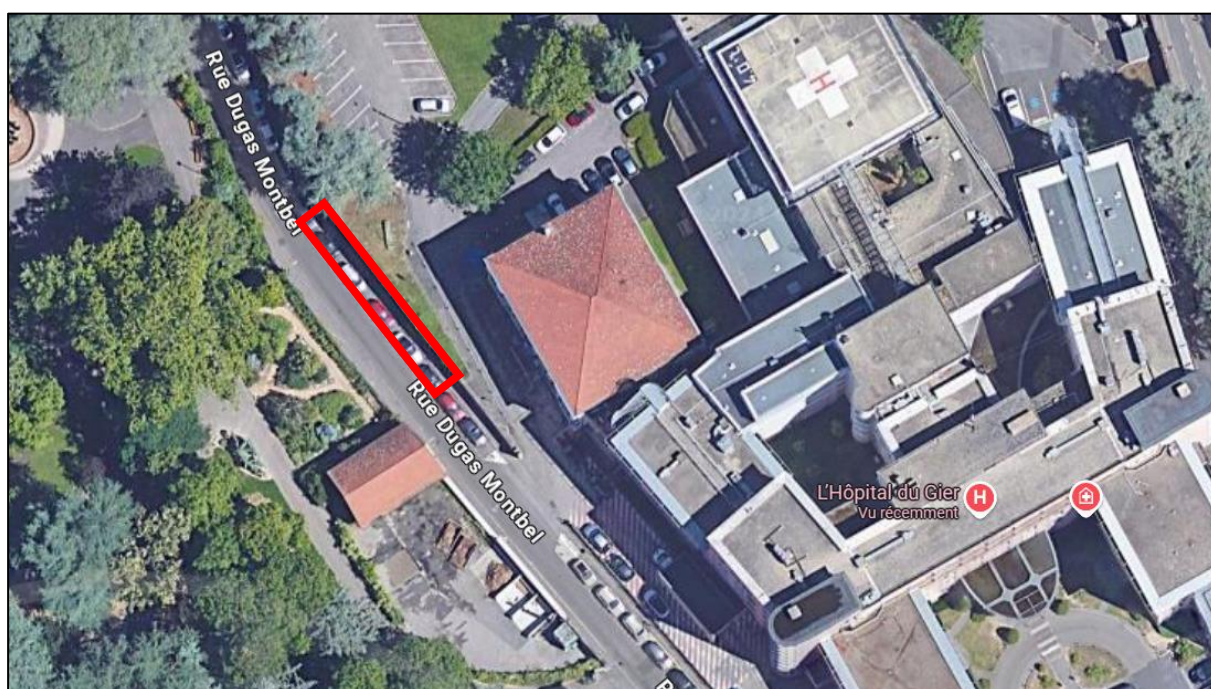


Figure 4 : repérage schématique de la zone à conforter

## VIII.1 Prédimensionnement du confortement par clouage :

### VIII.1.1 Principe des calculs de stabilité :

La stabilité générale du mur et des sols à l'arrière est étudiée vis-à-vis d'une rupture de type rotationnelle à l'aide des logiciels TALREN V6 et GEO5.

La méthode utilisée détermine la surface le long de laquelle l'état de contrainte est le plus proche de l'état de rupture. Ici on utilise la méthode des perturbations.

Les lignes (surfaces) de rupture étudiée sont des cercles. On étudie en général 20 à 30 centres différents et on effectue un balayage sur le rayon du cercle pour déterminer la surface de rupture la plus défavorable.

On tient compte de la nature et des propriétés des différentes couches de sol et on prend en compte les paramètres de résistance des éventuelles inclusions (clous) ainsi que les paramètres d'interaction sol/inclusions.

La méthode de calcul aux Etats Limites Ultimes (Eurocodes) consiste à comparer les contraintes de cisaillement résultant des actions extérieures aux contraintes de cisaillement mobilisables résultants des efforts résistants, chacun des efforts étant affecté d'un coefficient de pondération (pour les efforts extérieurs) ou d'un coefficient partiel de sécurité (pour les efforts résistants). On considère que la stabilité est assurée avec une sécurité suffisante si  $FELU > 1,50$ . Une valeur légèrement inférieure à 1.50 ne signifie pas qu'il y a rupture, mais que la stabilité est assurée pour des coefficients de sécurité partiels sur les paramètres de résistance globalement plus faibles que ceux fixés par les errements habituels de la mécanique des sols.

## VIII.2 Hypothèses de calculs :

### VIII.2.1 Hypothèses de niveau d'eau et de surcharge :

#### ➤ Niveau d'eau :

Compte tenu du sondage RF2, nous n'avons pas considéré de niveau de nappe jusqu'à la profondeur d'assise de l'ouvrage de soutènement.

#### ➤ Surcharge :

Nous avons supposé une surcharge de  $2 \text{ t/m}^2$  sur la zone derrière le talus représentant la zone du parking.

Ces hypothèses devront être confirmées par le BET structures. Si les descentes de charges diffèrent de celles prises par hypothèses, la vérification de la stabilité externe du mur de soutènement sera à revoir.

## VIII.2.2 Hypothèses sur les matériaux constitutifs du mur de soutènement :

En l'absence d'éléments précis, nous avons pris en compte les hypothèses suivantes concernant les matériaux constitutifs du mur de soutènement :

Les calculs sont effectués avec les paramètres suivants dans les sols :

*Tableau 19 : Modèle géotechnique utilisé pour le prédimensionnement des clous*

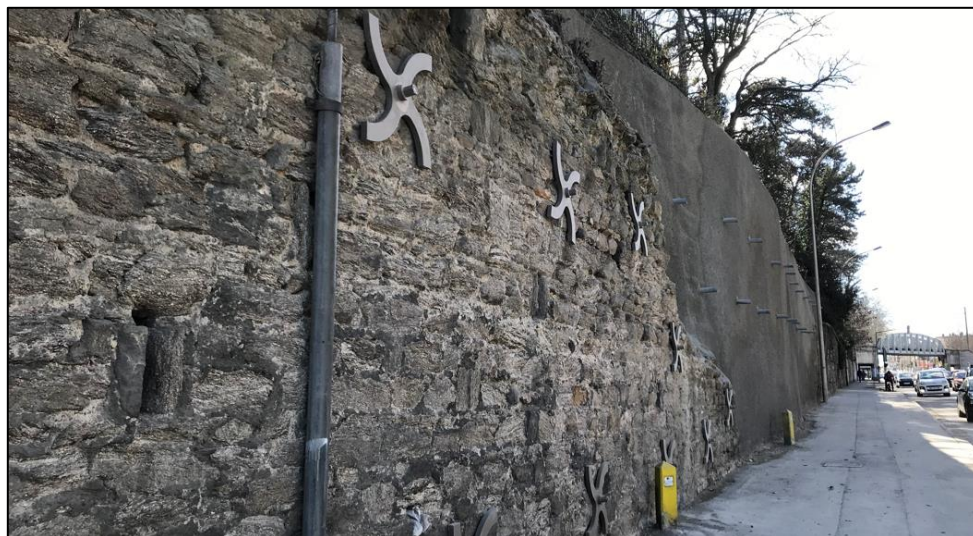
Formation	Epaisseur (m) / coté hôpital	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	PI* (MPa)	Em (MPa)	$\alpha$
Remblais	2.10	18	20	0	0.50	5.0	1/3
Grès altéré	5.00	20	30	5	1.2	8.5	2/3
Mur	2.10	23	35	25	-	-	-

On ne prend pas en compte de poussée hydrostatique.

## VIII.2.3 Caractéristiques du clouage pour le prédimensionnement :

On considère :

- Des barres en acier de limite élastique 500 MPa, de 32 mm de diamètre utile et une longueur de 8.00 m, après prise en compte d'une épaisseur sacrifiée à la corrosion, ou avec protection anticorrosion par gaine. Par exemple barres de 32 mm de diamètre avec réduction d'épaisseur de 2 mm sacrifiée à la corrosion. Rupture de l'ancrage 166.67 kN. Résistance à la rupture 250 kN.
- Mise en place dans des forages de 150 mm de diamètre, inclinés de 10° sur l'horizontale.
- Scellement gravitaire au coulis de ciment.
- Maillage des clous : un seul lit de clous sera mis en place, situé à mi-hauteur du mur, avec un espacement maximal de 2 m selon l'horizontale.
- Tête des clous avec des croix de Saint André (cf. photo ci-dessous).



- Dans le cas de la mise en place d'un parement en béton projeté, celui-ci aura une épaisseur de 10 cm et sera renforcé par une nappe de treillis métallique afin d'uniformiser les charges sur

les clous. Pour cette configuration, voici un exemple de disposition des armatures : utilisation d'un treillis métallique type ST25C.

- Forage de barbacanes. Prévoir deux niveaux, un en pied et un sensiblement à 1 m du haut.
- Tubes crépinés de 50 mm de diamètre minimum avec chaussette géotextile. Prévoir une longueur de 2 m environ. Espacement horizontal 3 m maximum.

La mise en place, ou non, du parement en béton projeté, les dispositions constructives, incluant l'épaisseur du béton projeté, les armatures métalliques et les détails des têtes de clous, seront spécifiées par l'entreprise lors de la phase d'exécution (Mission G3).

Le plan de prédimensionnement est joint en annexe.

- Vérification de la stabilité au glissement du mur de soutènement :

La vérification consiste à s'assurer que l'inclinaison de la charge reste à l'intérieur du cône de glissement.

Cela se traduit par l'inéquation suivante :  $H/V \leq \tan \alpha$  (avec H = somme des sollicitations horizontales, V = somme des sollicitations verticales et  $\alpha$  = angle de frottement à l'interface sol/fondation).

A cette équation s'intègrent les efforts de butée éventuels et des coefficients de sécurité partiels.

Ainsi, la stabilité au glissement est assurée lorsque :

$$(V \times \tan \alpha) / H \geq 1.50$$

- Vérification de la stabilité au renversement du mur de soutènement :

Pour qu'il n'y ait pas de renversement du mur, il faut vérifier que le rapport du moment stabilisateur ( $M_{ST}$ ) sur le moment de renversement ( $M_{RV}$ ) soit supérieur à 1.50 :

$$M_{ST}/M_{RV} > 1.50$$

Tous calculs faits, nous obtenons le résultat suivant :

Situation	Glissement	Renversement	Stabilité de pente	Coef. de sécurité
Avant clouage au droit de RF2	2.03	1.09 (non vérifié)	2.30	1.50
Après clouage au droit de RF2	> 15	3.72	2.44	1.50
Avant clouage sur la hauteur la plus défavorable	1.13 (non vérifié)	0.46 (non vérifié)	1.85	1.50
Après clouage sur la hauteur la plus défavorable	> 15	2.46	2.01	1.50



### VIII.3 Conditions générales de réalisation :

- La méthode de forage des clous devra permettre de traverser les maçonneries et tous les types de sols, en garantissant la stabilité des parois du forage.
- Les barres devront soit être protégées contre la corrosion, soit être dimensionnées en prenant en compte une épaisseur sacrifiée à la corrosion, en fonction de la durée de vie prévue pour l'ouvrage.
- Prévoir des essais de traction préalables pour valider la valeur du frottement latéral unitaire limite sol/clou, pris en compte dans les calculs. Ces essais seront réalisés en début de chantier, sur des clous non intégrés à l'ouvrage.
- Dans les sols sablo-limoneux, forage à l'eau exclu. Soit à sec, soit sous coulis de ciment d'injection.
- En tête des murs, prévoir une cunette pour collecter et évacuer les eaux de ruissellement vers l'aval.
- Dans le cas d'un clouage sans parement en béton, la mise en place des croix de Saint-André sera nécessaire.

## IX. EAU ET DRAINAGE :

### IX.1 Rappels :

Des venues d'eau ont été relevés lors de nos investigations.

### IX.2 Phase provisoire :

En fonction de la date de réalisation des travaux et des conditions météorologiques lors des terrassements (ruissellement, infiltration des eaux pluviales, remontée de nappe...), un pompage provisoire pourra s'avérer nécessaire afin d'épuiser les venues d'eau et d'assécher les fouilles des terrassements généraux.

On privilégiera la réalisation des travaux de terrassement en déblais en période sèche/de basses eaux.

En phase chantier, il conviendra :

- de récupérer le ruissellement et les eaux infiltrées sur des formes terrassées en forme de pente,
- de mettre en œuvre des drains au droit des fils d'eau,
- de prévoir la décantation éventuelle des eaux récupérées, avant envoi dans un exutoire existant ou à créer (dimensionné de manière suffisante et implanté de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants),
- de pomper les venues d'eau éventuelles en fonds de fouilles et d'assurer leur évacuation (après décantation éventuelle) dans un exutoire existant ou à créer et implanté de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants.

On envisagera de modeler les fonds de fouilles des terrassements généraux en toit avec une pente d'au moins 2 % pour permettre l'évacuation des eaux de surface vers des fossés périphériques et le rejet des eaux vers un exutoire gravitaire ou par pompage.

Nous rappelons que pour la réalisation des puits, en cas de présence d'eau dans le sol, le bétonnage se fera au tube plongeur selon la technique pieu.

Remarque : dans tous les cas, l'incidence hydraulique du projet devra être prise en compte vis-à-vis des avoisinants (attention aux départs de fines, affouillements et tassements hydrauliques sous les existants).

### IX.3 Phase définitive :

Toute infiltration d'eau au niveau des fondations est à proscrire. Les eaux de ruissellement et de toiture seront collectées (gouttières, contre-pente, avaloires) et évacuées vers un exutoire suffisamment dimensionné et implanté de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants.



## X. SUITES A DONNER A L'ETUDE :

La présente étude a été réalisée dans le cadre d'une mission G2 PRO suivant la norme NF P 94-500 (cf. annexe 1).

Elle devra être complétée par les missions géotechniques suivantes :

- G2 DCE-ACT : à réaliser au stade du dossier de consultation des entreprises et d'assistance aux contrats de travaux, afin de fournir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques. Cette mission permet également d'assister le Maître d'Ouvrage pour la sélection des entreprises (analyse des offres techniques, participation à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux).
- G3 : à réaliser en phase d'exécution et confiée à l'entrepreneur sur la base de la phase G2 DCE-ACT. Cette mission permet entre autre : de préciser les méthodes et conditions d'exécution, d'élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs, de suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, de vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux par un programme d'investigations géotechniques (planches d'essais, essais à la plaque...), établir la prestation géotechnique du DOE et fournir les documents nécessaires à l'établissement du DIUO.
- G4 : à exécuter en phase d'exécution à la charge du Maître d'Ouvrage ou de son mandataire et à réaliser en collaboration avec la Maîtrise d'Œuvre ou intégrée à celle-ci. Elle permet de donner un avis sur la mission G3 réalisée par l'entrepreneur et par interventions ponctuelles sur le chantier, de vérifier la bonne exécution des ouvrages géotechniques (en participant à la réalisation des planches d'essais par exemple, ou à la réalisation des essais à la plaque afin de s'assurer que les valeurs cibles sont bien atteintes...). Elle permet également de donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

\*

\*       \*

La mise en œuvre de l'ensemble des missions géotechniques (G3 et G4) devra suivre la présente étude (mission G2 PRO). Le schéma d'enchaînement et la classification des missions types d'ingénierie géotechnique, extraits de la norme NF P 94-500, figurent en annexe 1 du présent rapport.

Nous restons à l'entière disposition des Responsables du Projet pour tout renseignement, ainsi que pour toutes missions complémentaires nécessaires.

Les conclusions de ce présent rapport sont données sous réserve des conditions particulières jointes.

## XI. Annexe :

### EXTRAIT DE LA NORME NF P 94-500 – Novembre 2013

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

#### ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

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

Elle comprend deux phases :

##### Phase Étude de Site (ES)

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

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

##### Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

#### ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

##### Phase Avant-projet (AVP)

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

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisnants), 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 avoisnants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

##### Phase DCE / ACT

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

- Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).

- Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

### **ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées) ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)**

Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en 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 GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)**

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

#### Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

#### Phase Supervision du suivi d'exécution

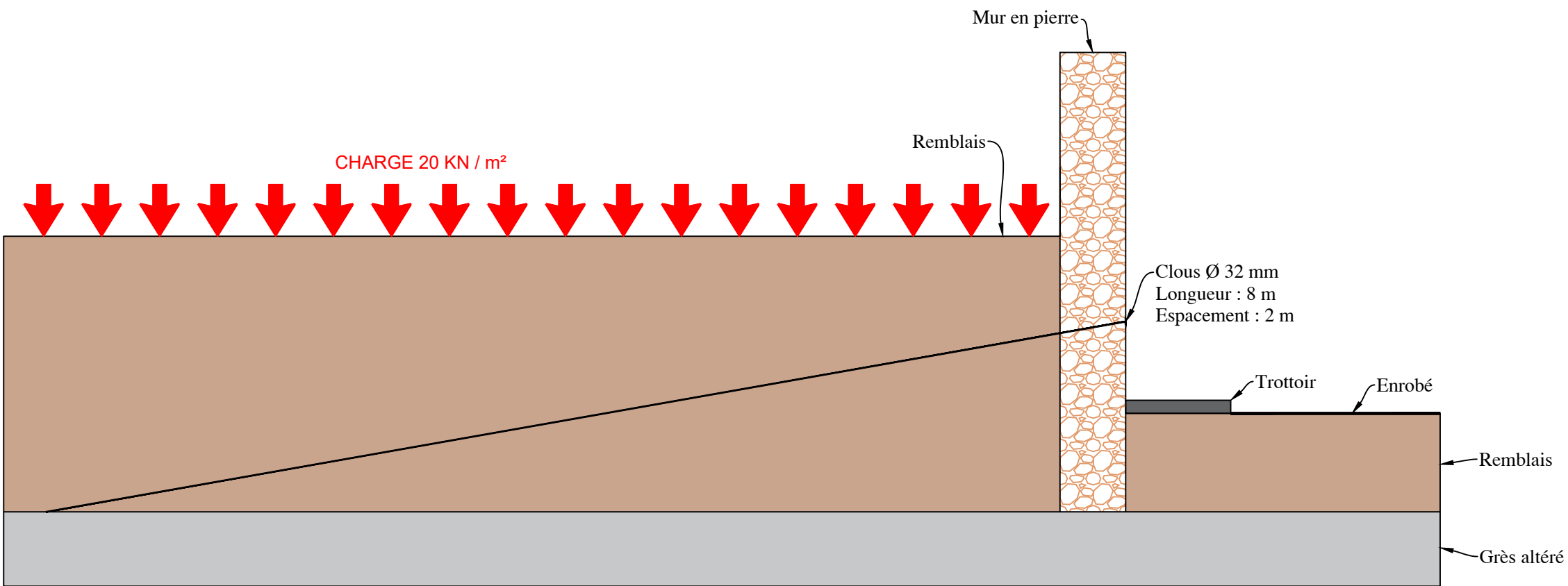
- Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique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

### **DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)**

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle.

Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant.

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



DMTR  
26 Avenue de la concorde  
21000 DIJON  
Tel. 03 80 57 06 20  
Fax: 03 80 53 37 98

Mur de soutènement	
Coupe	
Hôpital du Gier , Saint-Chamond	
Date: 04 / 02 / 2025	Dessinateur : A.C
Echelle : 1 / 40	Rev : 0

