



GÉotechnique
sciences de la terre sas

Agence de ST BENOIT
156 Avenue des Hauts de la Chaume
86280 SAINT BENOIT

Tél : 05.49.51.24.24
contact86@geotechnique-sas.com

RAPPORT D'ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION G2 PHASE AVP

Localisation

SAINTES (17)
Allée de la Guyarderie

Projet

CONSTRUCTION D'UN BASSIN NORDIQUE ET D'UNE EXTENSION DE BATIMENT

Maître d'ouvrage

Saintes Grandes Rive, L'AGGLO
12 Boulevard Guillet Maillet
17 100 SAINTES



REFERENCE : VJt2026-02-95-Ind B - G2 AVP

Ind.	Date	Contenu	Rédacteur	Vérificateur	Observations
A	27/5/26	53 pages + annexes	L. PORTEJOIE	A. ANTIGNY	Document initial
B	27/05/2026	53 pages + annexes	L. PORTEJOIE	A. ANTIGNY	Corrections et dispositions ajoutées

Référentiel document : v2.2 22/01/2024

PLAN DU RAPPORT

1. PRESENTATION	3
1.1. Définition de l'opération	3
1.2. Contrat – Mission géotechnique	3
1.3. Cadre réglementaire	4
1.4. Documents communiqués	4
1.5. Caractéristiques du projet	5
1.6. Caractéristiques générales du site	7
1.6.1. Localisation	7
1.6.2. Caractéristiques de la zone d'étude	8
1.6.3. Contextes géologique & hydrogéologique	8
1.6.4. Enquête historique sommaire	9
1.7. Risques naturels	10
1.7.1. Risque d'inondation	10
1.7.2. Risque de remontée de nappe	10
1.7.3. Exposition au retrait-gonflement des argiles	11
1.7.4. Présence de cavités / risque karstique	11
1.7.5. Mouvements de terrains	12
1.7.6. Amiante naturelle	12
1.7.7. Risque sismique	12
1.7.8. Arrêtés de catastrophes naturelles	13
2. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES	14
2.1. Implantation et nivellement	14
2.2. Investigations réalisées	14
2.2.1. Sondages de reconnaissance	14
2.2.2. Equipements piézométriques (G1)	15
2.2.3. Tests de perméabilité des sols	15
2.2.4. Essais en laboratoire	16
3. SYNTHESE GEOTECHNIQUE	17
3.1. Coupe stratigraphique du terrain - caractéristiques mécaniques	17
3.2. Résultats d'essais en laboratoire	20
3.3. Exposition au retrait-gonflement des sols argileux	21
3.4. Niveaux des eaux souterraines	21
3.5. Perméabilité des sols	22
4. APPLICATIONS GEOTECHNIQUES A L'AVANT-PROJET	23
4.1. Modèle géotechnique retenu	23
4.2. Niveaux caractéristiques des eaux souterraines	23
4.3. Conditions sismiques	24
4.3.1. Données réglementaires	24
4.3.2. Influence du sol	24
4.3.3. Catégorie de bâtiment	25
4.3.4. Exigences sur le bâti neuf	26
4.3.5. Risque de liquéfaction des sols	26



4.4.	La zone d'influence géotechnique (ZIG).....	26
4.5.	Adaptations du projet aux conditions géotechniques	27
4.6.	Adaptations vis-à-vis des avoisinants et mitoyens.....	28
4.7.	Principes généraux de terrassements	28
4.7.1.	Préambule	28
4.7.2.	Recommandations générales.....	28
4.7.3.	Travaux préparatoires	29
4.7.4.	Travaux de démolition sur site occupé	29
4.7.5.	Aménagement des plateformes.....	30
4.7.6.	Stabilité des talus provisoires	31
4.7.7.	Stabilité des talus définitifs	31
4.7.8.	Ouvrages de soutènement	32
4.8.	Conception des niveaux-bas	33
4.9.	Etude de fondation par radier général (bassin nordiques et galeries).....	33
4.9.1.	Préparation du niveau-bas – structure d'assise.....	33
4.9.2.	Contraintes admissibles	33
4.9.3.	Evaluation préliminaire des tassements	34
4.9.4.	Remarques importantes	34
4.10.	Etude des fondations profondes -norme NF P94-262 (pour le bâtiment)	34
4.10.1.	Type de fondation profonde.....	35
4.10.2.	Méthode et paramètres de calculs	35
4.10.3.	Ebauche dimensionnelle (micropieux).....	36
4.10.4.	Conditions et précautions de réalisation des micropieux.....	37
4.11.	Remarque sur la chaufferie en sous-sol.....	37
4.12.	Protection des ouvrages contre les eaux.....	38
4.13.	Protection vis-à-vis du risque de retrait / gonflement des sols	38
4.13.1.	Recommandations structurelles complémentaires	38
4.13.2.	Recommandations vis-à-vis d'un niveau-bas sur plancher porté	39
4.13.3.	Recommandations liées à la réalisation d'un étanchement périphérique horizontal	39
4.13.4.	Recommandations vis-à-vis des réseaux enterrés	39
4.13.5.	Recommandations vis-à-vis de l'environnement proche	40
4.14.	Conception des voiries et parkings	40
4.14.1.	Assise de la structure de voirie (P.S.T.)	40
4.14.2.	Couche de forme sous voirie.....	41
4.14.3.	Prise en compte du phénomène de retrait / gonflement du sol	41
4.14.4.	Critères de réception	41
4.14.5.	Assise des gradins	41
4.15.	Recommandations générales vis-à-vis du risque sismique	42
5.	ALEAS RESIDUELS ET RISQUES ASSOCIES	43
6.	CONDITIONS GENERALES DE VALIDITE DU RAPPORT	44

- Annexe 1 : **Extrait de la norme NF P94-500 de novembre 2013**
 Annexe 2 : **Conditions de validité de l'étude**
 Annexe 3 : **Implantation des sondages**
 Annexe 4 : **Coupes de sondages**
 Annexe 5 : **Essais de perméabilité**
 Annexe 6 : **Essais en laboratoire**

Le présent document devient la propriété du client uniquement après paiement intégral de la prestation correspondante.

1. PRESENTATION

1.1. Définition de l'opération

Le Maître d'Ouvrage Saintes Grandes Rive, L'AGGLO envisage la reconstruction d'un bassin nordique ainsi que l'extension de la piscine Aquarelle située à SAINTES (17).

Les principaux intervenants du projet sont :

- Maître d'ouvrage : Saintes Grandes Rive, L'AGGLO
- BET Structure : PROJEX

1.2. Contrat – Mission géotechnique

Notre offre d'étude géotechnique référencée VJt2026-02-95-Ind B - G2 AVP en date du 05/02/2026 a été acceptée le 06/03/2026 par Saintes Grandes Rive, L'AGGLO.

Conformément à notre offre et selon la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013, il s'agit d'une **mission géotechnique de conception** comprenant uniquement la **phase Avant-Projet** (G2 AVP).

Elle consiste à :

- Réaliser une enquête documentaire sur les sites institutionnels : GEOPORTAIL, INFOTERRE, GEORISQUES, ADES... ;
- Définir la zone d'influence géotechnique (ZIG) du projet ;
- Donner la classification du site vis-à-vis de la réglementation sismique en vigueur et préciser le risque de liquéfaction des sols sous séisme si nécessaire ;
- Réaliser un programme d'investigations géotechniques et en assurer le suivi technique ;
- Établir la synthèse géotechnique à l'issue des investigations et le(s) modèle(s) géotechnique(s) ;
- Préciser les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet et donner les principes de construction envisageables concernant les terrassements, les fondations, le mode d'assise des structures au sol ;
- Fournir une ébauche dimensionnelle des ouvrages géotechniques sur la base des modèles géotechniques retenus ;
- Donner les dispositions générales vis-à-vis des eaux de surface, des eaux souterraines et des avoisinants ;
- Examiner la pertinence d'application de la méthode observationnelle si nécessaire.

Il convient de rappeler que les aspects non exhaustifs suivants ne font pas partie de la mission :

- Les études environnementales éventuelles (diagnostic de pollution, voisinage, etc...) ;
- La reconnaissance des anomalies géotechniques en dehors de l'emprise des investigations.

Concernant les eaux souterraines, les informations hydrogéologiques intégrées à la présente mission sont limitées aux résultats de l'enquête documentaire générale et au report des niveaux d'eaux mesurés en cours d'investigations.

Si ces éléments peuvent être de nature à induire un éventuel impact sur le projet, une étude hydrogéologique spécifique pourra être réalisée dans les phases ultérieures d'études en adéquation avec les objectifs et les enjeux au regard du projet.

1.3. Cadre réglementaire

Les textes normatifs et documents de référence appliqués dans le cadre de cette étude sont les suivants :

- Eurocode 7 – Calculs géotechniques
- Norme NF P94-261 – Calcul Géotechnique – Fondations superficielles (février 2017)
- Norme NF P94-262 – Calcul Géotechnique – Fondations profondes (juillet 2018)
- NF DTU 13.11 Fondations superficielles
- NF DTU 13.2 Fondations profondes
- NF DTU 13.3 partie 3 - Dallages
- Guide Technique SETRA-LCPC « réalisation des remblais et des couches de formes » Fascicules I et II dit GTR 92
- Guide des Terrassements, des remblais et des couches de forme – fascicules n°1 et 2 – dit GTR 2023, publié par le CEREMA en mai 2023
- Normes AFNOR en vigueur concernant les travaux de sondages et essais in-situ ou de laboratoire

1.4. Documents communiqués

Les documents suivants nous ont été communiqués :

<i>Document</i>	<i>Fourni par</i>	<i>Format</i>	<i>Date</i>
Plan topographique	SAINTES	PDF	Mars 2018
Plan de récolement des réseaux	EIFPAGE TP	PDF	Aout 2012
Rapport_vB G1 PGC 2025-07-2 SAINTES - Centre Aquarelle	-	PDF	Novembre 2025
APS2_ARCHI_001 - PLAN DE MASSE - ETAT PROJETE.		PDF	31/03/2026
APS2_ARCHI_002 - PLAN RDC NORD - ETAT PROJETE		PDF	31/03/2026
APS2_ARCHI_003 - PLAN RDC SUD - PLAN R+1 - ETAT PROJETE		PDF	31/03/2026
APS2_ARCHI_004 - PLAN R-1 - ETAT PROJETE		PDF	25/02/2026
APS2_ARCHI_008 - COUPE GG JJ HH AA - ETAT PROJETE		PDF	31/03/2026
APS2_ARCHI_009 - COUPE BB CC II FF - ETAT PROJETE		PDF	31/03/2026

Les éléments suivants n'ont pas été communiqués :

- L'enveloppe des descentes de charge.

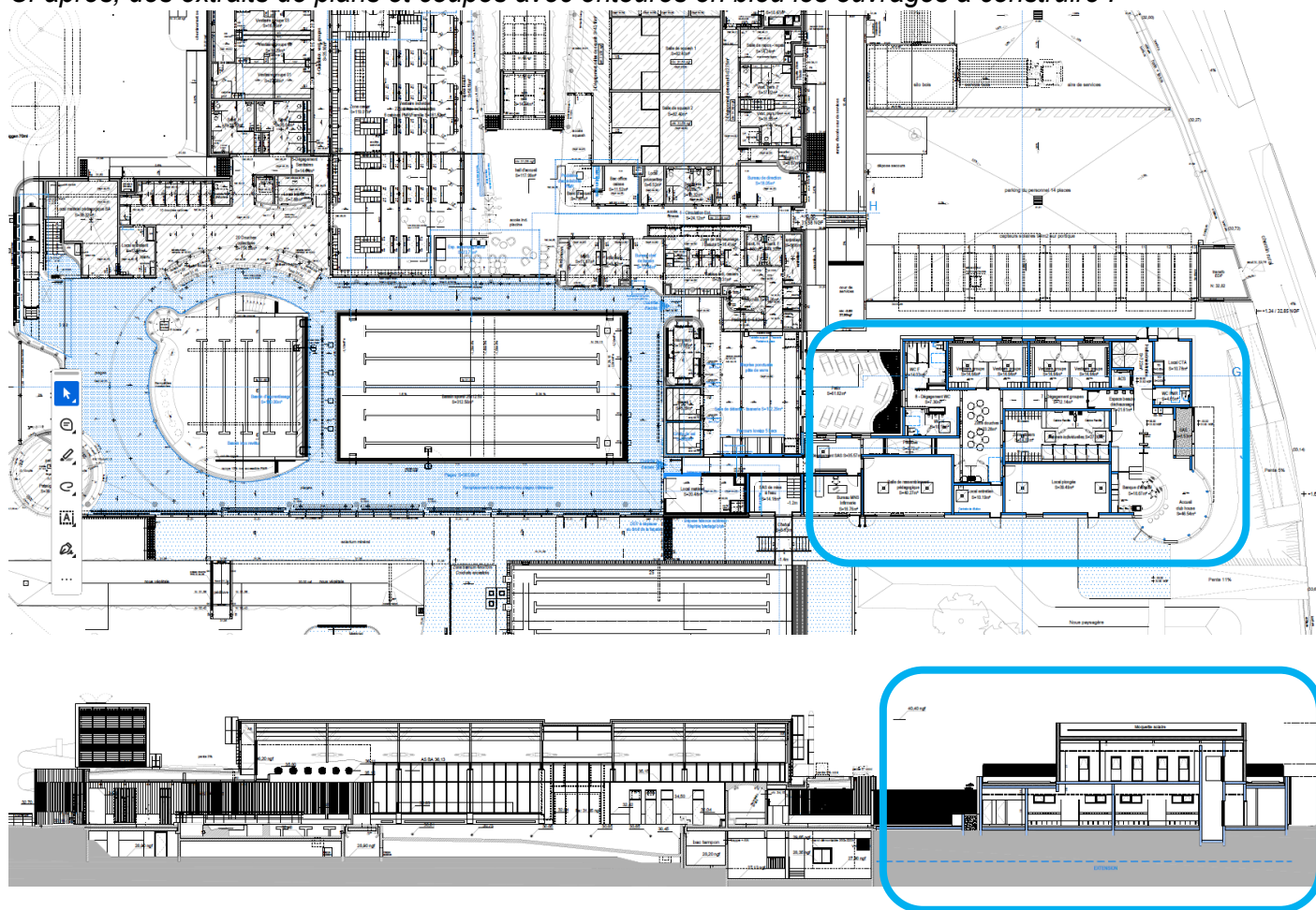
1.5. Caractéristiques du projet

Les caractéristiques principales du projet dont nous disposons sont les suivantes :

- Construction d'une extension de type R+1, à usage de locaux administratifs et associatifs, avec sous-sol partiel pour insertion d'une chaufferie ainsi que de vestiaires associés au bassin nordique extérieur, d'une emprise au sol de l'ordre de 350 m². La cote finie du RdC est calée à +31.52 m NGF et la cote du sous-sol partiel n'est pas indiquée sur les plans (possiblement 3 m sous la cote finie du RdC – à confirmer),
- Démolition et reconstruction du bassin extérieur nordique, d'une emprise au sol d'environ 20 x 25 m et enterré de 2.5 m par rapport au niveau fini. Cette reconstruction sera accompagnée de la création de galeries techniques. L'ensemble fini sera calé à la cote finie +28.9 m NGF,
- Réalisation de gradins au sud du bassin nordique qui sera reconstruit. Il est prévu de traiter ces gradins avec une méthode VRD (mise en œuvre de GNT support d'éléments béton pour l'assise des différents niveaux de gradins),
- Créations de voiries et parkings pour véhicules légers sur la moitié est du parvis d'accès situé au nord. Une partie de la voirie sera traitée en chaussée réservoir.

Compte tenu de la topographie du site et/ou de la configuration du projet, les terrassements induits seront en déblai sur une profondeur de 3.0 m maximum pour permettre l'aménagement du bassin.

Ci-après, des extraits de plans et coupes avec entourés en bleu les ouvrages à construire :



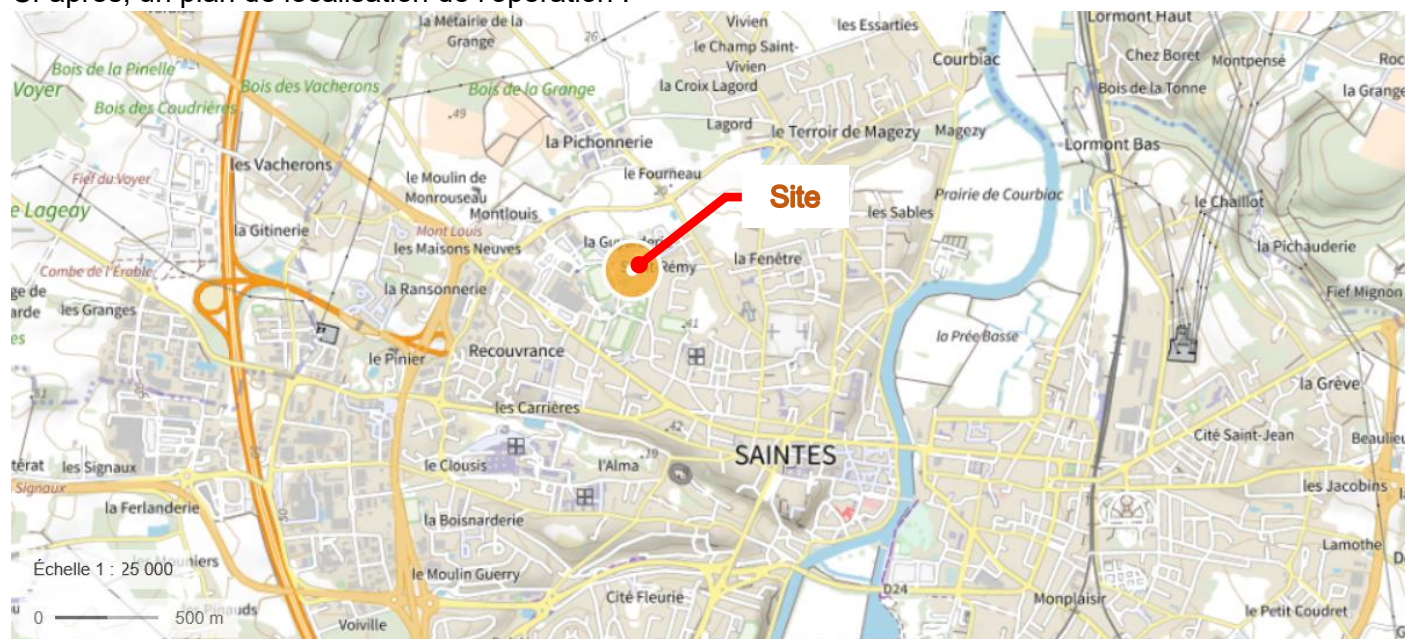


1.6. Caractéristiques générales du site

1.6.1. Localisation

Le terrain concerné par la présente étude se situe au centre aquatique Aquarelle, allée de la Guyarderie, sur la commune de SAINTES (17) et correspond aux parcelles cadastrales BP-139, 142 et 149.

Ci-après, un plan de localisation de l'opération :



Source : www.géoportail.gouv.fr

Ci-après, un extrait d'image aérienne avec localisation du projet :



Source : www.géoportail.gouv.fr

1.6.2. Caractéristiques de la zone d'étude

Les éléments principaux à retenir concernant la configuration du site sont les suivants :

- Le terrain est occupé par la piscine existante, des stationnements ainsi que des circulations VL et piétonnes,
- D'après le plan topographique communiqué, l'altimétrie de la parcelle varie de :
 - 29.0 à 31.0 m NGF au niveau de la zone de stationnement au Nord,
 - 31.2 à 32.5 m NGF environ au niveau du projet d'extension et du bassin nordique,
- La parcelle est délimitée par :
 - L'Allée de la Guyarderie au Nord,
 - Le complexe sportif Yvon Chevalier à l'Ouest et au Sud,
 - Des parcelles privées construites à l'Est.

1.6.3. Contextes géologique & hydrogéologique

D'après les données de la carte géologique au 1/50000 du secteur (cf. extrait inséré ci-après), la succession lithologique attendue est la suivante :

- Des remblais d'aménagement (piscine actuelle),
- C5 : Le substratum rocheux représenté par des calcaires blancs gris généralement altérés en tête (frange supérieure de nature argilo-marneuse) du Santonien.

Extrait de la carte géologique au 1/50000 :



Concernant le contexte hydrogéologique, une enquête préliminaire a été réalisée sur les sites institutionnels.

Aucune information n'est disponible à proximité du site, dans un même contexte topographique et géologique.

1.6.4. Enquête historique sommaire

En raison de l'occupation antérieure et actuelle du site, une enquête bibliographique historique sommaire a été effectuée sur la base de données disponibles.

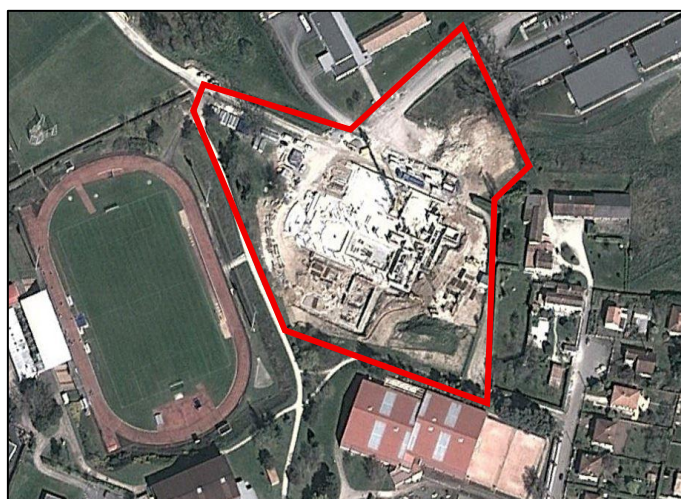
Les vues aériennes disponibles sur remonterletemps.ign.fr indiquent que la parcelle étudiée correspondait autrefois à une prairie libre de tout construction, jusque dans les années 90 où des aménagements sportifs (terrains de sport) deviennent alors visibles. Le site ne subit a priori plus de remaniements particuliers entre cette période et le moment où le centre aquatique actuel est construit (2011).



Vues aériennes 1945 (gauche) et 1977 (droite)



Vues aériennes 1991 (gauche) et 2002 (droite)



Construction du centre aquatique (2011)

1.7. Risques naturels

Les risques naturels relevés au droit du site, qui peuvent avoir une incidence sur l'interaction sol-structure, sont synthétisés ci-après (données Infoterre).

A noter que les risques naturels sans lien direct avec la stabilité des ouvrages (présence d'amiante, présence de radon, présence de pollutions de sol, etc...) ne sont pas l'objet de l'étude géotechnique et ne sont donc pas répertoriés.

1.7.1. Risque d'inondation

D'après les indications disponibles, la commune de SAINTES (17) fait l'objet d'un Plan de Prévention des Risques d'inondation, nommé PPRn de Saintes.

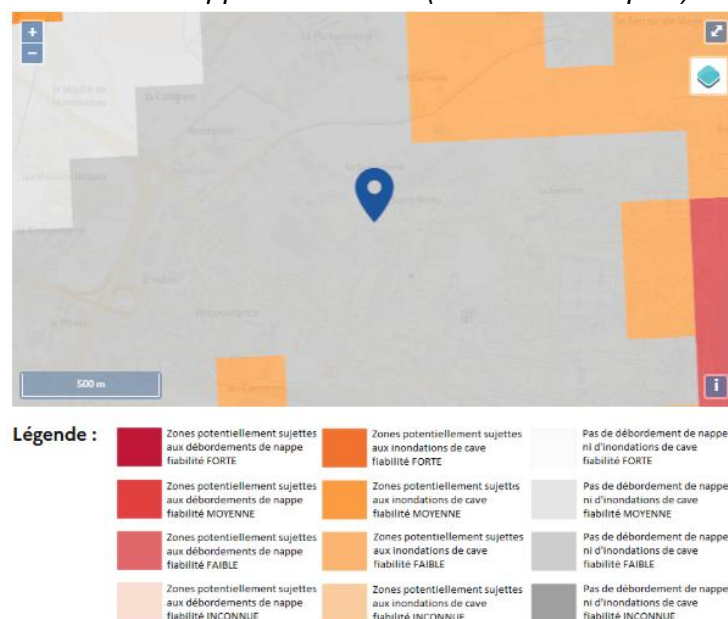
Néanmoins, d'après les informations disponibles, le terrain étudié est en dehors des zones d'inondation.

Il est de la responsabilité du Maître d'Ouvrage de se renseigner sur le risque réel d'inondation auprès des services d'urbanisme (P.L.U. notamment). Des dispositions de protection des ouvrages peuvent être prescrites et devront être dimensionnées par un bureau d'étude hydraulique.

1.7.2. Risque de remontée de nappe

D'après les informations disponibles, n'est pas situé au sein d'une zone potentiellement sujette aux inondations de cave ou remontées de nappe.

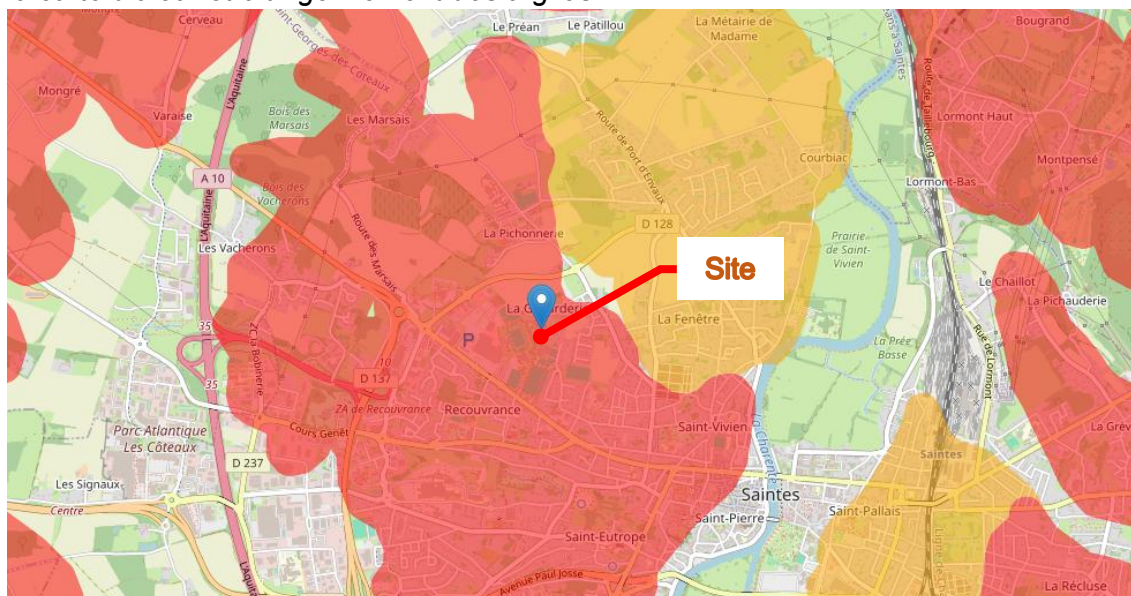
Extrait de la carte de « Remontées de nappe » du BRGM (source Géorisques) :



1.7.3. Exposition au retrait-gonflement des argiles

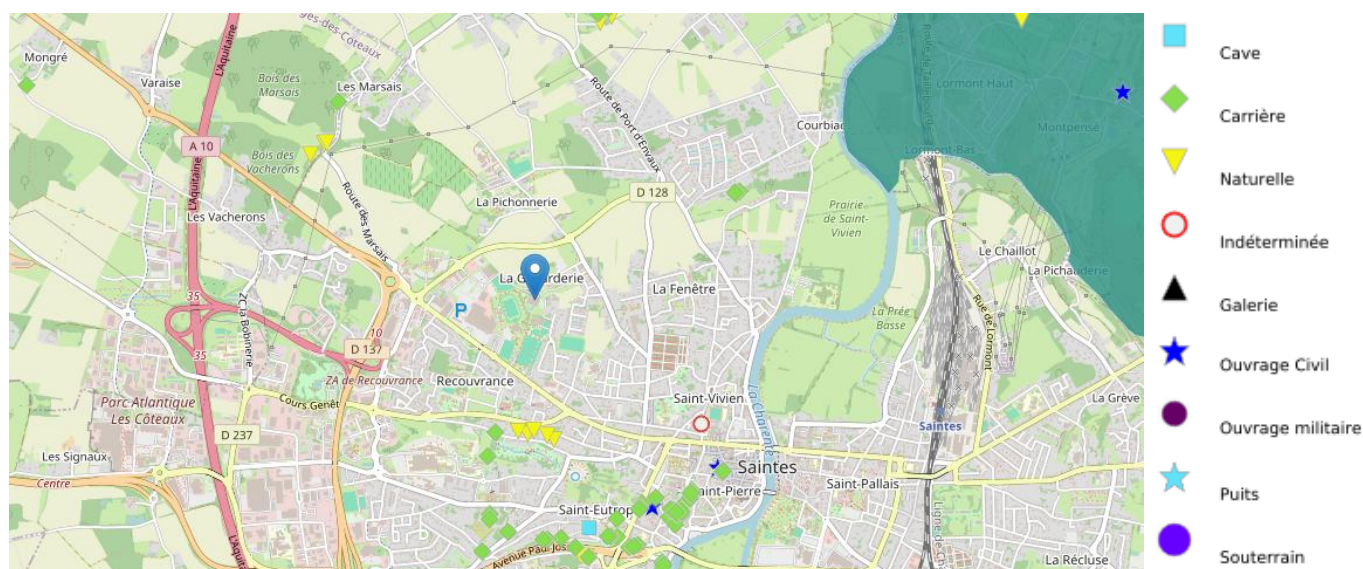
D'après les indications du BRGM, le projet se trouve dans une zone d'exposition forte au retrait-gonflement des argiles.

Extrait de la carte d'aléa retrait / gonflement des argiles :



1.7.4. Présence de cavités / risque karstique

Selon les cartes d'INFOTERRE, le projet se trouve dans une zone concernée par la présence de cavités naturelles et anthropiques.



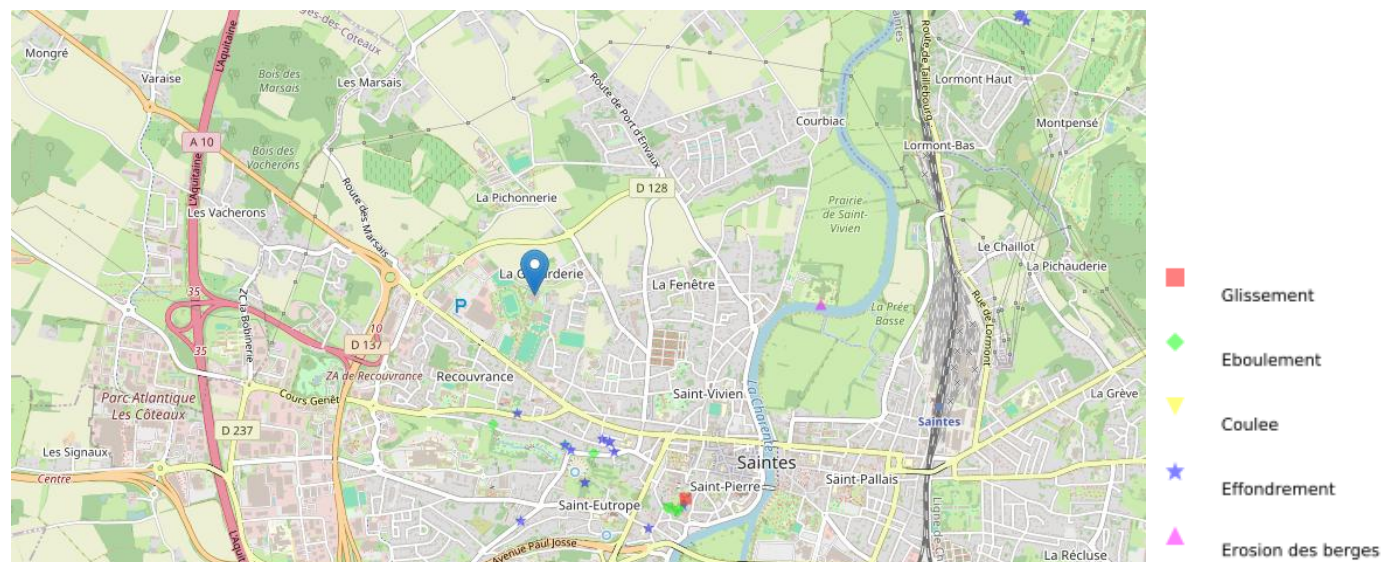
Extrait de la carte INFOTERRE relative aux cavités répertoriées

Toutefois, aucune cavité référencée, naturelle ou anthropique, n'est signalée dans un rayon de 500 m autour de la parcelle étudiée, dans un même contexte géologique et topographique.

1.7.5. Mouvements de terrains

Selon les cartes d'INFOTERRE, des effondrements sont répertoriés à plus de 500 m au Sud du projet.

En outre, un PPR mouvement de terrains est prescrit sur le territoire de la commune. Néanmoins, le site étudié n'est pas concerné par les zonages réglementaires.



Extrait de la carte INFOTERRE relative aux mouvements de terrain répertoriés

1.7.6. Amiante naturelle

Selon les cartes d'INFOTERRE, la commune ne fait pas l'objet d'une cartographie au 1/50 000 du risque d'amiante environnemental. A l'échelle 1/1 000 000, le terrain est classé à titre indicatif en zone de susceptibilité nulle.

Le décret relatif aux modalités d'application de la norme sur l'amiante environnemental n'est pas encore publié mais la Maitrise d'Ouvrage peut solliciter un BE spécialisé pour effectuer un diagnostic amiante conformément à la norme NF P94-001.

1.7.7. Risque sismique

Selon la réglementation parasismique applicable depuis le 1^{er} mai 2011, le projet se trouve sur une commune classée en zone de sismicité 2, soit un aléa faible.

Selon la catégorie des bâtiments pour cette zone d'aléa le décret n°2010-1255 peut imposer des exigences parasismiques.

1.7.8. Arrêtés de catastrophes naturelles

A titre informatif, ci-dessous, la liste des arrêtés de catastrophes naturelles survenues sur la commune :

Mouvement de Terrain : 3

Code national CATNAT	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
INTE0300648A	29/01/2003	29/01/2003	17/11/2003	30/11/2003
INTE9900627A	25/12/1999	29/12/1999	29/12/1999	30/12/1999
IOCE1005933A	27/02/2010	01/03/2010	01/03/2010	02/03/2010

Sécheresse : 11

Code national CATNAT	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
INTE0400656A	01/07/2003	30/09/2003	25/08/2004	26/08/2004
INTE1228647A	01/04/2011	30/06/2011	11/07/2012	17/07/2012
INTE1926068A	01/07/2018	30/09/2018	17/09/2019	26/10/2019
INTE9100235A	01/06/1989	31/12/1990	14/05/1991	12/06/1991
INTE9800231A	01/01/1991	31/12/1997	12/06/1998	01/07/1998
IOCE0804637A	01/01/2005	31/03/2005	20/02/2008	22/02/2008
IOCE0804637A	01/01/2005	31/03/2005	20/02/2008	22/02/2008
IOCE0804637A	01/07/2005	30/09/2005	20/02/2008	22/02/2008
IOCE0804637A	01/07/2005	30/09/2005	20/02/2008	22/02/2008
IOCE1032143A	01/07/2009	30/09/2009	13/12/2010	13/01/2011
IOME2313528A	01/07/2022	30/09/2022	21/07/2023	08/09/2023

Inondations et/ou Coulées de Boue : 12

Code national CATNAT	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
INTE2005870A	02/11/2019	03/11/2019	02/03/2020	13/03/2020
INTE2104714A	03/02/2021	09/02/2021	10/02/2021	13/02/2021
INTE9300703A	22/06/1993	22/06/1993	05/01/1994	21/01/1994
INTE9400046A	30/12/1993	15/01/1994	26/01/1994	10/02/1994
INTE9900627A	25/12/1999	29/12/1999	29/12/1999	30/12/1999
IOCE1005933A	27/02/2010	01/03/2010	01/03/2010	02/03/2010
IOME2400969A	06/12/2023	24/12/2023	18/01/2024	30/01/2024
IOME2400969A	06/12/2023	24/12/2023	18/01/2024	30/01/2024
IOME2400969A	28/10/2023	19/11/2023	18/01/2024	30/01/2024
IOME2400969A	28/10/2023	19/11/2023	18/01/2024	30/01/2024
NOR19830111	08/12/1982	31/12/1982	11/01/1983	13/01/1983
NOR19860730	26/04/1986	30/04/1986	30/07/1986	20/08/1986

Chocs Mécaniques liés à l'action des Vagues : 2

Code national CATNAT	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
INTE9900627A	25/12/1999	29/12/1999	29/12/1999	30/12/1999
IOCE1005933A	27/02/2010	01/03/2010	01/03/2010	02/03/2010

2. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

2.1. Implantation et nivellement

L'implantation des sondages et essais in situ figure sur le plan d'implantation joint en annexe 3. Elle a été définie en fonction de la configuration du projet, des emprises disponibles sur le site et de la localisation des réseaux enterrés.

Lors de la G1, les têtes de sondages ont été nivelées en prenant comme référence :

- Le seuil du portail, placé à la cote 31.18 m NGF d'après le plan topographique transmis.
- Une grille, placée à la cote 31.28 m NGF d'après le plan topographique transmis.

Pour cette G2 AVP :

- Une partie des têtes de sondages ont été nivelées en prenant comme référence le repère R1 (une plaque) placé à la cote 32 m NGF d'après le plan topographique (réseaux) transmis.
- Une autre partie des têtes de sondages a été estimée à l'aide du plan topographique et du profil altimétrique Géoportail :
 - PMA' à la côte 29.8 m NGF
 - PMB' à la côte 30.4 m NGF
 - TAM3 à la côte 31.4 m NGF

Leur emplacement est indiqué sur le plan d'implantation des sondages.

2.2. Investigations réalisées

2.2.1. Sondages de reconnaissance

Les investigations suivantes ont été réalisées dans le cadre de la mission G1 PGC :

Type de sondage	Référence	Cote (m NGF)	Prof. (m/TA)	Nombre d'essais
Sondages pressiométriques Norme NF P 94-110 Rotopercussion Ø 65 mm	SP1 SP3	31.4 32.0	15.0 15.0	10 10
Sondages semi-destructifs Tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	S6	30.5	6.0	-
Sondages géologiques à la pelle mécanique	PMA PMB PMC	30.4 30.5 32.1	0.7 0.6 1.0	-
Essais au pénétromètre dynamique lourd DPSH-B avec un chenillard de type GEOTOOL 750	PDB2 PDB4 PDB5 PDB7	32.3 31.5 30.4 30.0	4.6 (refus) 10.0 2.7 (refus) 3.0 (refus)	-

TA = Niveau du terrain au jour de notre intervention (terrain actuel)

Les investigations suivantes ont été réalisées dans le cadre de la présente mission G2 AVP :

Type de sondage	Référence	Cote NGF (m)	Prof. / TN ¹ (m)	Nb d'essais
Sondages pressiométriques Norme NF P 94-110 Méthode de forage : tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	SP101	32.1	21	15
Sondages destructifs Enregistrement des paramètres de forage en continu	SD102 SD103	32.6 34.1	20 21	-

Les coupes lithologiques associées aux sondages destructifs sont estimées à partir des cuttings de forages, des paramètres de forage et des indications données par l'équipe de sondage.

Les résultats détaillés des sondages et essais sont insérés en annexe 4.

2.2.2. Equipements piézométriques (G1)

Équipement piézométrique	Référence	Sondage	Prof. (m/TA)	Cote (m NGF)
Piézomètre définitif fermé avec bouche à clé Norme NF P94-157-2	PZ	SP1	15.0	31.4

2.2.3. Tests de perméabilité des sols

Type d'essai de perméabilité in situ (G1)	Référence	Cote (m NGF)
Essai Matsuo	PMA PMB PMC	30.4 30.5 32.1

Type d'essai de perméabilité in situ (G2 AVP)	Référence	Cote (m NGF)
Essai Matsuo	PMA' PMB'	28.5 28.9
Essai Porchet	PM	34.5

¹ TN : cote du terrain naturel tel qu'il était au moment de nos interventions

2.2.4. Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire décrits dans le tableau ci-dessous ont été effectués lors de la G1 :

Type d'essai	Quantité
Teneur en eau naturelle - NF EN ISO 17892-1	3
Valeur au bleu du sol (VBS) - NF P94-068	4
Classification des sols (GTR 92) - NF P11-300 / Classification des sols (GTR 2023)	4
Indice Portant Immédiat (IPI) - NF P94-078	3

Les essais en laboratoire décrits dans le tableau ci-dessous ont été effectués lors de la G2 AVP :

Type d'essai	Quantité
Essai de compactage à l'essai Proctor Normal - NF P94-093	1
Indice Portant Immédiat (IPI) - NF P94-078	1

* Échantillons broyés prélevés dans les sondages à la tarière ou à la tractopelle

** Échantillons intacts prélevés au carottier



3. SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE

La description lithologique des terrains a été établie à partir des résultats des investigations effectuées et par corrélation entre les éléments suivants :

- les paramètres de forage
 - la vitesse d'avancement instantanée généralement fonction de la résistance mécanique des sols traversés (élevée dans les horizons « mous » et faibles dans les formations compactes),
 - la pression d'injection des fluides de forage, généralement élevée dans les terrains peu perméables (argiles, limons et roches saines),
 - la pression sur l'outil de forage ainsi que le couple de rotation moteur, peu variables mais dépendant toutefois du matériau traversé.
- les échantillons remaniés prélevés à la tarière hélicoïdale avec une précision verticale de +/- 20 cm ;
- les cuttings de forage ;
- la visualisation des sols dans les sondages à la pelle ;
- les valeurs pressiométriques qui permettent de définir la compacité des sols ;
- les diagrammes de résistance dynamique de pointe qui permettent d'apprécier la compacité des sols meubles jusqu'au refus éventuel avec une mesure tous les 10 cm ;
- les essais en laboratoire.

Les limites de couches au droit des essais au pénétromètre dynamique sont interprétées ou extrapolées à partir des diagrammes de résistance dynamique de pointe. Il s'agit d'essais complémentaires pour resserrer la maille inter-sondages.

Nota : la profondeur des formations est donnée par rapport au terrain tel qu'il était au moment des investigations.

3.1. Coupe stratigraphique du terrain - caractéristiques mécaniques

➤ TV : Terre végétale

Cette formation correspond au recouvrement superficiel du terrain. Elle est impropre à toute construction.

- Épaisseur : de 0.2 à 0.3 m,

Des variations d'épaisseur, parfois importantes, de la couche de **terre végétale** (TV) sont à attendre dans l'emprise du projet.

➤ R : Remblais

Cette formation correspond aux remblais d'aménagement du site.

- Aspect visuel : limon argileux, présence de blocs.
- Profondeur : de 0 à 2.0-2.8 m/TN (SP101 et SD103),
- Caractéristiques mécaniques :
 - Pression limite : $p_l^* = 1.4 \text{ MPa}$,
 - Module pressiométrique (E_M) : $E_M \leq 14.8 \text{ MPa}$,

Des variations de nature et d'épaisseur des **remblais** (R) sont à attendre dans l'emprise du projet. Le site n'étant pas complètement vierge (présence de réseaux enterrés, démolitions...), nous attirons l'attention des différents intervenants sur les points suivants :

- un potentiel remaniement partiel ou général du terrain en surface lors des différents aménagements successifs,
- la mise en œuvre antérieure de remblais autochtones et/ou d'apports sur des épaisseurs différentes,
- la nécessité de comparer le plan topographique originel du site à l'actuel afin d'apprécier les épaisseurs de terrain remanié.

➤ **H1 : Argiles**

- Aspect visuel : argiles marneuses à marnes argileuses, intercalations très ponctuelles de bancs compacts (SP101 entre 3.5 et 4.7 m/TN), jaunâtres à blanchâtres, présence de blocs.
- Profondeur : de 0.1 à 3.5 – 8.0 m/TA au droit des sondages pressiométriques et géologiques, et pouvant s'approfondir plus localement au vu des résistances dynamiques de pointe observées au droit de l'essai PDB4, arrêté volontairement à 10 m sans rencontrer de refus,
- Caractéristiques mécaniques :
 - Pression limite :
 - $0.2 \leq p_i^* \leq 0.7$ MPa dans les passages argileux de plus faible consistance,
 - $1.2 \leq p_i^* \leq 2.4$ MPa dans les passages plus marneux.
 - Module pressiométrique (E_M) :
 - $2 \leq E_M \leq 7$ MPa dans les passages argileux de plus faible consistance,
 - $17.6 \leq E_M \leq 33.6$ MPa dans les passages plus marneux
 - Résistance dynamique de pointe : $1 \leq q_d \leq 10$ MPa.

➤ **H2 : Substratum altéré / fracturé**

- Aspect visuel : Calcaires altérés marron jaunes à quelques passées argileuses ; Calcaires altérés blancs.
- Profondeur : de 3.5 – 8.0 à plus de 21 m/TA,
- Caractéristiques mécaniques :
 - Pression limite : $1.8 \leq p_i^* \leq 4.9$ MPa,
 - Module pressiométrique (E_M) : $26.8 \leq E_M \leq 338.2$ MPa,
 - Résistance dynamique de pointe : $14 \leq q_d > 30$ MPa (Refus).

A noter que dans cette formation, les passées argileuses détectées présentent des caractéristiques pressiométriques similaires à celles indiquées pour la formation H1 ci-dessus.

Remarques :

- PDB2, PDB5 et PDB7 ont rencontré des refus vers 2.7-4.6 m/TA. Il n'est pas impossible que cela soit dû à des passages indurés isolés.
- Les sondages révèlent une forte hétérogénéité lithologique et structurale. Une attention particulière est requise concernant les **variations latérales et verticales erratiques** du toit des calcaires, ainsi que la présence de **passages tantôt compacts au sein des argiles pouvant créer des points durs, tantôt décomprimés ou marneux** au sein du substratum, susceptibles d'impacter l'homogénéité de la portance des calcaires.
- On note notamment la présence **d'une forte singularité** au droit de l'essai PDB4 entre 3.0 et 10.0 m/TN, marqué par l'approfondissement du toit des calcaires, qui au droit de cet essai n'a pas été atteint à 10 m/TA.



- Nous rappelons qu'il n'est pas toujours évident de distinguer les variations horizontales et/ou verticales éventuelles, inhérentes aux changements de faciès, compte tenu de la surface investiguée par rapport à celle concernée par le projet. De ce fait, les caractéristiques indiquées précédemment ont un caractère représentatif mais non absolu,
- Les essais de pénétration dynamique des sols étant des sondages dits « aveugles », la géologie des terrains ainsi que les limites de couches sont interprétées ou extrapolées à partir des diagrammes et notamment des valeurs de compacité du sol et en corrélation avec les sondages géologiques voisins. La nature des terrains et leur compacité devront, par conséquent, être confirmées lors des travaux

Ci-dessous un tableau récapitulant l'altitude du toit des formations au droit des sondages pressiométriques et destructifs (**en m NGF**) :

	SP1	SP3	SP101	SD102	SD103
cote tête sondage	31,4	32	32,1	32,6	34,1
Argiles (H1)	25,2	27,5	24,1	29,1	25,6
Calcaire (H2)	16,4	17	11,1	11,6	13,1

3.2. Résultats d'essais en laboratoire

Les tableaux suivants présentent les résultats des essais en laboratoire lors de la G1 :

Réf.	Prof. (m/TA)		Nature	Teneur en eau W_{nat} (%)	Valeur au bleu (g/100g)	Classe GTR 92	Classe GTR 2023
SP1	0.5	H1	Argiles marron	48.0	-	-	-
	1.0	H1	Argiles marron à cailloutis	29.4	-	-	-
	1.5	H1	Argiles plastiques à cailloutis calcaires	30.8	11.6	≈A4	≈F4
	3.0	H1	Argiles marneuses blanches à cailloutis	30.2	4.7	≈A2	≈ F2
SP3	0.8	H1	Argiles marron à cailloutis	37.2	12.8	≈A4	≈ F4
S6	0.5	H1	Argiles marron à cailloutis	26.3	-	-	-
	1.0	H1	Argiles marron à cailloutis	28.3	-	-	-
	1.5	H1	Marnes argileuses beiges à cailloutis	27.0	3.1	≈A2	≈F2
	2.0	H1	Marnes argileuses beiges à cailloutis	14.0	-	-	-

Sondage	PM1	PM2	PM3
Identifiant du sol	H1	H1	H1
Nature de sol	Limons sablo-argileux	Limons argileux	Argiles graveleuses
Profondeur de l'échantillon (m/TN)	0.4	0.5	0.8
Teneur en eau naturelle W_{nat} (%)	23.0	19.5	38.3
Poinçonnement IPI	1.41	1.98	4.79

Les essais en laboratoire réalisés dans le cadre de la mission G2 AVP sont en cours de finalisation. Une fois réceptionnés nous compléterons le tableau ci-dessous avec les résultats. Le tableau suivant présente les résultats des essais en laboratoire lors de la G2 AVP :

Sondage	PMB
Identifiant du sol	S2
Nature de sol	Limons argileux à silex marron
Profondeur de l'échantillon soumis aux essais (m/TN)	0.5
Densité à l'OPN (t/m^3)	1.88
Teneur en eau à l'OPN W_{OPN} (%)	11.9

3.3. Exposition au retrait-gonflement des sols argileux

Les résultats des essais en laboratoire détaillés dans la mission G1 permettent d'évaluer le risque de retrait-gonflement des argiles en période sèche en se basant sur le référentiel établi par le LCPC en 2000 dans son bulletin de liaison 229 (bl229) et sur notre retour d'expérience alliant la nouvelle cartographie du BRGM d'août 2019 et les diagnostics géotechniques effectués ces dernières années :

Valeur au bleu VBS (g/100g)	Exposition au retrait du sol
> 6.0	Très forte
4.0 à 6.0	Forte
1.5 à 4	Moyenne
< 1.5	Faible

L'Activité des argiles selon LAUTRIN correspond à la VBS divisée par le passant à 2 μm (établie par sédimentométrie : 100 VBS / %_{2 μm})

Le tableau ci-dessous rappelle les caractéristiques obtenues lors de la G1 :

Formation	Valeur au bleu (g/100g)		Sensibilité du sol à la variation de volume
H1 – Argiles	3.1 à 12.8	> 6.0	Très fort
		4.0 à 6.0	Forte
		1.5 à 4.0	Moyenne
		< 1.5	Faible

Il résulte que les sols en place sont fortement à très fortement sensibles au phénomène de retrait-gonflement. Il y a donc lieu de prévoir des dispositions constructives spécifiques concernant les ouvrages au sol et des précautions concernant l'aménagement général de la propriété (végétation, gestion des eaux...). Ces éléments seront présentés ultérieurement dans ce rapport.

3.4. Niveaux des eaux souterraines

Lors de notre intervention sur site en Mars 2026, des niveaux d'eau non stabilisés ont été relevés au droit des sondages, entre 4.7 et 9.5 m de profondeur.

À noter que les sondages destructifs ont été réalisés à l'eau avec injection d'eau. Par conséquent, les niveaux d'eau naturels peuvent être perturbés.

Nous rappelons que le régime hydrogéologique est variable dans le temps, en fonction notamment des caractéristiques des formations géologiques en place et de la pluviométrie régionale.

Le délai de réponse des eaux souterraines (nappe massique ou circulations isolées), au droit d'un forage ou d'une excavation de surface limitée est variable en fonction de la perméabilité du sol. Dans les sols fins, ce délai peut atteindre plusieurs jours, notamment dans le cas des sols fortement argileux.

Des circulations d'eau peuvent également se produire au sein des remblais en zone urbanisée.

De même, en milieu urbain, la présence de venues d'eau ponctuelles peut être associée à des fuites de réseaux enterrés ou à des circulations induites par les tranchées de réseaux.

Nota : ces relevés restent ponctuels. Un suivi piézométrique associé à une étude hydrogéologique doit être effectué dans les phases ultérieures d'études afin de définir les niveaux caractéristiques de la nappe.

3.5. Perméabilité des sols

Il est rappelé que les essais de perméabilité sont réalisés sur des surfaces très limitées et en nombre limité. Dans le cas où des pompages ou rabattements de nappe seraient nécessaires en phase chantier ou en phase d'exploitation, seuls des essais de pompage en quantité suffisante et représentative au regard du contexte stratigraphique du site permettraient d'obtenir une estimation réaliste des débits d'exhaure.

Les essais d'eau réalisés ont pour objet d'évaluer la perméabilité des sols. Le tableau ci-après présente les résultats obtenus en phase G1 :

Réf.	Nature du sol	Type d'essai	Profondeur (m/TA)	Coefficient de perméabilité	
				K (m/s)	K (mm/h)
PMA	H1 – Argiles limoneuses à blocs	MATSUO	0.7	1.4 E ⁻⁰⁵	51
PMB	H1 – Argiles à blocs	MATSUO	0.6	7,7 E ⁻⁰⁷	3
PMC	H1 – Argiles plastiques à silex	MATSUO	1.0	< 3.0 E ⁻⁰⁷	< 1

Les essais d'eau réalisés ont pour objet d'évaluer la perméabilité des sols. Le tableau ci-après présente les résultats obtenus en phase G2 AVP:

Formation	Nature du sol	Type d'essai	Profondeur (m)	Coefficient de perméabilité	
				K (m/s)	K (cm/h)
PMA'	H1 – Tourbe, marne, petits blocs calcaires	MATSUO	1.3	1.8E ⁻⁰⁶	<1
PMB'	H1 – Argile sableuse	MATSUO	1.5	1.6E ⁻⁰⁶	<1
TAM3	H1 –	PORCHET	0.7	7.4E ⁻⁰⁷	<1

Les essais de perméabilité de type Nasberg (essai d'eau en forage hors nappe) donnent des résultats de perméabilité globalement plus faibles du fait d'un phénomène de colmatage progressif de la cavité au cours de l'essai.

Ci-dessous, une indication du degré de perméabilité en fonction de la perméabilité mesurée :

Ordre de grandeur de la perméabilité k	Degré de perméabilité correspondant
10 ⁻¹ à 10 ⁻³ m/s	Elevée
10 ⁻³ à 10 ⁻⁵ m/s	Modérée
10 ⁻⁵ à 10 ⁻⁷ m/s	Faible
10 ⁻⁷ à 10 ⁻⁹ m/s	Très faible
10 ⁻⁹ à 10 ⁻¹² m/s	Quasi-nulle

4. APPLICATIONS GEOTECHNIQUES A L'AVANT-PROJET

4.1. Modèle géotechnique retenu

Le modèle géotechnique a pour but de fixer la coupe de sols et les propriétés mécaniques caractéristiques que nous avons retenues pour chaque faciès, en vue de réaliser les calculs de prédimensionnement des ouvrages géotechniques.

Les paramètres indiqués dans le modèle sont les plus représentatifs au regard des résultats des essais, des hétérogénéités observées dans chaque sol et du nombre d'essais.

Les caractéristiques retenues sont données dans le tableau ci-après :

Id.	Nature du sol	Base de la couche		Résistance de pointe q_d (MPa)	Valeurs pressiométriques		
		Profondeur (m/TA)	Cote alti. (m NGF)		p_l^* (MPa)	E_M (MPa)	α
TV	Terre végétale	0.0	32.3 à 30.0	-	-	-	-
H1	Argiles	0.1 à 0.3	32.1 à 29.7	3	0.5	5	2/3
H2	Calcaires altérés	>21.0	<11.17	15	1.2	12	2/3

p_l : pression limite nette / E_M : Module pressiométrique / α : Coefficient rhéologique du sol

q_d : résistance dynamique de pointe

Note importante : la profondeur et la cote altimétrique des différentes limites de couches étant variables, elles seront considérées au cas par cas en fonction du type de structure considéré et du modèle de calcul le plus pertinent (type « modèle de terrain » ou sondage spécifique).

4.2. Niveaux caractéristiques des eaux souterraines

Compte tenu de la nature du projet (création d'un bassin enterré) et en l'absence de données historiques suffisantes, **la détermination des niveaux piézométriques caractéristiques**, notamment le niveau des eaux exceptionnelles - EE, le niveau des eaux hautes – EH, le niveau des eaux fréquents – EF, **doit être effectuée dans le cadre d'une étude hydrogéologique spécifique indépendante des études géotechniques**.

Nous rappelons qu'un suivi automatisé du niveau de la nappe au sein du piézomètre mis en place est prévu sur 12 mois, et fera l'objet d'une étude NPHE indépendante de la présente mission.

4.3. Conditions sismiques

4.3.1. Données réglementaires

Selon le décret n°2010-1255 et la norme NF EN 1998 (EUROCODE 8), le niveau d'aléa ainsi que l'accélération du sol « au rocher » de référence sont indiqués dans le tableau ci-après pour le site objet de la présente étude :

Zone de sismicité	Niveau d'aléa	a_{gr} (m/s ²)
Zone 1	Très faible	0.4
Zone 2	Faible	0.7
Zone 3	Modéré	1.1
Zone 4	Moyen	1.6
Zone 5	Fort	3.0

4.3.2. Influence du sol

L'Eurocode 8 distingue 5 classes de sols pour lesquelles sont définis des coefficients de sol S permettant de traduire l'amplification de la sollicitation sismique exercée par le sol. La classe de sol ainsi que le coefficient S associé correspondant au contexte géologique mis en évidence au droit du projet sont précisés dans le tableau suivant :

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Coef. De sol S	
		Zone 1 à 4	Zone 5
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériaux moins résistants	1.0	1.0
B	Dépôts raides de sables, de graviers ou d'argiles sur-consolidées d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	1.35	1.2
C	Dépôts profonds de sables de densité moyenne, de graviers ou d'argiles moyennement raides, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	1.5	1.15
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	1.6	1.35
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle* d'une épaisseur comprise entre 5 et 20 m reposant sur un matériau plus raide	1.8	1.4
S ₁	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($I_p > 40$) et une teneur en eau importante	Étude spécifique	
S ₂	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes précédentes	Étude spécifique	

* couche superficielle de classe B, C ou D

À noter qu'en l'absence d'investigations spécifiques (essais Cross-Hole, essais en laboratoire, essais CPTu, essais SPT...) la classe de sol donnée est estimative.

4.3.3. Catégorie de bâtiment

Les bâtiments à risque normal sont classés en 4 catégories d'importance en fonction de l'activité hébergée ou du nombre de personnes pouvant être accueillies dans les locaux.

A chaque catégorie d'importance est associé un coefficient d'importance Y_I qui vient moduler l'action sismique de référence conformément à l'Eurocode 8.

Le tableau suivant précise le cas dans lequel le projet se trouverait d'après les informations qui nous ont été transmises. Ce point devra être confirmé ou modifié par le Maître d'ouvrage.

Catégorie d'importance		Description	Coef. Y_I
I		■ Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée.	0.8
II		■ Habitations individuelles. ■ Établissements recevant du public (ERP) de catégories 4 et 5. ■ Habitations collectives de hauteur inférieure à 28 m. ■ Bureaux ou établissements commerciaux non ERP, $h \leq 28$ m, max. 300 personnes. ■ Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes. ■ Parcs de stationnement ouverts au public.	1.0
III		■ ERP de catégories 1, 2 et 3. ■ Habitations collectives et bureaux, $h > 28$ m. ■ Bâtiment pouvant accueillir plus de 300 personnes. ■ Établissements sanitaires et sociaux. ■ Centres de production d'énergie. ■ Établissements scolaires.	1.2
IV		■ Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public. ■ Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage d'eau potable, la distribution publique de l'énergie. ■ Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne. ■ Établissements de santé nécessaires à la gestion de crise ■ Centres météorologiques	1.4

4.3.4. Exigences sur le bâti neuf

Les exigences sur le bâti neuf dépendent de la catégorie d'importance du bâtiment et de la zone de sismicité.

	I	II	III	IV
				
Zone 1				
Zone 2			Eurocode 8 ³ $a_{gr}=0,7 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=0,7 \text{ m/s}^2$
Zone 3	PS-MI ¹		Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,1 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,1 \text{ m/s}^2$
Zone 4	PS-MI ¹		Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,6 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,6 \text{ m/s}^2$
Zone 5	CP-MI ²		Eurocode 8 ³ $a_{gr}=3,0 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=3,0 \text{ m/s}^2$

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

² Application **possible** du guide CP-MI sous réserve du respect des conditions du guide

³ Application **obligatoire** des règles Eurocode 8

4.3.5. Risque de liquéfaction des sols

La liquéfaction des sols sous séisme est un mécanisme de rupture brutale qui advient dans les sols peu consistants saturés, durant des mouvements oscillatoires sismiques forts. Le sol perd alors toute ou partie de sa portance, causant l'enfoncement et/ou l'effondrement des constructions.

Le site étant classé en zone sismique supérieure à 2, le risque de liquéfaction des sols sous séisme doit être vérifié d'après l'arrêté n°2010-1255 du 22/10/2010.

Le contexte géotechnique mis en évidence, caractérisé par la présence des sols de bonne consistance, permet d'écarter ce risque.

4.4. La zone d'influence géotechnique (ZIG)

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

En première approche, la ZIG concerne une emprise de l'ordre de 3 m autour des ouvrages à construire.

L'impact le plus important concerne les terrassements réalisés pour insérer les ouvrages enterrés (chaufferies, galeries, bassin nordique). Ces terrassements seront toutefois systématiquement réalisés contre des ouvrages enterrés existants, et ne devraient donc pas impacter la stabilité des ouvrages



géotechniques existants. On notera toutefois un sujet de stabilité provisoire des terrains côté sud contre la zone où il est prévu l'aménagement de nouveaux gradins.

En première approche, les distances d'influence sont de l'ordre de 3 fois la hauteur des talus.

Les conditions d'aménagement des talus sont à définir par une étude de stabilité spécifique en vue de déterminer les coefficients de sécurité au glissement et les dispositions constructives d'accompagnement (renforcements, drainage, végétalisation, entretien...) en phase de réalisation et en service.

4.5. Adaptations du projet aux conditions géotechniques

Ci-après, nous récapitulons les principales contraintes du projet au regard des conditions géotechniques du terrain et du contexte local.

- La présence de remblais hétérogènes sur de fortes épaisseurs.
- La construction d'un bassin enterré à proximité d'ouvrages existants dont les modes et profondeurs de fondations ne sont pas connus et dont il conviendra d'assurer la stabilité tant en phase travaux qu'au stade définitif. Ceci conduira le projet vers la réalisation d'ouvrages de soutènement provisoires ou définitifs, solidaires ou non de la superstructure.
- **L'hétérogénéité lithologique et/ou mécanique des terrains dans l'emprise du projet.**
- La sensibilité des sols aux phénomènes de retrait et/ou de gonflement. Les variations de teneur en eau au niveau de ces sols provoquent des phénomènes de variation volumique (tassements et/ou réhausses) qui peuvent être préjudiciables aux bâtiments qui sont fondés superficiellement. Les causes des variations de teneur en eau peuvent être diverses :
 - Naturelles lorsque l'on se trouve dans la zone de variation du profil hydrique,
 - Artificielles (fuite de canalisation, modification du régime de circulation des eaux superficielles, plantation d'arbres, etc...),
- La sensibilité des terrains à l'eau.

Compte tenu de ces éléments, les orientations techniques qu'il convient de retenir sont les suivantes :

- **Pour le bassin nordique** : Compte-tenu d'un ouvrage enterré à 2.5 m par rapport au niveau fini, il est envisageable de mettre en place une solution de radier général avec dispositions liées au phénomène de retrait-gonflement
- **Pour les plages périphériques** : compte tenu de la forte sensibilité des sols au phénomène de retrait-gonflement, nous recommandons :
 - La mise en place d'une solution de plages périphériques portées par les fondations,
 - Une solution de dallage sur terre-plein est envisageable au Sud et à l'Est, sous réserve que le maître d'ouvrage garde à l'esprit que l'aléa retrait-gonflement pourrait engendrer des variations volumiques des sols en place et donc des mouvements verticaux des dallages, ce malgré les épaisseurs de matériaux qu'il est envisagé de mettre sous ces dallages.
- **Pour l'extension de bâtiment** : compte tenu des variations lithologiques importantes tant verticales qu'horizontales, et au vu de la sensibilité des sols au phénomène de retrait-gonflement, nous recommandons :
 - La réalisation de fondations profondes par micropieux,
 - La réalisation d'un niveau-bas de type plancher porté sur vide sanitaire.

Ces adaptations techniques sont précisées dans la suite du rapport.

Nous précisons que toute modification du projet, ou du terrain, ultérieure à la présente étude, est de nature à entraîner une nouvelle étude partielle ou complète, qui prendra en compte les modifications apportées et la validité des adaptations constructives préconisées dans le présent rapport.

4.6. Adaptations vis-à-vis des avoisinants et mitoyens

Nous rappelons que le projet s'insère à proximité d'ouvrages et de bâtiments existants à préserver.

Il conviendrait que soit recherché dans les archives, le dossier de recollement des fondations du bâtiment actuel ou de définir un programme d'investigations spécifiques (reconnaitances de fondations).

Par ailleurs, le BET Structure et l'entreprise sont invités à procéder à des investigations complémentaires, avant le démarrage des travaux, qui permettront de confirmer et d'affiner les systèmes de fondation existants pour adapter les solutions à entreprendre ainsi que ses techniques de travaux.

Toutes les précautions devront être prises par l'entreprise pour éviter tout dommage aux existants tant en phase travaux que définitive. Nous attirons l'attention sur le fait qu'une reprise partielle de la construction peut impacter sa stabilité générale.

Par ailleurs, l'entreprise est invitée à procéder à des investigations complémentaires, au démarrage des travaux, qui permettront de confirmer et d'affiner les systèmes de fondation existants pour adapter ses techniques de travaux.

Dans tous les cas, une vérification de la bonne exécution est nécessaire. La mission G2 PRO indiquera si la méthode observationnelle est pertinente (cf. EUROCODE 7 – norme NF EN 1997-1).

4.7. Principes généraux de terrassements

4.7.1. Préambule

Les mouvements de terres associés aux principes généraux de terrassement concernent les déblais de pleine masse, les fouilles de fondations et l'aménagement des plateformes.

4.7.2. Recommandations générales

- L'ensemble des terrassements devra être réalisé conformément au Guide Technique pour la réalisation des Remblais et des couches de forme (GTR92 ou GTR 2023).
- La terre végétale ainsi que les matériaux impropres à l'assise des plateformes devront être préalablement décapés.
- Les éventuels fossés de drainage existants qui seraient mis à jour devront impérativement être conservés, busés ou déviés moyennant une étude hydraulique si nécessaire, afin de maintenir un bon drainage des eaux du site et éventuellement du versant.
- L'entreprise devra, dans la mesure du possible, réaliser une pente d'évacuation des eaux au niveau des fonds de forme, de manière à les canaliser vers un exutoire approprié.
- La réalisation des déblais devra respecter les conditions d'exécution suivantes :



- Procéder au terrassement de la dernière couche de sol « en retro », sans faire évoluer les engins sur la pleine masse définitive.
 - Interrompre les travaux lorsque les conditions météorologiques sont trop défavorables.
- La surveillance de l'évolution des conditions météorologiques en incombe au terrassier qui devra prévoir à l'avance les mesures et dispositions conservatoires visant à protéger la qualité et la compacité de la plateforme dans le cas d'une dégradation pluvieuse (arrêt anticipé du chantier, protection et fermeture du fond de fouille, conservation d'une garde protectrice de terrassement, etc...).
- Par ailleurs, afin d'éviter des purges supplémentaires de matériaux détériorés par les eaux météoriques notamment, il est préférable de conserver une garde de 20 cm d'épaisseur de sol au niveau du fond de fouille général, qui sera enlevée au dernier moment, si celui-ci doit rester plusieurs jours à l'air libre.

4.7.3. Travaux préparatoires

4.7.3.1. *Décapage de surface*

Avant tous travaux de terrassement en déblai, il conviendra de recenser la position de l'ensemble des réseaux enterrés et de veiller à leur neutralisation, à leur pontage ou à leur dévoiement.

En cas de dévoiement de réseau, nous recommandons de prévoir un relevé par un géomètre de toutes les infrastructures enterrées qui seront purgées et/ou dévoyées. Ce relevé permettra par ailleurs d'adapter le calepinage des fondations projetées ou d'anticiper les difficultés de terrassements qui pourraient être rencontrées.

Ensuite, il s'agira de procéder au décapage intégral de la végétation y compris l'abattage des arbres et l'arrachage complet des souches puis de la terre végétale.

4.7.3.2. *Travaux généraux de démolitions*

Dans le cadre du projet, des démolitions sont prévues (bassin existant). Elles devront comprendre l'extraction complète des soubassements et ouvrages enterrés avec comblement des cavités induites à l'aide de matériaux d'apport correctement compactés.

Des précautions devront être prises afin de ne pas engendrer de mouvements de terrain ni de dommages envers les ouvrages existants à conserver ni envers les avoisinants.

Note importante : l'étude des conditions de stabilité des travaux de démolition ne fait pas partie de notre mission. Elle peut faire l'objet d'une étude spécifique (mission de type G5).

4.7.4. Travaux de démolition sur site occupé

Les opérations prévues au droit de sites anciennement occupés ou encore occupés à ce jour doivent faire l'objet d'une attention particulière du fait de travaux de démolitions.

Ces travaux doivent impérativement faire l'objet d'un cahier des charges intégrant notamment la purge complète des vestiges structurels (dallages, fondations, fosses...), la méthodologie de remblaiement et les contrôles associés.



Un DOE avec plan de récolement doit ensuite être délivré par le démolisseur, fournissant à minima les informations suivantes :

- les structures purgées,
- les profondeurs de purge,
- les méthodologies mises en œuvre,
- les épaisseurs remblayées,
- les contrôles de remblaiement.

En l'absence de ces éléments, une reconnaissance spécifique du site (sur la base d'investigations adaptées à l'identification des travaux de démolition / remise en état du site) devra être menée, indépendamment de l'étude géotechnique prévue pour la conception du projet de construction.

4.7.5. Aménagement des plateformes

4.7.5.1. Drainage du terrain

Les sols impactés par les terrassements sont sensibles à l'eau et leur portance peut se dégrader rapidement.

Pour éviter toute stagnation d'eau et faciliter l'écoulement des eaux vers les drains, les plateformes devront être réglées en conservant des pentes latérales suffisantes ($\geq 1.5\%$).

4.7.5.2. Réalisation des déblais

Les déblais pourront être réalisés dans les sols H1 par des engins à godet de puissance classique, en prévoyant toutefois des outils adaptés à la présence de bancs indurés éventuels (éclateur, BRH, etc...). L'incidence des vibrations induites par ces procédés devra être prise en compte vis-à-vis des avoisinants. Le cas échéant, des mesures de protection devront être mises en œuvre.

4.7.5.3. Plateforme de travail

En cas de portance insuffisante de la plateforme de travail après décapage et drainage du terrain (en cas de conditions météorologiques défavorables par exemple), il faudra envisager son renforcement par une des techniques suivantes :

- Un cloutage à l'aide de matériaux d'apport grossiers, type 50/150 à 100/300, à mettre en place par compactage intense et par roulement des engins de chantier,
- Une purge généralisée ou localisée et substitution avec des matériaux granulaires non sensibles à l'eau, à mettre en place par compactage.

Ces aménagements devront conduire à l'obtention d'une portance minimale EV2 de 20 à 30 MPa. Par conséquent, une vérification de la portance de la P.S.T. est conseillée par essais à la plaque à raison d'un essai tous les 2000 m², ainsi qu'une vérification visuelle de l'absence de point dur (blocs, pointement rocheux...).

D'une manière générale, en vue de préserver la qualité des plateformes, il sera nécessaire de réaliser les travaux par temps sec.



La surveillance de l'évolution des conditions météorologiques incombe au terrassier, qui devra programmer à l'avance les mesures et dispositions conservatoires visant à protéger la qualité et la compacité de la plateforme en prévision d'évènements pluvieux (arrêt anticipé du chantier, protection et fermeture du fond de fouille, conservation d'une garde protectrice de terrassement, etc...).

Nous rappelons que l'aménagement du terrain nécessitera la réalisation de déblais sur 3.0 m de profondeur à ce stade.

4.7.6. Stabilité des talus provisoires

En première approche, sur la base de la nature des sols en place, de nature argileuse, on pourra prévoir les pentes suivantes **à court terme** (H pour Horizontal / V pour Vertical) :

- Remblais : 3H/2V.
- Argiles H1 : 2H/3V
- Passages indurés dans les argiles : 1H/3V

Les dispositions générales à prendre en compte sont les suivantes pour les talus provisoires en déblais :

- Proscrire les chargements même provisoires à proximité des crêtes des talus,
- Protéger les surfaces provisoirement en pente, au moyen de nappes de polyane, ou, selon les conditions hydriques, avec des géotextiles drainants, solidement fixés au sol,
- Aménager si nécessaire des fossés étanches de captage des eaux de ruissellement en crête et en pied de talus,
- Mettre en place un réseau de drainage relié à un exutoire stable (sans possibilité de refoulement) en cas de venues d'eau en fond de fouille,

Dans tous les cas, ces pentes seront adoucies dans la mesure où on observe :

- Des poches de matériaux médiocres sans cohésions
- Des venues d'eau pouvant remettre en cause la stabilité du talus
- La survenue d'éboulement localisés.

Lors du profilage des talus, des éboulements ou des affouillements peuvent se produire notamment à la faveur de variations latérales de faciès, d'anomalies ponctuelles ou de venues d'eau localisées. Dans ce cas, il faudra suspendre les travaux et mettre en place, si nécessaire, un système de confortement provisoire (remblais d'épaulement, étaies, etc...) et prévenir le géotechnicien chargé du suivi géotechnique d'exécution en vue de proposer des mesures de confortement adaptées.

En phase d'études PRO, la stabilité des talus devra être vérifiée par le calcul.

4.7.7. Stabilité des talus définitifs

En première approche, sur la base de la nature des sols en place, de nature argileuse, on pourra prévoir les pentes suivantes **à court terme** (H pour Horizontal / V pour Vertical) :

- Remblais : 3H/2V.
- Argiles H1 : 3H/2V
- Passages indurés dans les argiles : 1H/1V



Les recommandations émises pour les talus provisoires restent valables pour les talus définitifs, auxquelles on rajoutera les suivantes :

- Les talus devront être rapidement protégées des intempéries par des solutions à long terme type végétalisation accrochante ou gunitage.

4.7.8. Ouvrages de soutènement

Dans le cas où les emprises disponibles ne permettent pas la réalisation de talus en parties Nord et Ouest, il faudra prévoir un confortement des talus provisoires par tous les moyens adaptés.

Dans le contexte, les solutions suivantes pourraient être envisagées :

- Terrassements par passes et mise en place de parois blindées ou butonnées,
- paroi berlinoise

Le choix définitif du type d'ouvrages de soutènement devra être impérativement précédé d'une concertation technique entre les différents intervenants (géotechnicien, BET Structure, Maitrise d'œuvre) afin de retenir la méthode constructive la mieux adaptée au contexte technique et économique.

Les ouvrages de soutènement devront être dimensionnés et justifiés dans le cadre d'une étude en phase projet (G2 PRO) en adoptant des hypothèses géotechniques issues des essais in-situ et en laboratoire. De même, les niveaux d'eaux souterraines à prendre en compte, eaux hautes et eaux exceptionnelles devront être déterminés par une étude hydrogéologique spécifique.



4.8. Conception des niveaux-bas

Nous rappelons que, compte tenu de la présence de sols sensibles au retrait / gonflement, la réalisation d'une structure au sol de type plancher porté par les fondations est nécessaire, sur vide sanitaire.

4.9. Etude de fondation par radier général (bassin nordiques et galeries)

La plateforme devant recevoir le radier sera aménagée en respectant les « *principes généraux de terrassements* ».

4.9.1. Préparation du niveau-bas – structure d'assise

La nature des terrains implique que la structure d'assise du radier et les conditions d'exécution données ci-après sont valables uniquement dans des conditions météorologiques favorables (absence de précipitations et hors périodes pluvieuses).

D'autre part, le radier doit être coulé immédiatement après les terrassements, sauf éventuellement si la plateforme est protégée des intempéries.

La structure d'assise sera réalisée en respectant les précautions successives suivantes :

- Purge des poches molles résiduelles et des sols détériorés par les engins de terrassement ou les eaux de pluie (substitution par des matériaux de bonne qualité géotechnique convenablement compactés),
- Mise en œuvre de la structure d'assise avec compactage de la couche de forme à 95 % de l'optimum Proctor modifié (OPM).

La structure d'assise pourra alors être envisagée de la manière suivante :

- Mise en œuvre d'un géotextile anti-contaminant (non obligatoire mais conseillée),
- Mise en œuvre d'une couche de forme de 0.35 m d'épaisseur minimale en concassé 0/60 ou 0/80 insensible à l'eau, grave non traitée (GNT) 0/80, ou équivalent ;
- Mise en œuvre d'une couche de réglage de 0.05 m d'épaisseur minimale en concassé 0/31.5 insensible à l'eau, grave non traitée (GNT) 0/31.5 ou équivalent.

Les apports devront être granulaires, insensibles à l'eau et de granulométrie continue. Il peut s'agir de matériaux de type D_2 / D_3 ou R_{21} / R_{61} .

On veillera à respecter les recommandations du guide GTR.

4.9.2. Contraintes admissibles

Les contraintes admissibles ont été évaluées par la méthode pressiométrique.

Compte tenu de la nature des sols d'assise des fondations et des résultats des essais effectués, les contraintes à retenir au stade de l'avant-projet, sont de 130 kPa pour les justifications aux ELS et de 213 kPa pour les justifications aux ELU.

4.9.3. Evaluation préliminaire des tassements

En absence de données concernant les charges sur le radier, nous avons calculé les tassements sous l'action de différentes charges réparties.

Les tassements obtenus au centre du radier sont donnés dans le tableau suivant :

<i>Charge répartie (kPa)</i>	<i>Tassements induits (mm)</i>
10	9
20	14
30	22

Une évaluation de tassements en différents points du radier (centre, bordures...) est à faire une phase d'études PRO avec la descente des charges définitive.

Des descentes de charges contrastées pourront donner lieu à des tassements différentiels pouvant être du même ordre que les tassements absolus. En phase d'études G2PRO, des calculs détaillés prenant en compte les descentes de charges définitives du projet devront être réalisés.

4.9.4. Remarques importantes

Compte tenu de la sensibilité des sols au phénomène de retrait-gonflement,

- La mise hors gel du radier (profondeur minimale de 0.6 m par rapport à la surface exposée aux intempéries),
- La garde au retrait – gonflement des sols (profondeur minimale de 3.0 m par rapport à la surface exposée aux intempéries),
- La mise en œuvre sous le radier d'une couche de forme en GNT de 0.4 m minimum pour assurer une homogénéité de l'assise et augmenter la sécurité vis-à-vis du risque lié au retrait-gonflement.

En cas d'avoisinant au radier, une étude d'impact des tassements devra être menée en phase Projet (mission G2 PRO).

4.10. Etude des fondations profondes -norme NF P94-262 (pour le bâtiment)

Nous rappelons qu'en raison des conditions géotechniques rencontrées, le choix s'est porté sur un mode de fondations profondes pour le bâtiment.

Nous rappelons aussi que les sols concernés par les fondations comportent des niveaux difficiles à traverser et/ou très indurés et que, pour assurer les ancrages nécessaires, les entreprises de pieux devront disposer des moyens puissants et aptes à forer dans ce type de terrains.

Nous rappelons que les charges du projet ne sont pas encore établies.

4.10.1. Type de fondation profonde

Le choix définitif du type de pieux devra être guidé par :

- Les valeurs de descente de charges du projet,
- Les conditions d'accès à la zone de travaux,
- La nature, la résistance et la tenue des sols en place devant être traversés par les pieux,
- La mauvaise tenue des sols H1 rencontrés sur des épaisseurs comprises entre 0.2 et 6.2 m de profondeur,
- La présence d'eaux souterraines / de la nappe sur la hauteur prévisible des pieux,
- La présence de sols de couverture d'épaisseur variable, constitués en partie de matériaux remaniés ou rapportés, au sein desquels on ne peut exclure la présence de blocs pouvant constituer des obstacles aux forage des pieux,
- La nécessité d'assurer, dans le cas de pieux en béton, la qualité et la continuité du bétonnage.

Les pieux battus, préfabriqués ou vibro-foncés sont à exclure à proximité de bâtiments avoisinants en raison des vibrations provoquées.

A ce stade des études et pour les conditions géotechniques rencontrées, on peut envisager de réaliser des micropieux de type II de la classe n°1bis et de catégorie n°18 selon la classification de la norme.

Pour rappel la norme distingue 4 types de micropieux dont les objectifs d'utilisation sont différents :

- Micropieu type II : le forage est équipé d'une armature (tube ou barre) et rempli d'un coulis ou mortier de scellement par gravité ou sous très faible pression au moyen d'un tube plongeur (l'espace annulaire est appelé gaine),
- Micropieu injecté type III : le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchette mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchette et tenir lieu de système d'injection. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire (I.G.U),
- Micropieu injecté type IV : le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est répétitive et sélective (I.R.S).

Les micropieux devront être ancrés suffisamment dans la couche H2.

4.10.2. Méthode et paramètres de calculs

Les calculs de capacité portante sont effectués par la méthode pressiométrique contenue dans la norme NF P 94-262.

Les calculs sont conduits selon la procédure du « modèle de terrain ».

4.10.2.1. *Terme de pointe*

Nous rappelons que la résistance de pointe R_b n'est pas prise en compte dans le cas de micropieux.

4.10.2.2. Terme dû au frottement latéral

Le frottement latéral unitaire q_s à considérer dans les calculs est donné dans le tableau ci-dessous :

Formation	Désignation	Courbe retenue	f_{sol}	$\alpha_{pieu-sol}$	q_s calculé (kPa)	q_s retenu (kPa)
R	-	-	-	-	-	-
H1	Argiles	Q1	34	1.1	37.7	37.7
H2	Calcaires	Q4	87	1.5	130	130

On négligera la valeur du frottement latéral dans les remblais, sur toute l'épaisseur des remblais rencontrés et sur une épaisseur minimale de 1.5 m.

4.10.3. Ebauche dimensionnelle (micropieux)

Sur la base des caractéristiques géotechniques et des paramètres de calcul retenus, nous avons évalué la portance de micropieux isolés de type II à l'aide du logiciel GEOFOND, pour plusieurs longueurs.

Le prédimensionnement a été effectué en prenant uniquement les charges verticales. Nous considérons comme référence le niveau la plate-forme à la cote 31.7 m NGF avec la tête des micropieux à la cote 31 m NGF.

Le tableau inséré ci-après présente les résultats obtenus :

Diamètre (m)	Profondeur (m)	Cote NGF en pointe	Capacités portantes en kN		
			$R_{c;cr;d}$ ELS Q.P.	$R_{c;cr;d}$ Car.	$R_{c;d}$ ELU D.T.
0.25	10	21.0	111	135	158
	11	20.0	140	172	201
	12	19.0	170	208	243
	13	18.0	200	244	285
	14	17.0	229	280	328

Remarques :

- Le dimensionnement des micropieux est à revoir en phase d'étude G2 PRO en prenant en compte les descentes des charges y compris les efforts horizontaux et moments en tête éventuels.
- En raison des différences de caractéristiques mécaniques marquées entre les argiles et les calcaires, la stabilité au flambement des micropieux devra être vérifiée en phase PRO.
- **Des prélèvements d'échantillons d'eau et de sol devront être réalisés afin de vérifier le degré d'agressivité de ces éléments sur les bétons de fondation.**
- Un essai de chargement préalable est à réaliser en vue de valider/déterminer les paramètres de dimensionnement définitifs dans les projets de classe de conséquence 2 avec une catégorie géotechnique 3 ou de classe de conséquence 3.



4.10.4. Conditions et précautions de réalisation des micropieux

L'entreprise de fondations spéciales prendra toutes les mesures nécessaires pour ne pas déstabiliser les avoisinants.

Avant la réalisation des micropieux il conviendra de réaliser un micropieu d'essai de chargement en vue de valider ou d'adapter les hypothèses de calcul.

Lors de la réalisation des micropieux, il conviendra :

- De vérifier précisément la nature des matériaux extraits ainsi que les paramètres d'enregistrement pour s'assurer du bon ancrage dans les calcaires (H2),
- D'enregistrer en continu les paramètres de forage,
- De mesurer précisément les volumes de coulis de ciment injectés dans chaque micropieu. Nous attirons l'attention sur les risques de surconsommation notamment pour des micropieux de type III ou IV.

Enfin, les conditions d'exécution des pieux devront respecter les dispositions données dans le DTU 13.2 de mai 2020.

4.11. Remarque sur la chaufferie en sous-sol

Les plans communiqués indiquent le projet de chaufferie en sous-sol sous les bâtiments de bureaux envisagés.

Le BET structure PROJEX nous a rappelé qu'il était envisagé de ramener ce projet en RdC. Compte tenu de l'hétérogénéité des terrains, nous recommandons en effet de suivre cette solution afin de supprimer l'existence d'un sous-sol partiel sous les bureaux.

Dans ce cadre, il faudra également prévoir la chaufferie sur fondations profondes. Des compléments d'investigations seront à prévoir pour s'assurer de la nature et des caractéristiques des sols sous la zone choisie pour cette implantation.

4.12. Protection des ouvrages contre les eaux

Des dispositions techniques seront à prévoir à long terme afin de protéger les ouvrages vis à vis de la nappe et des venues d'eau.

Il appartient aux concepteurs de s'assurer auprès des services compétents des conditions d'inondabilité du terrain objet du projet.

Dans ces conditions, il est conseillé de mettre en œuvre une protection des murs enterrés contre l'humidité selon les règles de l'art (cf. DTU 20.1) avec système drainant périphérique.

L'évacuation des eaux récupérées se fera soit gravitairement si les pentes et les exutoires le permettent, soit à l'aide de fosses de récupération associées à des pompes de relevage. Les eaux de ruissellement des plateformes au pourtour du bâtiment ne devront préférentiellement pas être dirigées vers le bâtiment.

Les conditions d'étanchéité des sous-sols devront être définies par le maître d'ouvrage, le maître d'œuvre et le bureau de contrôle en fonction de la destination des ouvrages.

Le dimensionnement du système de drainage nécessitera des essais de perméabilité qui permettront par la suite d'établir les calculs des débits d'exhaure et les vérifications vis à vis des phénomènes de boulangerie et de renard.

Les voiles périphériques enterrés devront être dimensionnés en prenant en compte les poussées hydrostatiques dans la mesure où ils ne sont pas associés à un système de drainage périmétral extérieur.

4.13. Protection vis-à-vis du risque de retrait / gonflement des sols

Au droit du projet, nous rappelons que les sols argileux superficiels présentent une sensibilité forte à très forte au risque de retrait / gonflement des sols.

Les variations de teneur en eau peuvent donc provoquer des phénomènes de tassement par retrait et éventuellement (plus rarement) des phénomènes de (re)gonflement en période humide. Ces changements volumiques peuvent être préjudiciables aux bâtiments qui sont fondés superficiellement avec un ancrage insuffisant. Les bâtiments qui sont implantés dans une pente avec un niveau enterré à l'amont et de plain-pied ou en remblai à l'aval sont particulièrement exposés.

Nota : les profondeurs de sensibilité des argiles peuvent varier au fil du temps en fonction de l'amplitude des périodes de sécheresse.

En complément des conditions retenues pour l'ancrage des fondations et pour les niveaux-bas, les recommandations générales suivantes doivent également être prises en compte.

4.13.1. Recommandations structurelles complémentaires

Les parties de construction dont les niveaux-bas sont légèrement décalés en altitude devront être désolidarisées au moyen d'un joint de rupture sur toute la hauteur de la construction (semelles comprises).

Afin d'améliorer la résistance de la structure aux mouvements différentiels, les murs porteurs et planchers seront en béton armé ou, à défaut, liaisonnés par des chaînages horizontaux et verticaux. Ces chaînages seront fermés au niveau de chaque plancher ainsi qu'au couronnement des murs. On devra s'assurer de la continuité et du recouvrement des armatures de chaînage concourants en un même nœud.

D'autre part, un renforcement structurel complémentaire (semelle en béton armé en T renversé, soubassement liaisonné, etc...) peut être adopté pour diminuer les profondeurs d'ancrage des fondations. Il doit, en principe, être défini par un Bureau d'Etude spécialisé.

Concernant les projets sur sous-sol partiel, les parties non enterrées doivent être fondées en respectant conjointement la règle des 3/2 (ou 3/1 en zone sismique) et la garde au retrait – gonflement des sols. Par ailleurs, le niveau-bas doit être traité en plancher porté.

4.13.2. Recommandations vis-à-vis d'un niveau-bas sur plancher porté

Le niveau bas devra être préférentiellement conçu sur vide sanitaire avec utilisation éventuelle d'un coffrage provisoire biodégradable en sous-face.

4.13.3. Recommandations liées à la réalisation d'un étanchement périphérique horizontal

Pour limiter l'évaporation à proximité des murs extérieurs (façade + pignon), on procédera à la mise en place en périphérie du bâtiment et sur une largeur minimale de 2,0 m d'une géomembrane synthétique et imputrescible raccordée aux murs de façade avec un système de couvre joint. Il sera indispensable d'assurer la protection de la membrane par une couche de forme sur laquelle sera mis en œuvre un revêtement à adapter en fonction de l'environnement (dalle de béton, pavés, etc...). Ce revêtement devra présenter une pente vers l'extérieur de l'ouvrage et un système de récupération des eaux pluviales par cunette sera nécessaire.

Respecter une distance de sécurité entre les végétaux (arbustes, arbres) et l'ouvrage égale à 1.5 fois la hauteur du végétal adulte ou alors mettre en place des écrans anti-racines adaptés aux essences en présence.

Éviter tout épandage d'eau à proximité de la construction et vérifier régulièrement l'intégrité des réseaux humides.

Le pompage dans une nappe superficielle près de la construction sera interdit dans un rayon de 10 mètres.

4.13.4. Recommandations vis-à-vis des réseaux enterrés

L'étanchéité des canalisations (compris pluviales) devra strictement être vérifiées et l'on procédera à la mise en œuvre de joints souples aux raccordements pour encaisser les déformations liées au sol.

En cas de vide sanitaire sous plancher servant d'accrochage aux canalisations, une alternative aux joints souples consiste à assurer le franchissement des soubassements sans scellement (réservations permettant le mouvement vertical des conduites sans dommages).



Le captage des eaux superficielles ou le positionnement des drains selon le DTU 20.1 devra se faire à une distance minimale de 2 m de la construction de manière à ne pas aggraver la dessiccation des sols à cet endroit en période sèche. Le rejet des eaux pluviales devra se faire à une distance suffisante de la construction.

4.13.5. Recommandations vis-à-vis de l'environnement proche

Les ouvrages extérieurs susceptibles d'impacter l'humidité du terrain : drains, puits de pompage, système d'infiltration ou similaires, doivent être implantés le plus loin possible de fondations,

La plantation d'arbres devra se faire à une distance de la construction d'au moins 1,5 fois la hauteur présumée de l'arbre adulte.

Toutes ces dispositions devront être appréhendées et contrôlées par le bureau de contrôle ou par le géotechnicien, dans le cadre d'une mission G4 selon la NF P94-500. Ceci permettra de s'assurer de la bonne exécution de nos recommandations.

4.14. Conception des voiries et parkings

Ce paragraphe traite spécifiquement des voiries (stationnements et circulations) associées au projet de construction.

Nous rappelons qu'il est envisagé de réaliser des parkings sur la partie Est du parvis existant.

4.14.1. Assise de la structure de voirie (P.S.T.)

A ce stade, aucun essai type IPI ou PROCTOR n'a été réalisé. Toutefois, en première approche, compte tenu des teneurs en eau mesurées lors de la première campagne et de la sensibilité des sols au phénomène de retrait-gonflement, on partira sur des hypothèses de PST1/AR1.

Pour ces conditions il conviendra de réaliser une couche de forme de forte épaisseur (60 à 80 cm) après décapage des matériaux impropre (remblais, terre végétale etc...).

Dans tous les cas, un compactage du fond de forme devra être effectué à 95 % de l'OPN avec un engin adapté à la nature des sols.

Une vérification de la portance de la P.S.T. est conseillée par essais à la plaque (**Objectif EV2 > 20 MPa**) ainsi qu'une vérification visuelle de l'absence de point dur (blocs, pointement rocheux...).

Les fonds de formes seront sensibles aux infiltrations des eaux pluviales et aux possibles circulations d'eau superficielles et évolueront dans le temps s'ils ne sont pas protégés. Les fonds de forme seront pentés dans la mesure du possible et l'eau sera évacuée dans des fossés provisoires ou définitifs.

4.14.2. Couche de forme sous voirie

La structure d'assise de la voirie de type VL respectera les préconisations données ci-après :

Sur une P.S.T. de nature argileuse (sol H1)	
Mise en œuvre de la structure support de voirie	- Géotextile anti-contaminant* 0.7 m minimum de couche de forme en G11_{ins}/G21_{ins} ou R1Vo/Me, R2Vo/Me, R3Vo/Me ou R3Li, de granulométrie 0/40 ou 0/80 - Compactage de la couche de forme à 95 % de l'OPM - Mise en œuvre de la couche d'assise (base et fondation) à définir par la Maitrise d'œuvre
* vivement recommandé sur les sols fins / éventuel sur les sols granulaires (épaisseur de couche de forme à augmenter de 10 cm en l'absence de géotextile)	

4.14.3. Prise en compte du phénomène de retrait / gonflement du sol

Dans les zones à risque de retrait / gonflement du sol, les voiries sont exposées à des déformations (tassements différentiels, traction, détériorations excessives rapide). Il est donc conseillé d'augmenter l'épaisseur de couche de forme pour réduire voire supprimer les déformations prématurées de la chaussée en lien avec ce risque.

Compte tenu de la force d'exposition (sensibilité très forte), une surépaisseur de 0.2 m en couche de forme granulaire est recommandée.

Les épaisseurs finales recommandées sont donc :

- 0.8 à 0.9 m pour une couche de forme granulaire après mise en œuvre d'un géotextile,**

4.14.4. Critères de réception

Dans le cas d'une couche de forme en matériaux d'apport granulaires, les critères de réception à retenir sur la couche de forme, à l'aide d'essais à la plaque, pour une PF2 (VL) sont :

- Module EV2 $\geq$ 50 MPa,
- Rapport EV2/EV1 $<$ 2.

Dans le cas où les portances souhaitées ne seraient pas atteintes, une adaptation de la structure support devra être envisagée. Une étude particulière sera effectuée en phase travaux dans le cadre des missions G3 et G4.

4.14.5. Assise des gradins

Nous rappelons que les gradins seront réalisés en suivant la pente topographique du terrain au sud du futur bassin nordique.

Compte tenu du contexte, et vu le souhait de l'équipe de conception de traiter le projet comme un ouvrage de VRD, nous recommandons de prévoir un décapage de l'ensemble des sols impropres à l'assise des



ouvrages + les épaisseurs de sols permettant d'insérer une couche de forme sous éléments en béton d'une épaisseur minimale de 0.6 m, ceci afin de limiter les risques liés aux phénomènes de retrait-gonflement.

Les plateformes d'assise devront être planes et horizontales. La zone devra ainsi être aménagées en redans successifs. On veillera à ne pas déstabiliser les sols amonts de chaque rangée de gradins par le décaissement de la rangée aval. En première approche, il serait judicieux de terrasser / mettre en œuvre la couche de forme / poser les ouvrages en béton constitutifs des gradins chaque rangée de gradins en partant de l'aval.

4.15. Recommandations générales vis-à-vis du risque sismique

Afin de se conformer aux prescriptions de l'Eurocode 8, les dispositions générales à respecter en zone sismique supérieure à 1 sont les suivantes :

- Système de fondation homogène sous un même corps de bâtiment, à moins de délimiter des blocs par joints parasismiques.
- Ne pas fonder un même ouvrage sur des discontinuités géologiques naturelles : fractures, failles, etc...
- Encastrer fortement les fondations dans les sols meubles et veiller à ce que l'assise des fondations soit horizontale.
- Préférer la présence de niveaux enterrés homogènes sur l'emprise de la construction ou, à défaut, sur un bloc indépendant dissocié par un joint parasismique.
- Encastrer toutes les fondations dans une même couche géologique en cas de stratification.
- Ne pas fonder les ouvrages sur des sols liquéfiables.
- Rigidifier la structure d'assise des ouvrages (à définir par le BET Structure).



5. ALEAS RESIDUELS ET RISQUES ASSOCIES

A l'issue de la présente étude, les aléas et incertitudes géologiques subsistants concernent principalement :

- L'hétérogénéité latérale et verticale des couches géologiques rencontrées. Au stade de l'exécution, la supervision géotechnique doit intervenir pour vérifier la présence des sols conformes aux résultats des études, ou, à défaut, pour définir en coordination avec la Maîtrise d'œuvre, les adaptations à envisager.
- Le niveau effectif de la nappe en situation extrême (eaux hautes et eaux exceptionnelles) et en phase travaux. Un suivi piézométrique est à mettre en place rapidement pour suivre les fluctuations de la nappe.
- La présence de vestiges enterrés non identifiés. En cas de rencontre il faudra évaluer l'importance des vestiges en vue de déterminer les mesures à prendre.
- L'existence d'une zone non reconnue par les reconnaissances en raison du manque d'accessibilité (bâtiment existant, zone inaccessible en raison de la végétation ou d'une topographie accidentée, ...).
- Le niveau d'assise des fondations des mitoyens au projet. Avant le début des travaux, ces niveaux d'assise devront être relevés par des reconnaissances complémentaires.
- Les variations altimétriques du toit du substratum.
- Les éventuels remaniements du terrain ultérieurs à notre intervention,
- L'implantation de certains ouvrages à confirmer et adapter.

Ces aléas et incertitudes résiduels peuvent présenter des risques pour le projet aussi bien en termes de coût que de délais. Ils peuvent être réduits par des investigations et prestations complémentaires tels que :

- Relevés topographiques,
- Recherches historiques,
- Sondages complémentaires,
- Étude hydrogéologique spécifique.



6. CONDITIONS GENERALES DE VALIDITE DU RAPPORT

Le présent rapport a été établi en fonction des données transmises. Il conclut la mission G2 phase AVP qui nous a été confiée par Saintes Grandes Rive, L'AGGLO.

Nous rappelons que, conformément à notre offre, notre prestation est encadrée par la norme NF P94-500 de novembre 2013 dont un extrait est donné en annexe 1 et par les conditions de validité de l'étude propres à GEOTECHNIQUE SAS, fournies en annexe 2.

Selon l'enchaînement des missions géotechniques préconisés par la norme NF P94-500, une étude géotechnique de conception phase projet (G2 PRO) doit être envisagée en collaboration avec les différents intervenants du projet afin de réduire les aléas géotechniques.

GEOTECHNIQUE SAS reste donc à la disposition de la Maitrise d'Ouvrage pour tout renseignement complémentaire et pour la réalisation des missions ultérieures (études G2 PRO et G4 notamment).

Rédacteur
L.PORTEJOIE
Chargé d'affaire

Vérificateur
A. ANTIGNY
Direction technique

Annexe 1 : Extrait de la norme NF P94-500 de novembre 2013

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

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

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

Phase Étude de Site (ES)

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

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

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

Phase Avant-projet (AVP)

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

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

Phase Projet (PRO)

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

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

Phase DCE / ACT

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

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



ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en 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 géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).



Annexe 2 : Conditions de validité de l'étude

1 - Le présent rapport et ses annexes sont indissociables. Il est basé sur un nombre limité de sondages et de mesures et sur les renseignements concernant le projet remis à GEOTECHNIQUE SAS au moment de la reconnaissance géotechnique. L'analyse et les recommandations soumises dans ce rapport sont basées sur les résultats obtenus à partir des sondages dont l'emplacement est indiqué sur le plan d'implantation joint en annexe, et sur toutes les informations données dans ce rapport.

2 - Ce rapport ne peut pas prendre en compte les variations éventuelles entre sondages. L'étude de sol étant basée sur un nombre limité de sondages, la continuité des couches de sols entre sondages ne peut être garantie et une adaptation du projet de fondation en fonction de l'hétérogénéité des sols est normale et ne peut être reprochée à GEOTECHNIQUE SAS.

3 - Toute étude réalisée à partir d'une esquisse ou d'un plan de principe nécessitera une seconde étude spécifique adaptée au projet retenu. Le but de ce rapport est limité au projet et à la localisation décrite ci-avant.

4 - Tout changement d'implantation ou de structure des constructions par rapport aux hypothèses de départ sera communiqué à GEOTECHNIQUE SAS qui donnera ou non son accord, selon que ces changements modifient les conclusions de l'étude.

5 - Tout changement de maîtrise d'ouvrage nécessite une mise à jour du rapport que le terrain et/ou l'emprise des travaux envisagées soient identiques ou aient évolués depuis la publication du présent rapport.

6 - Le délai de validité du présent rapport est limité à 6 mois et sous réserve que les conditions globales du site et du projet restent intactes dans ce même délai. Dans le cas contraire, une mise à jour du rapport ou une nouvelle étude doit être sollicitée par le client.

7 - Les éléments nouveaux mis à jour en cours des travaux de fondations et non détectés lors de la reconnaissance devront être signalés à GEOTECHNIQUE SAS afin d'étudier les adaptations nécessaires.

8 - Nous recommandons que toutes les opérations de construction en relation avec les terrassements et les fondations soient inspectées par un ingénieur géotechnicien afin d'assurer que les dispositions constructives soient totalement accomplies pendant les travaux.



Annexe 3 : Implantation des sondages



SAINTES (17)

CONSTRUCTION ET EXTENSION

IMPLANTATION SCHÉMATIQUE DES SONDAGES

DATE	AUTEUR	DOSSIER
03/04/26	J. DELHOM	VJT2026-02-95

LÉGENDE :

- PMX: ESSAIS MATSUO
- TAMX: ESSAIS PORTCHETS
- STX: SONDAGE DESTRUCTIF
- SPX : SONDAGE PRESSIOMÉTRIQUE
- RÉFÉRENCE NIVELLEMENT



Annexe 4 : Coupes de sondages

Dossier : **VJT2026-02-95**

Localité : **Saintes (17)**

Chantier : **Centre aquatique Aquarelle**

Client : **Saintes Grandes Rives, l'agglo**

X : **1818763**

Date début de forage : **18/03/2026**

Echelle : **1/115**

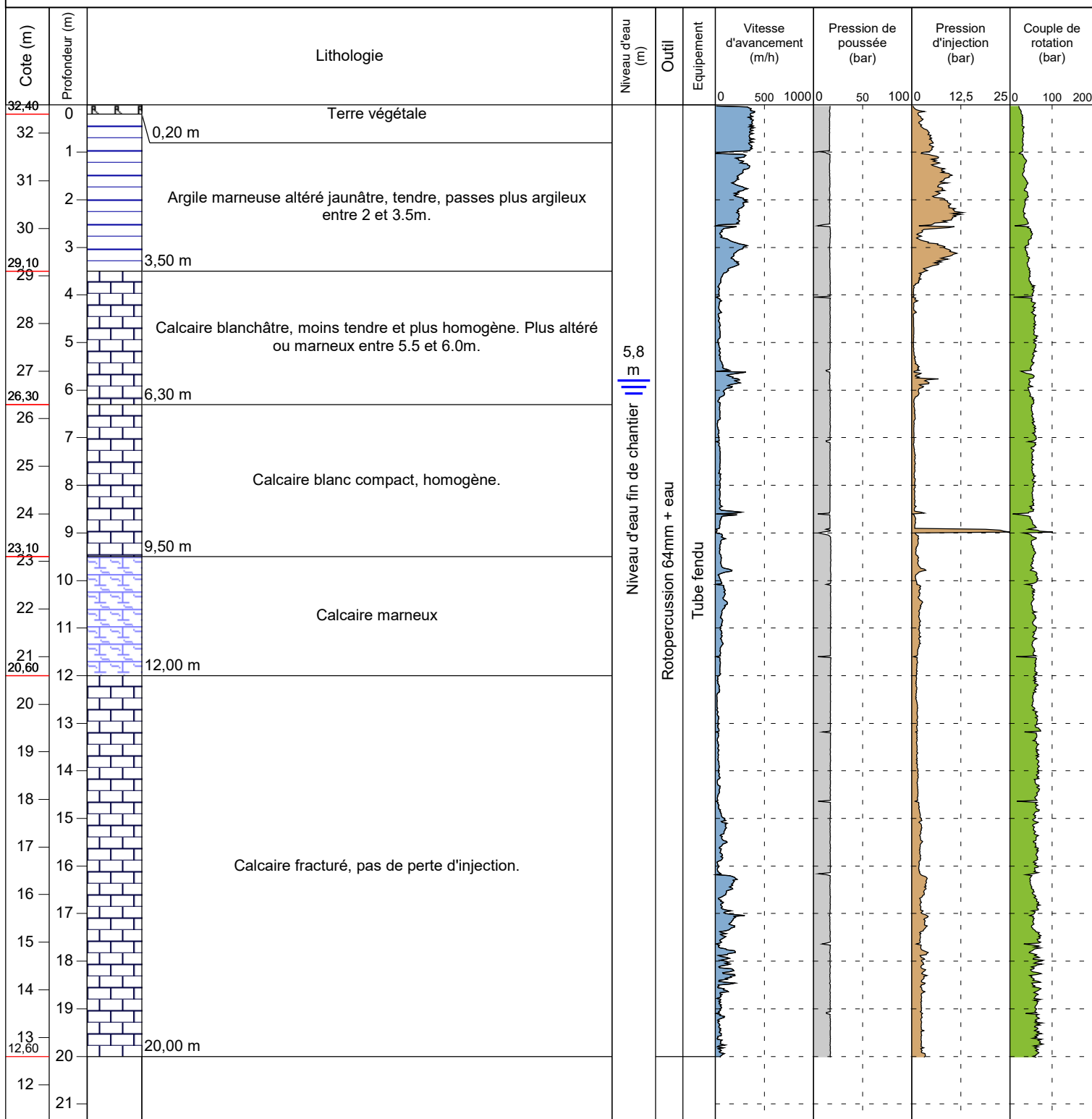
Y : **544107**

Date fin de forage : **18/03/2026**

Machine :

Z : **32.6 m**

Profondeur de fin : **20,00m**



Observation :

EXGTE 3.27/LUT3EPF511FR

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

SD103

Dossier : **VJT2026-02-95**

Localité : **Saintes (17)**

Chantier : **Centre aquatique Aquarelle**

Client : **Saintes Grandes Rives, l'agglo**

X : **1818763**

Date début de forage : **19/03/2026**

Echelle : **1/115**

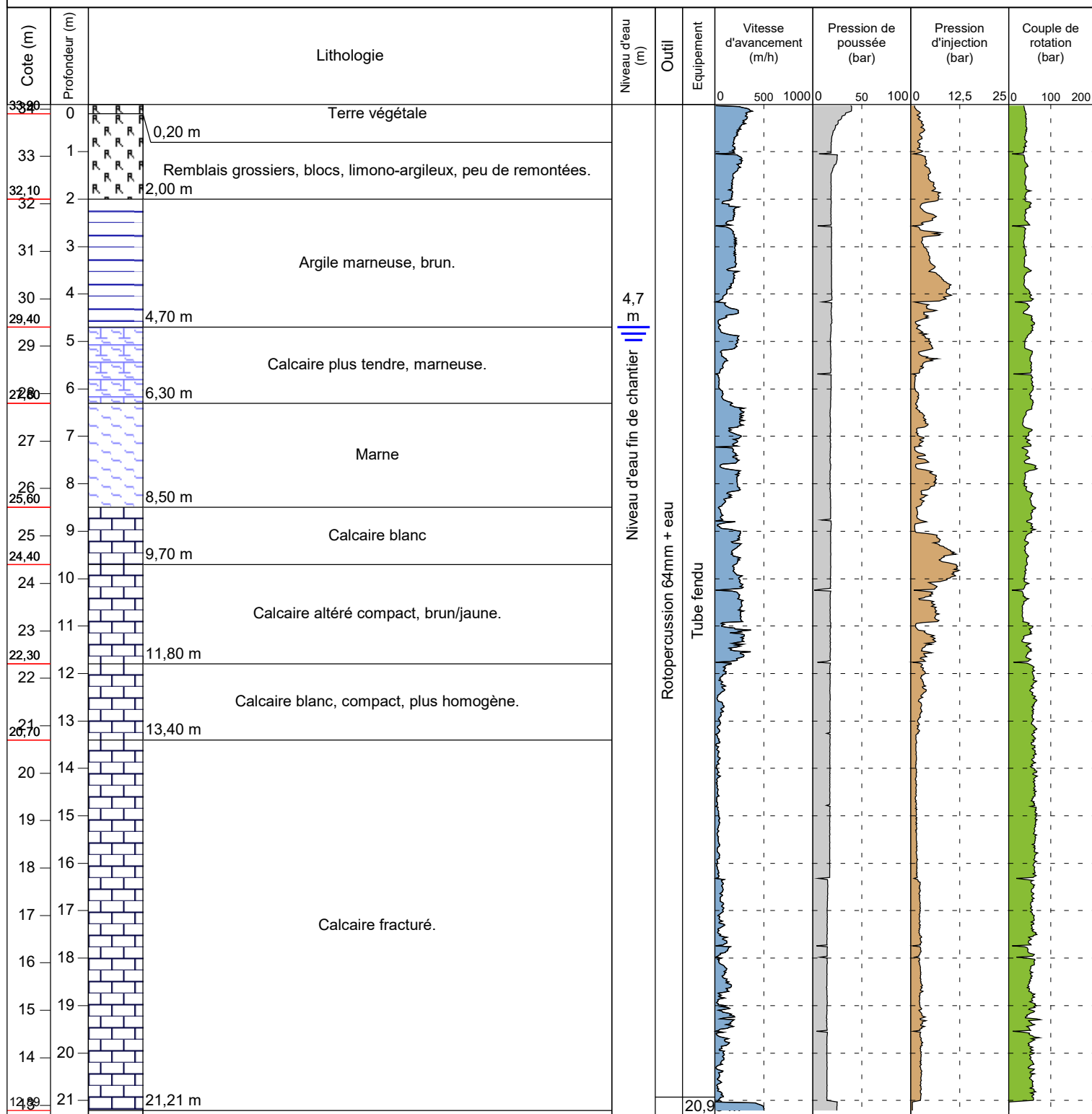
Y : **544107**

Date fin de forage : **19/03/2026**

Machine :

Z : **34.1**

Profondeur de fin : **21,21m**



Observation :

EXGTE 3.27/LUT3EPF511FR

Dossier : **VJT2026-02-95**

Localité : **SAINTES (17)**

Chantier : **Centre aquatique Aquarelle**

Client : **Saintes Grandes Rives, l'agglo**

X : **1818763**

Date début de forage : **17/03/2026**

Echelle : **1/115**

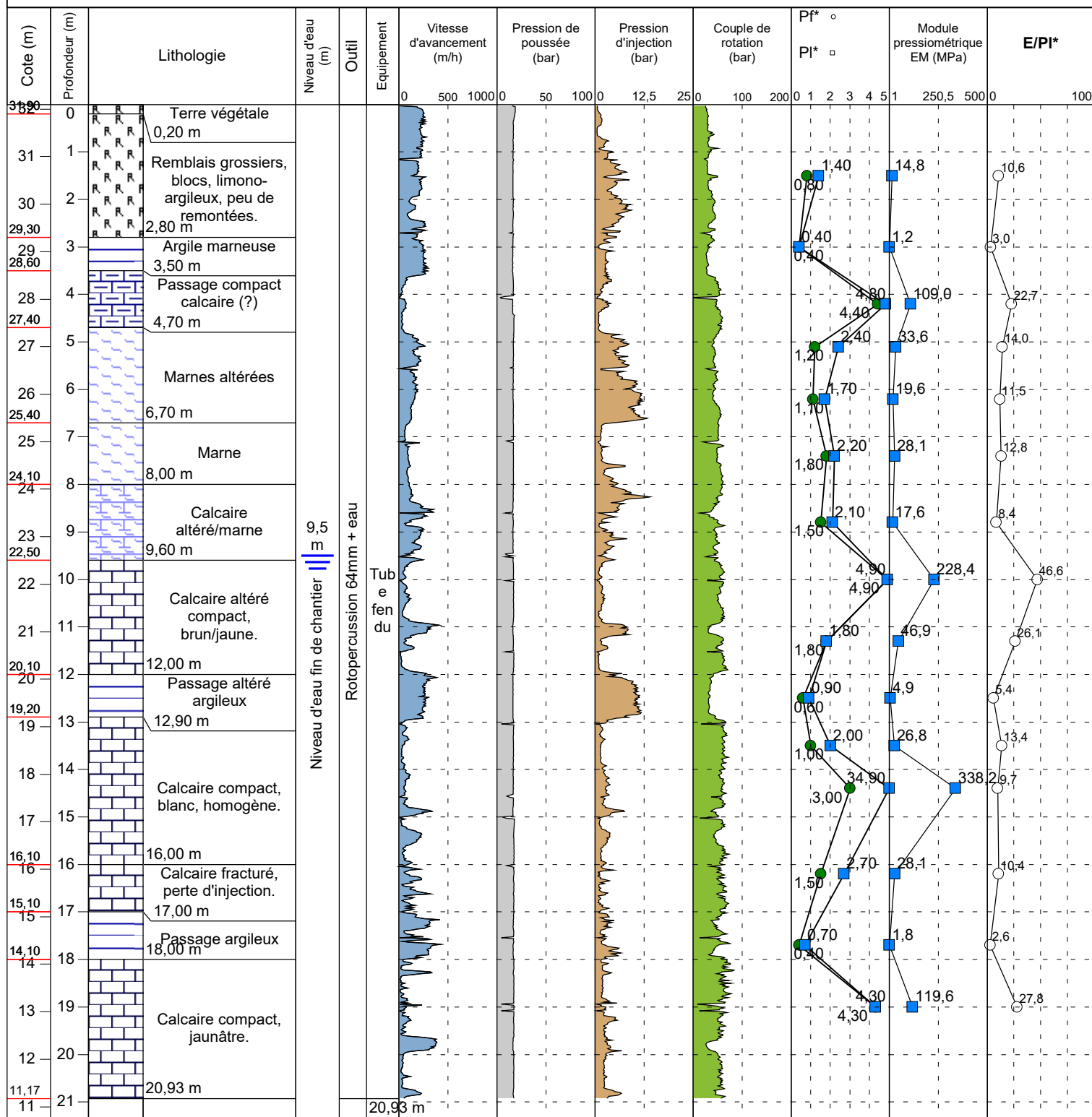
Y : **544107**

Date fin de forage : **18/03/2026**

Machine :

Z : **32.1 m**

Profondeur de fin : **20,93m**



Observation :

EXGTE 3.27/LUT3EPF511FR



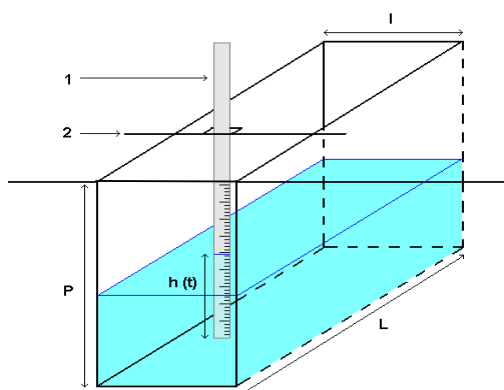
Annexe 5 : Essais de perméabilité

PROCES VERBAL
ESSAI D'INFILTRATION A LA FOSSE
(essai à charge variable)

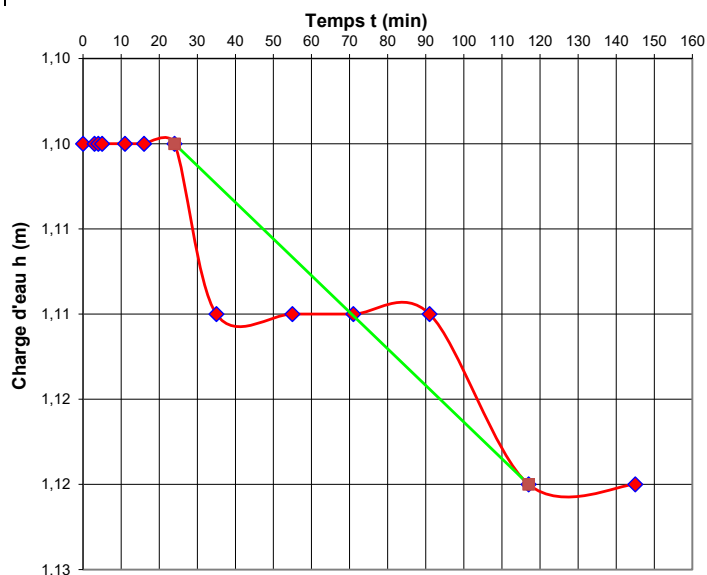
Dossier n° :	VJ2026-02-95
Client :	Saintes Grandes Rive
Lieu :	SAINTES (17)
Sondage n° :	PMA'
Date de l'essai :	18/03/2026

CONDITIONS DE REALISATION DE L'ESSAI			
Profondeur	P =	1,30 m	Matériels utilisés
Longueur	L =	1,40 m	Pelle
Largeur	I =	0,50 m	Citerne
Volume d'eau	V =	~ 140 litres	Charge d'eau initiale =
			0,20 m

IMPLANTATION DU SONDAGE		
X =	Y =	Z _{TN} = 29,80 m NGF



Temps		Hauteur d'eau par rapport au TN	Valeurs de perméabilité K (mesurée entre deux points de mesures)
(hh:min)	(min)		
10:15	0	1,100 m	-
10:18	3	1,100 m	0,00E+00 m/s
10:19	4	1,100 m	0,00E+00 m/s
10:20	5	1,100 m	0,00E+00 m/s
10:26	11	1,100 m	0,00E+00 m/s
10:31	16	1,100 m	0,00E+00 m/s
10:39	24	1,100 m	0,00E+00 m/s
10:50	35	1,110 m	7,36E-06 m/s
11:10	55	1,110 m	0,00E+00 m/s
11:26	71	1,110 m	0,00E+00 m/s
11:46	91	1,110 m	0,00E+00 m/s
12:12	117	1,120 m	3,20E-06 m/s
12:40	145	1,120 m	0,00E+00 m/s

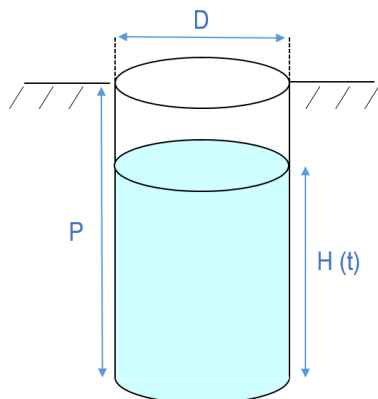


COUPE DE SOL	
Nature du matériau	Profondeur
Terre végétale	0 - 0,15 m
Limon légèrement argileux, présence de graves	0,15 - 0,5 m
Calcaire altéré beige sableux	0,5 - 0,8 m
Tourbe, marne, petits blocs calcaires	0,8 - 1,3 m
	Arrêt sur blocs

RESULTATS DE L'ESSAI	
Pas de temps retenu :	de 24 min à 117 min
K =	1,8E-06 m/s soit 6,3 mm/h

PROCES VERBAL
ESSAI D'INFILTRATION EN FORAGE
(essai à charge variable)

Dossier n° :	VJt2026-02-95
Client :	rojet Extension et construction bass
Lieu :	SAINTES
Sondage n° :	TAM3
Date de l'essai :	18/03/2026



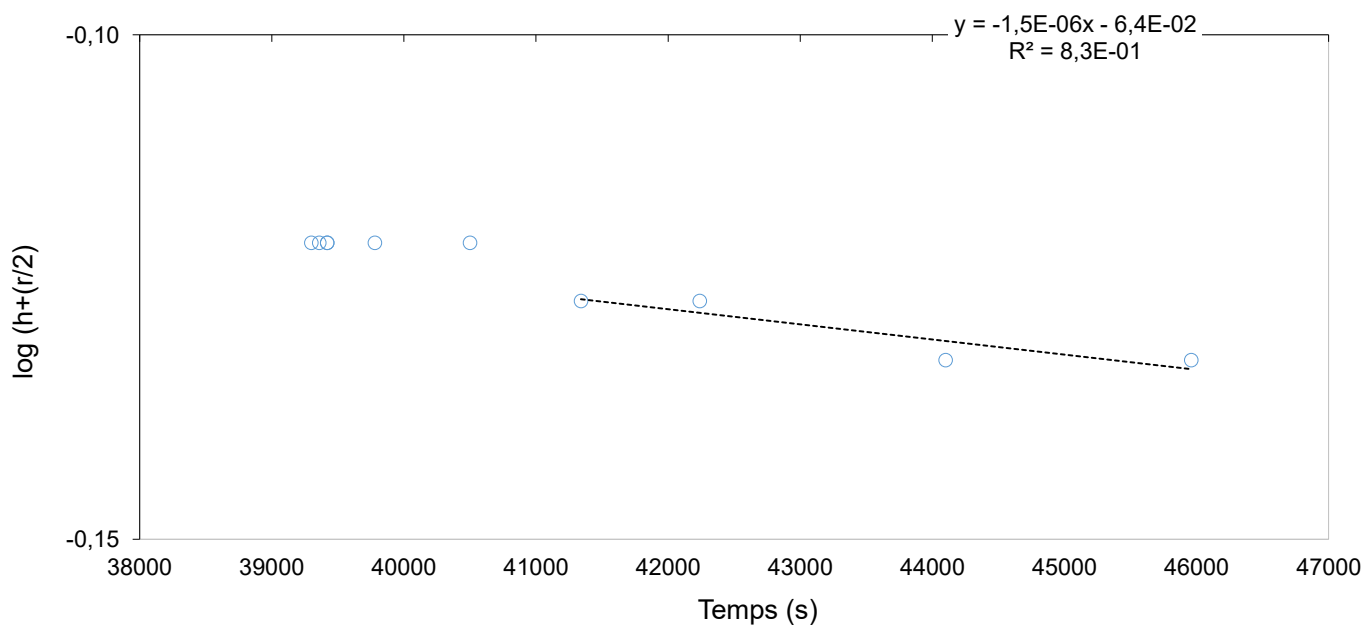
CONDITIONS DE REALISATION DE L'ESSAI		
Profondeur de l'essai	P = 0,7 m	Surface d'infiltration
Diamètre du sondage	D = 0,63 m	S _i = #REF!
Temps de saturation minimum de 1 heure		

IMPLANTATION DU SONDAGE		
X =	Y =	Z _{TN} = 31,40 m NGF

PHASE DE MESURE		
Durée de sat. =	min	Durée du test =

Temps t (min)	Mesure (m/TN)	Temps t (min)	Mesure (m/TN)
655	0,10	0	0,00
656	0,10	0	0,00
657	0,10	0	0,00
657	0,10	0	0,00
663	0,10	0	0,00
675	0,10	0	0,00
689	0,11	0	0,00
704	0,11	0	0,00
735	0,12	0	0,00
766	0,12	0	0,00
0	0,00	0	0,00

Profondeur (m)	Lithologie
0 - 0,13	TV
0,13 - 0,4	non terreux à grave
0,4 - 0,7	Sable limono-argileux avec quelques graves, sec, beige.
	Refus



RESULTATS DE L'ESSAI	
K = 2,7 mm/h	soit 7,4E-07 m/s



Annexe 6 : Essais en laboratoire



COMPTE RENDU D'ESSAI PROCTOR NF P 94 093

Nature des matériaux : **Limon argileux à silex marron**

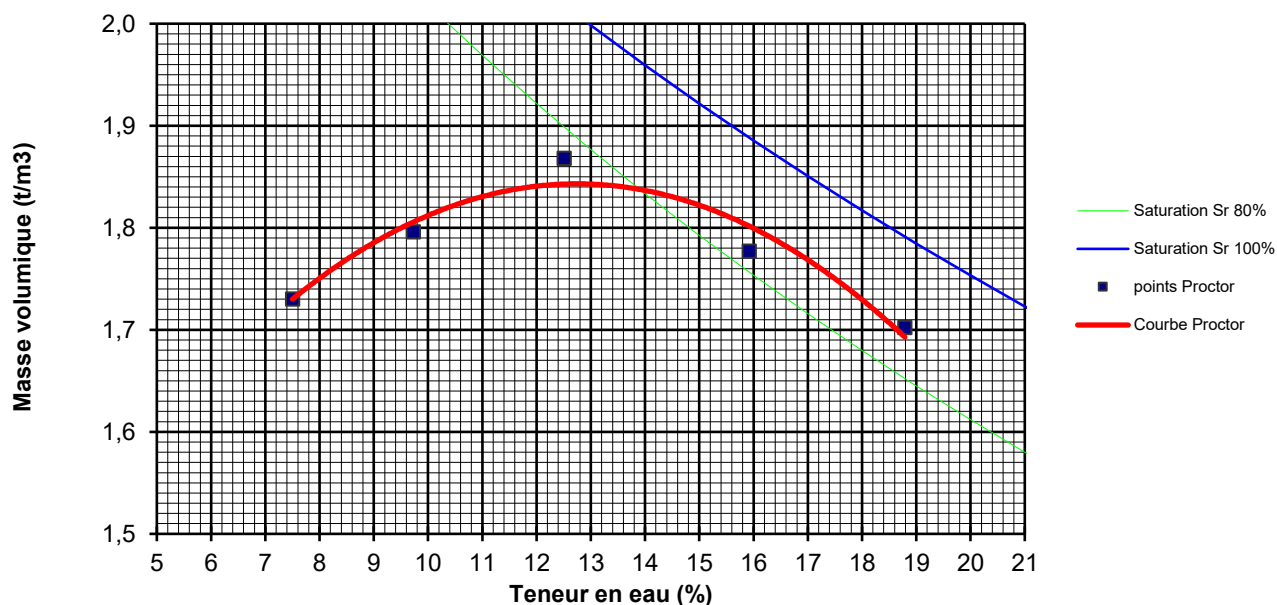
Date du prélèvement : NC

Provenance des matériaux : **PMB**
Profondeurs : **0,50 m**

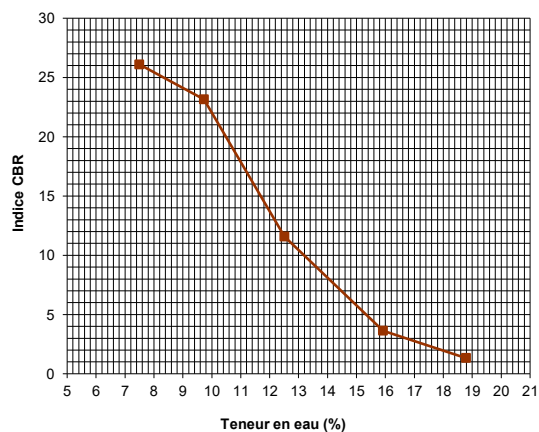
Date des essais : 15/04/2026
Réf. opérateurs : Mme

Teneur en eau	7,5	9,7	12,5	15,9	18,8		%		Energie : Normale
Masse volumique sèche	1,73	1,80	1,87	1,78	1,70		t/m ³		Moule : CBR
							%		
							t/m ³		ρs estimée 2,70 t/m3
Poinçonnement CBR	26,1	23,15	11,57	3,64	1,32				W% naturelle 18,8 %

Proctor



Poinçonnement CBR



Résultats :

Sur la fraction 0/20 ρd OPN= 1,84 t/m³
 W OPN= 12,7 %

% de la fraction 20/D **6,7 %**

Sur la fraction 0/D ρd ' OPN= 1,88 t/m³
 W' OPN= 11,9 %

Observations :

NOTRE SIÈGE SOCIAL

170 rue du Traité de Rome CS 80131
84918 AVIGNON Cedex 9
Tél. : 04 90 01 39 02
contact@geotechnique-sas.com

Retrouvez toutes nos agences sur
www.geotechnique-sas.com

0 805 690 989



GÉOtechnique
sciences de la terre sas