



Construction de bâtiments de logements

Allée de la Pomone – Aix en Provence (13)

Étude géotechnique de conception
Phase Avant-Projet - G2 AVP

Dossier CAI2.J.346

6 février 2020



Agence d'Aix en Provence • 1030 rue JRGG de la Lauzière, Les Milles 13290 AIX EN PROVENCE
Tél. 33 (0) 4 42 99 27 00 • Fax 33 (0) 4 42 99 27 35 • cebtp.aix@groupe-cebtp.com





ALTAREA COGEDIM
AGENCE PROVENCE
79 Boulevard de Dunkerque
13235 MARSEILLE

CONSTRUCTION DE BATIMENTS DE LOGEMENTS

AIX EN PROVENCE (13) – Allée de la Pomone

RAPPORT - ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2) – Phase avant-projet

Dossier : CAI2.J.346

Réf. rapport : CAI2.J.346_01

Contrat : CAI2.J.0691 du 14/10/2019

Indice	Date	Chargé d'affaire	Visa	Vérifié par	Visa	Contenu	Observations
1	06/02/20	K. NOAILHAC		N. LESOUHAITIER		42 pages + 54 d'annexes	

A compter du paiement intégral de la mission, le client devient libre d'utiliser le rapport et de le diffuser à condition de respecter et de faire respecter les limites d'utilisation des résultats qui y figurent et notamment les conditions de validité et d'application du rapport.

Sommaire

1. Plans de situation	5
1.1. Extrait de la carte topographique	5
1.2. Image aérienne	5
2. Contexte de l'étude	6
2.1. Données générales	6
2.1.1. Généralités	6
2.1.2. Intervenants	6
2.1.3. Documents communiqués	6
2.2. Mission Ginger CEBTP	6
2.3. Description du site.....	7
2.3.1. Topographie, occupation du site et avoisinants	7
2.3.2. Contextes géotechnique, hydrogéologique et sismique	9
2.4. Caractéristiques de l'avant-projet	11
2.4.1. Description de l'ouvrage	11
2.4.2. Sollicitations appliquées aux fondations et aux niveaux bas	12
2.4.3. Terrassements prévus	12
2.4.4. Voiries.....	12
3. Investigations géotechniques.....	13
3.1. Préambule	13
3.2. Implantation et nivellement	13
3.3. Sondages, essais et mesures in situ	13
3.3.1. Investigations géotechniques in situ.....	13
3.3.2. Piézométrie	15
3.3.3. Essais de perméabilité in situ	15
3.4. Essais en laboratoire	16
4. Synthèse des investigations.....	17
4.1. Modèle géologique général	17
4.1.1. Lithologie	17
4.1.2. Caractéristiques géomécaniques retenues	19
4.1.3. Résultats des essais en laboratoire	20
4.2. Contexte hydrogéologique général	20
4.2.1. Piézométrie	20
4.2.2. Perméabilité	21
4.2.3. Inondabilité	22
4.3. Risques naturels	22
4.3.1. Arrêtés de reconnaissance de catastrophes naturelles.....	22
4.3.2. Retrait-gonflement	22
4.3.3. Inondations	22
4.3.4. Risque sismique – Données parasismiques réglementaires	22

4.3.5.	Liquéfaction des sols	23
5.	Principes généraux de construction en phase avant-projet	24
5.1.	Analyse du contexte et principes d'adaptation.....	24
5.2.	Réalisation des terrassements	25
5.2.1.	Traficabilité en phase chantier	25
5.2.2.	Extraction des matériaux	26
5.2.3.	Drainage en phase chantier	26
5.2.4.	Talutages.....	26
5.2.5.	Réutilisation des matériaux	27
5.3.	Fondations des bâtiments.....	28
5.3.1.	Ouvrage hors nappe : fondations superficielles par semelles.....	28
5.3.2.	Ouvrage sous-nappe (sous-sols) : fondations par radier général	32
5.4.	Niveau-bas.....	34
5.4.1.	Conception et exécution	34
5.4.2.	Contrôles	34
5.4.3.	Couche d'assise	35
5.5.	Recommandations concernant les murs enterrés	35
5.5.1.	Paramètres de pré-dimensionnement.....	35
5.5.2.	Mise en place des remblais techniques.....	36
5.6.	Protection des ouvrages vis-à-vis de l'eau	37
5.7.	Protection vis-à-vis du retrait / gonflement.....	37
5.8.	Protection des ouvrages vis-à-vis du risque sismique	38
5.9.	Voiries	39
5.9.1.	Préambule	39
5.9.2.	Hypothèses de calcul	39
5.9.3.	Partie Supérieure des Terrassements (PST) et classe d'arase.....	39
5.9.4.	Couche de forme	40
6.	Observations majeures.....	41

ANNEXES

ANNEXE 1 – NOTES GÉNÉRALES SUR LES MISSIONS GÉOTECHNIQUES

ANNEXE 2 – PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES

ANNEXE 3 – SONDAGES DESTRUCTIFS

ANNEXE 4 – SONDAGE CAROTTE

ANNEXE 5 – ESSAIS DE PÉNÉTRATION DYNAMIQUE

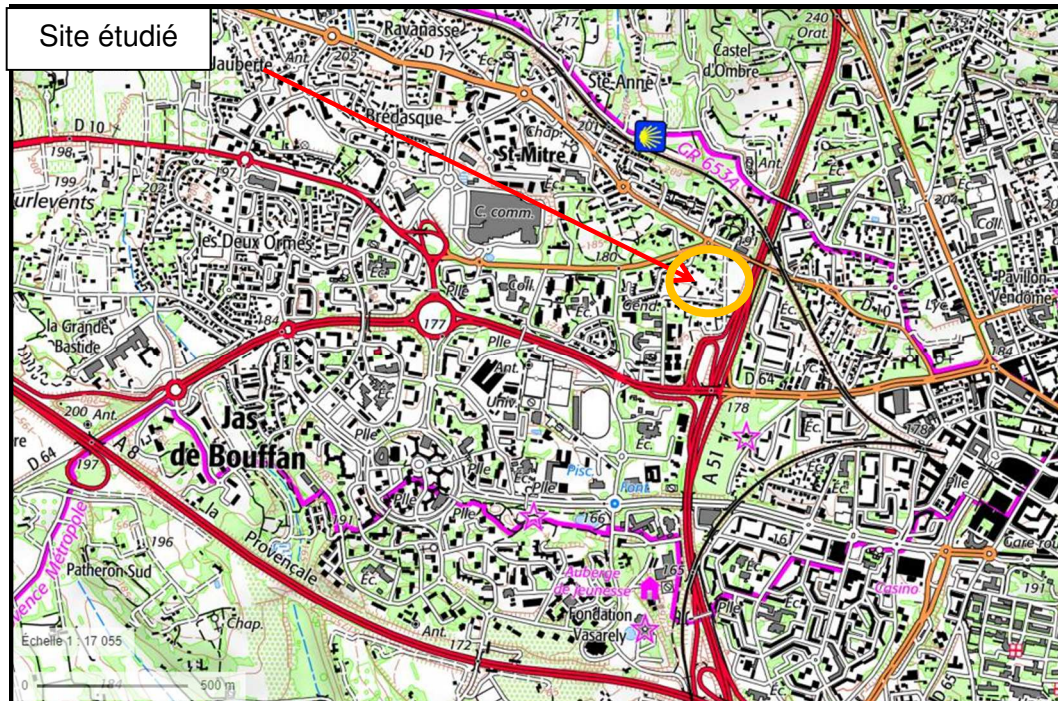
ANNEXE 6 – FOUILLES AU TRACTOPELLE

ANNEXE 7 – PROCES VERBAUX DES ESSAIS D'INFILTRATION

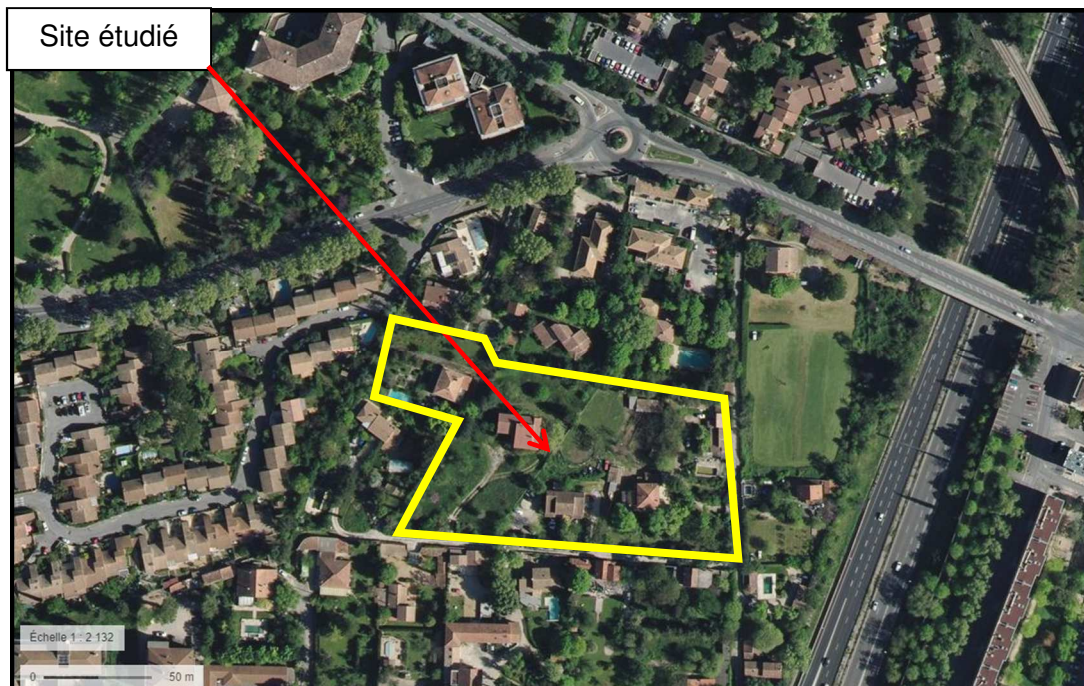
ANNEXE 8 – PROCES VERBAUX DES ESSAIS DE LABORATOIRE

1. Plans de situation

1.1. Extrait de la carte topographique



1.2. Image aérienne



2. Contexte de l'étude

2.1. Données générales

2.1.1. Généralités

Nom de l'opération : Construction de bâtiments de logements

Commune : AIX EN PROVENCE (13)

Adresse : Allée de la Pomone

Parcelles cadastrales : n°54, 99, 102 et 103

Demandeur de mission et client : COGEDIM

2.1.2. Intervenants

Maître d'ouvrage : COGEDIM

2.1.3. Documents communiqués

N°	Document	Echelle	Référence	Date
1	Plan masse projet	1/800	ALTAREA COGEDIM	04/10/2019

2.2. Mission Ginger CEBTP

La mission de Ginger CEBTP est conforme au contrat n°CAI2.J.0691 du 14/10/2019.

Suite à votre demande, nous avons réalisé les prestations suivantes, conformément à la nouvelle norme NFP 94-500 de novembre 2013 (dont un extrait est joint en Annexe 1).

Une mission d'étude géotechnique de conception (G2) comprenant 2 phases :

- **G2 Phase Avant-Projet (AVP) :**
 - Définir un programme d'investigations géotechnique spécifique, le réaliser et en assurer le suivi technique
 - Donner les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet
 - Donner les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, amélioration de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisinants)
 - Fournir une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique
 - Examiner la pertinence d'application de la méthode observationnelle

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

- L'évolution dans le temps de l'hydrogéologie locale ;
- Les études de pollution ou d'assainissement ;
- La reconnaissance des anomalies géotechniques situées en dehors de l'emprise des investigations.

Les résultats de la mission G2 phase AVP, réalisée au stade de l'Avant-Projet ne peuvent pas être utilisés dans un DCE (Document de Consultation des Entreprises), si cette mission n'est pas suivie d'une mission G2 phase PRO.

2.3. Description du site

2.3.1. Topographie, occupation du site et avoisinants

Le site d'étude est situé allée de la Pomone à l'Ouest du centre-ville d'Aix en Provence (13). Les parcelles d'études présentent une pente moyenne de 4 %, orientée vers le Sud.

Les parcelles sont occupées par des maisons individuelles avec piscine (cf. photographies ci-après). Ces ouvrages seront démolis avant la création du projet.

La végétation sur le site est essentiellement de type rase et arbres locaux (oliviers, pins, etc...).

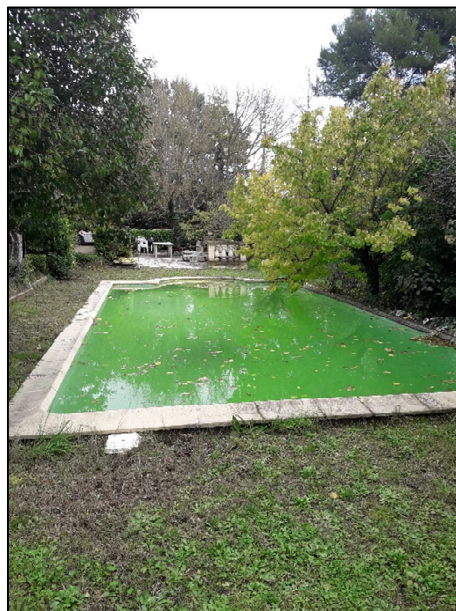
Parcelle 103 :



Parcelle 54 :



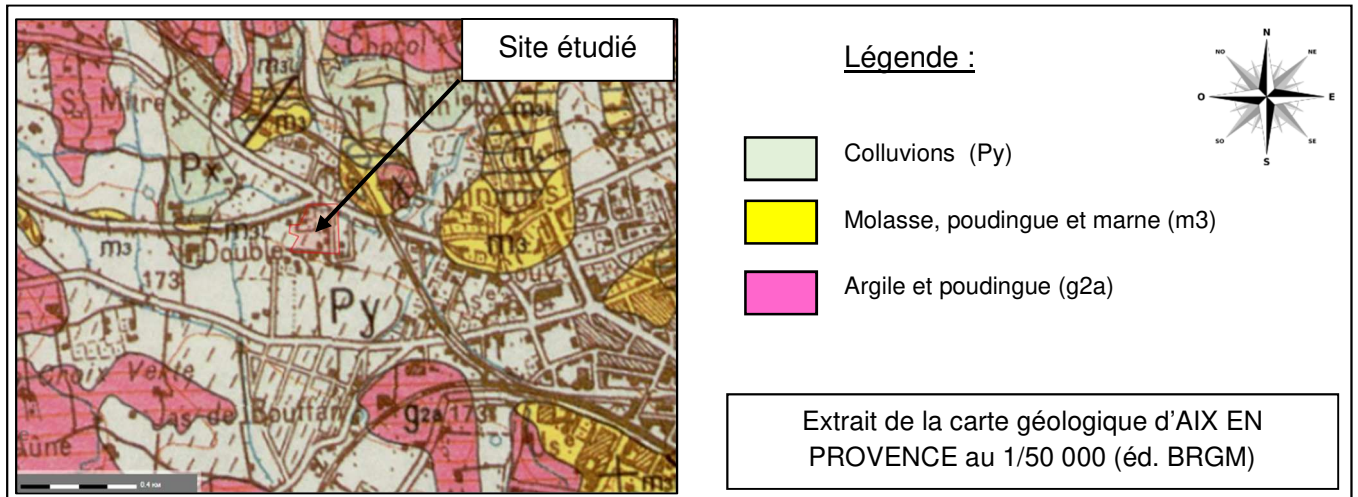
Parcelle 99 :



2.3.2. Contextes géotechnique, hydrogéologique et sismique

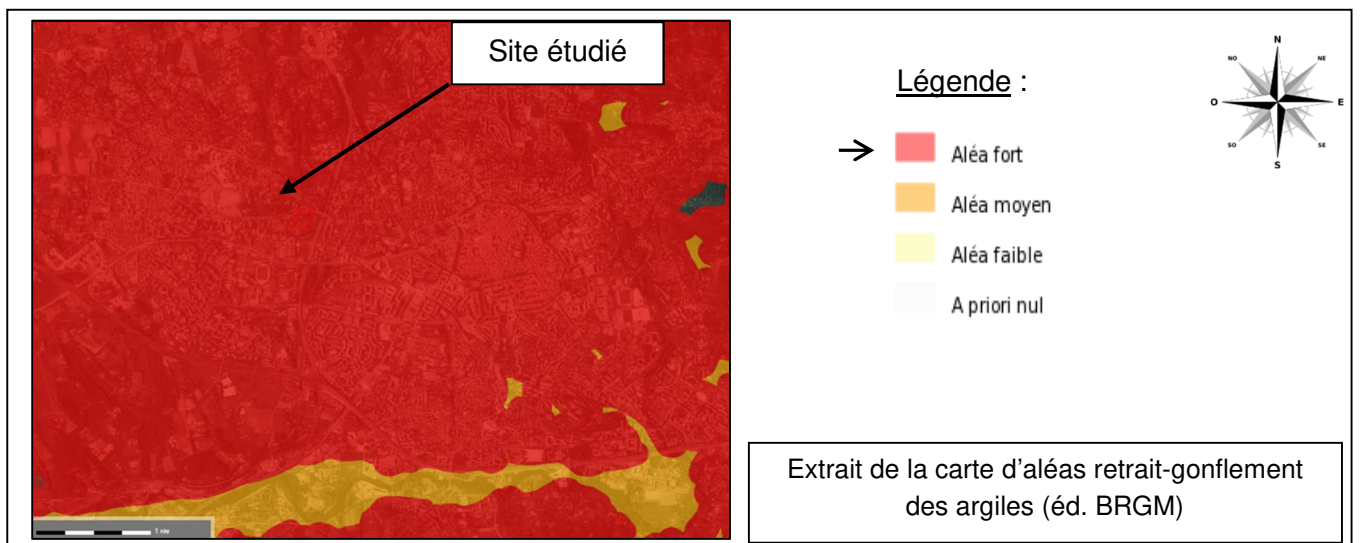
- **Géologie**

D'après les renseignements de la carte géologique d'AIX EN PROVENCE au 1/50 000 (BRGM), le site s'établit sur les colluvions surmontant un substratum du Stampien.



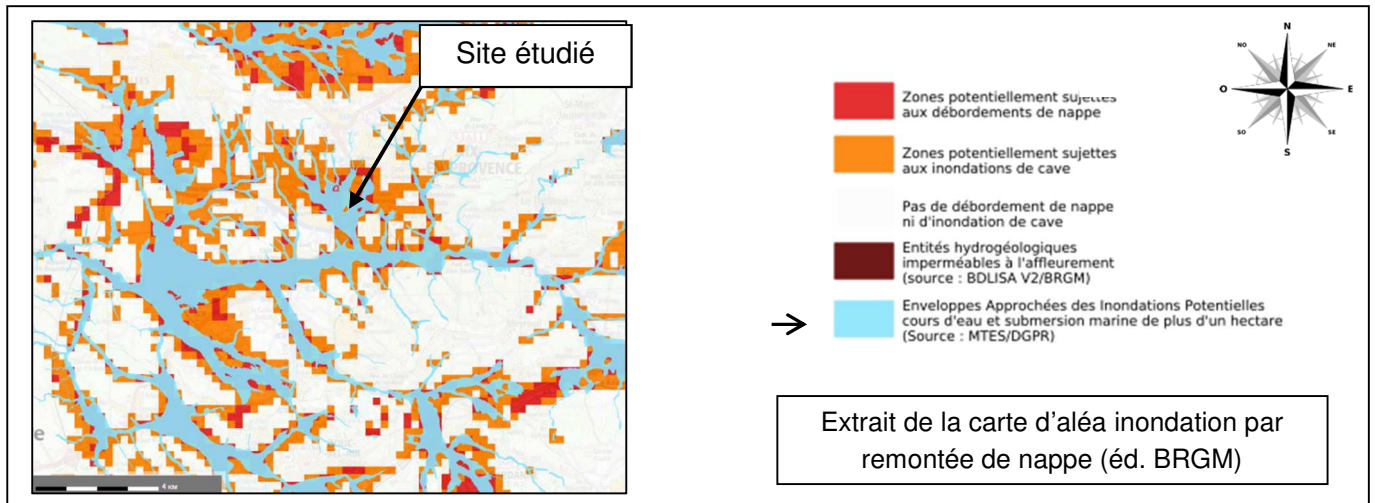
- **Aléa retrait-gonflement des argiles**

La carte d'aléa retrait/gonflement disponible sur le site www.argiles.fr du BRGM indique un aléa fort au droit du secteur d'étude.



- **Contexte hydrogéologique**

D'après les données issues du BRGM (Bureau de Recherche Géologique et Minière : www.inondationsnappes.fr), les parcelles sont classées en zone sujette aux inondations de cave.



- **Sismicité**

D'après le nouveau zonage sismique de la France (décret n°2010-1255 du 22/10/2010) applicable depuis le 1er mai 2011, le site étudié est classé en zone de sismicité 4 (moyenne). L'application des règles parasismiques est obligatoire pour les ouvrages de catégorie II ou plus.

2.4. Caractéristiques de l'avant-projet

2.4.1. Description de l'ouvrage

Le projet en général porte sur la réalisation de 11 bâtiments de logements (A à K). Ils seront de type R+3 avec deux niveaux de sous-sol. Ils comprendront environ 280 logements collectifs. Des parkings extérieurs et des voiries sont également envisagés (cf. plan masse du projet ci-dessous).

Ce rapport porte sur la réalisation des bâtiments A, E, F, G, H, I, J et K.



Extrait du plan masse du projet

2.4.2. Sollicitations appliquées aux fondations et aux niveaux bas

Les descentes de charges du projet et les estimations de trafic ne nous ont pas été communiquées. Il conviendra donc de s'assurer que les systèmes de fondations préconisés et les dispositions retenues sont compatibles avec les charges réellement apportées et les caractéristiques de l'ouvrage.

2.4.3. Terrassements prévus

L'ampleur des terrassements ne nous a pas été communiquée. Nous considérons en première hypothèse :

- La réalisation de terrassements en déblais sur une profondeur de l'ordre de 6 m pour la réalisation des 2 niveaux de sous-sol ;
- La réalisation des fouilles de fondation ;
- Pour insérer les voiries, nous considérerons en première hypothèse un simple reprofilage du terrain de +/- 0.5 m.

2.4.4. Voiries

Les sollicitations apportées par le trafic ne sont pas connues au stade actuel de l'étude. Il conviendra donc de s'assurer que les structures de couche de forme préconisées et les dispositions retenues sont compatibles avec les charges réellement apportées et les caractéristiques de l'ouvrage.

Pour les besoins de l'étude, nous ferons l'hypothèse d'un objectif de plateforme PF2 correspondant aux besoins d'un trafic léger.

3. Investigations géotechniques

3.1. Préambule

Les moyens de reconnaissance et d'essais ont été définis par Ginger CEBTP en accord avec le client.

3.2. Implantation et nivellement

L'implantation des sondages et essais in situ figure sur le plan d'implantation joint en **annexe 2**. Elle a été définie par GINGER CEBTP en fonction du projet et des accès aux points de sondages.

Les profondeurs de sondages sont données par rapport au terrain naturel (TN) tel qu'il était au moment de la reconnaissance.

3.3. Sondages, essais et mesures in situ

3.3.1. Investigations géotechniques in situ

Les investigations suivantes ont été réalisées :

Type de sondage	Quantité	Nom	Prof. m/TN	Arrêt
Sondage destructif avec enregistrement des paramètres en continu + Equipement piézométrique	6	SP1 à SP6	12.0	Arrêt
Exécution d'essais pressiométriques. Norme NF P94-110-1	48 (8 par forage)			
Essai au pénétromètre dynamique type B Norme NF EN ISO 22476-2	11	PD1	2.2	Refus
		PD2	6.4	Refus
		PD3	6.2	Refus
		PD4	6.4	Refus
		PD5	7.0	Arrêt
		PD6	7.0	Arrêt
		PD7	7.0	Arrêt
		PD8	7.0	Arrêt
		PD9	6.0	Refus
		PD10	7.0	Arrêt
		PD11	2.2	Refus

Fouilles à la pelle mécanique	8	PM1	2.0	Arrêt
		PM2	2.0	Arrêt
		PM3	1.60	Arrêt
		PM4	2.0	Arrêt
		PM5	2.0	Arrêt
		PM6	2.0	Arrêt
		PM7	2.0	Arrêt
		PM8	2.0	Arrêt
Sondage carotté en diamètre 110 mm	2	SC1	8.0	Arrêt
		SC2	7.0	Arrêt

Les coupes des sondages sont présentées en **annexes 3, 4, 5 et 6** où l'on trouvera en particulier les renseignements décrits ci-après :

- **Sondage destructif avec essais pressiométriques :**
 - Coupe approximative des sols*,
 - Diagraphie des paramètres de forage enregistrés :
 - V.A. : vitesse d'avancement instantanée (m/h),
 - P.O. : pression sur l'outil (bars),
 - P.I. : pression d'injection (bars),
 - C.R. : couple de rotation (bars).

Ces paramètres sont portés directement sur les coupes de forage.

- Essais pressiométriques :
 - Module pressiométrique : E_M (MPa),
 - Pression limite nette : pl^* (MPa),
 - Pression de fluage nette : pf^* (MPa),
 - Rapport E_M/pl^* .
- **Sondage carotté :**
 - coupe détaillée des sols,
 - pourcentage de carottage et RQD,
 - prélèvement de carottes intactes de sols mis dans des caisses en bois,
 - prélèvement d'échantillons intacts sous gaine PVC translucide.
- **Fouille de reconnaissance à la pelle mécanique:**
 - Coupe détaillée des sols,
 - Tenue des fouilles,
 - Photographies,
 - Prélèvements d'échantillons remaniés.

- **Essais au pénétromètre dynamique type B :**

- Diagramme donnant la résistance dynamique qd en fonction de la profondeur et calculée selon la formule des Hollandais**.

* L'interprétation des sols à partir des forages de type destructif est faite uniquement d'après l'examen des cuttings, des courbes de pénétration des sols et des diagraphies.

** l'interprétation des sols à partir des essais de pénétration dynamique est faite en fonction des courbes de pénétration et par extrapolation avec les autres investigations.

Nota : les feuilles de sondages peuvent également contenir des informations complémentaires dont les niveaux d'eau éventuels, les pertes de fluide d'injection, les incidents de forage, etc. Par ailleurs, les forages de cette campagne d'investigation étant réalisés à l'eau, les niveaux d'eau naturels ne sont pas toujours identifiables ou peuvent être biaisés en raison de leur interférence avec les fluides de forage injectés.

3.3.2. Piézométrie

Les équipements suivants ont été mis en place :

Equipement piézométrique	Sondage de référence	Caractéristiques
Tube piézométrique définitif à tube ouvert Norme NF P94-157-1	SP2+PZ	Øint/Øext = 45/50 mm Crépiné de 1.0 à 12.0 m Bouche à clé
Tube piézométrique définitif à tube ouvert Norme NF P94-157-1	SP3+PZ	Øint/Øext = 45/50 mm Crépiné de 1.0 à 12.0 m Bouche à clé
Tube piézométrique définitif à tube ouvert Norme NF P94-157-1	SP4+PZ	Øint/Øext = 45/50 mm Crépiné de 1.0 à 11.0 m Bouche à clé
Tube piézométrique définitif à tube ouvert Norme NF P94-157-1	SP6+PZ	Øint/Øext = 45/50 mm Crépiné de 1.0 à 11.50 m Bouche à clé
Tube piézométrique définitif à tube ouvert Norme NF P94-157-1	SC1+PZ	Øint/Øext = 45/50 mm Crépiné de 1.0 à 8.0 m Bouche à clé

3.3.3. Essais de perméabilité in situ

Les essais suivants ont été réalisés :

Type d'essai de perméabilité in situ	Sondage de référence	Prof. m/TN
Essais de perméabilité à l'eau dans un forage en tube ouvert – NF EN ISO 22282-2	SC1	2 à 3
	SP1	3 à 4
	SP2	2 à 3
	SP3	2 à 3

3.4. Essais en laboratoire

Les essais suivants ont été réalisés :

Identification des sols	Nombre	Norme
Teneur en eau pondérale W	4	NF P94-050
Analyse granulométrique par tamisage	4	NF P94-056
Valeur au bleu du sol (VBS)	4	NF P94-068
Classification des sols (GTR)	4	NF P11-300
Indice Portant Immédiat (IPI)	2	NF P94-078
Essai triaxial consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle (CU + u)	2	NF P94-074
Essai de gonflement à l'œdomètre (chargement de plusieurs éprouvettes)	2	XP P94-091

4. Synthèse des investigations

4.1. Modèle géologique général

4.1.1. Lithologie

La profondeur des horizons est donnée par rapport au terrain naturel tel qu'il était au moment de la reconnaissance.

L'analyse et la synthèse des résultats des investigations réalisées ont permis de dresser la coupe géotechnique schématique suivante.

Les sondages réalisés montrent une lithologie assez homogène des terrains du site.

Horizon H0 : **Terre végétale**

Rencontré à partir du terrain naturel

Jusqu'à : 0.3 m/TN

Commentaires : Il s'agit de limons argileux marron à racines et radicelles. Cet horizon peut être attribué à la frange de terre végétale.

Horizon H1 : **Limon argileux**

Rencontré à partir : 0.0 à 0.3 m/TN

Jusqu'à : 0.6 à 2.6 m/TN

Commentaires : Il s'agit de limons argileux marron légèrement graveleux. Cet horizon peut être attribué à la frange de colluvions du secteur

Horizon H2 : **Grave**

Rencontré à partir de 0.6 à 1.0 m/TN au droit des sondages SC1 et PM3 au Sud du site.

Jusqu'à 3.7 m/TN au droit de SC1 et supérieur à 2.2 m/TN au droit de PM3

Commentaires : Il s'agit d'une formation graveleuse à éléments roulés dans une matrice argileuse à sableuse beige à marron. Cet horizon peut être assimilé à un faciès graveleux du substratum du Stampien.

Horizon H3 : **Argile**

Rencontré à partir de 0.3 à 2.6 m/TN

Jusqu'à : 5.5 à 8.0 m/TN

Commentaires : Il s'agit d'une formation argileuse, plus ou moins consistante, marron à grise verdâtre. Cet horizon peut être assimilé au substratum du Stampien.

Horizon H3 : **Marne argileuse**

Rencontré à partir de 1.8 à 8.0 m/TN

Jusqu'à : 8.0 à 12 m/TN (arrêt des sondages)

Commentaires : Il s'agit d'une formation marneuse +/- argileuse, consistante, marron à grise beige. Cet horizon peut être assimilé au substratum du Stampien

Horizon H5 : Marne calcaire à calcaire marneux

Rencontré à partir de 8.0 à 10.0 m/TN

Jusqu'à l'arrêt des sondages SP1, SP3 et SP4 : 12 m/TN

Commentaires : Il s'agit d'une formation marno calcaire, très raide. Cet horizon peut être assimilé au substratum du Stampien

Le tableau ci-après fait la synthèse des profondeurs des différents horizons au droit des sondages :

Ouvrages	Sondage	Toit de l'Horizon H1	Toit de l'Horizon H2	Toit de l'Horizon H3	Toit de l'Horizon H4	Toit de l'Horizon H5	Arrêt des sondages
		Limon argileux	Grave	Argile	Marne argileuse	Marno-calcaire	
		m/TN	m/TN	m/TN	m/TN	m/TN	
BAT. A	SP6	0		2.3	6.3		12.0
BAT. E	SP1	0			1.8	8.0	12.0
	PM2	0		0.6			2.0
BAT. F	PD2	0		1.0	6.0		6.4
	PD3	0		0.6	5.5		6.2
	PM1	0		0.6			2.0
BAT. G	PD7	0		0.8			7.0
	PD8	0		0.8	7.0		7.0
	PD9	0		0.6	5.5		6.0
	SP4	0		2.6	5.2	10.0	12.0
	PM5			0.3			2.0
BAT. H	PD10	0		0.5			7.0
	PD11	0		0.5			2.2
	SP5	0		2.6	8.0		12.0
	SC2	0		2.3	5.9		7.0
	PM8			0.3			2.0
BAT. I	PD5	0		1.0			7.0
	PD6	0		1.0	7.0		7.0
	SP3	0		2.0	7.0	9.0	12.0
	PM6			0.3			2.0
	PM7			0.3			2.0

BAT. J	PD4	0		0.3	5.5		6.4
	PM4	0		0.3			2.0
BAT. K	SP2			0.0	2.2	8.5	12.0
	SC1	0	0.9	3.7	4.9		8.0
	PM2						
	PM3	0.3	0.6				1.6
	PD1	0	1.0				2.2

Le contexte géotechnique est relativement homogène avec des limons argileux recouvrant le substratum du Stampien composé d'argile +/- marneuse à marno-calcaire en profondeur.

Remarques :

- 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. La nature des terrains et leur compacité devront, par conséquent, être confirmées lors des travaux.

4.1.2. Caractéristiques géomécaniques retenues

Les essais effectués donnent les résultats suivants (plages de variations) :

Horizon / type de sol	PI* (MPa)			EM (MPa)			α	qd (MPa)		
	Min	Max	VR	Min	Max	VR		Min	Max	VR
H1 – Limon argileux	5 valeurs						1/2	Mesure continue		
	0.56	1.53	0.9	5	37	16		1	2	1
H2 – Grave	Pas de valeurs						1/3	Mesure continue		
								5	>15	5
H3 – Argile	13 valeurs						2/3	Mesure continue		
	0.92	2.35	1.5	8	50	19		3	>10	5
H4 – Marne argileuse	20 valeurs						2/3	Mesure continue		
	2.39	4.9	3.5	25	267	68		>25 (refus)		
H5 – Marne calcaire	9 valeurs						1	Non atteint		
	4.88	>5	4.9	64	329	170				

VR = Valeur Retenue

pi* = Pression limite nette, EM = module pressiométrique, α = coefficient rhéologique.

On notera :

- Les caractéristiques mécaniques hétérogènes des limons H1 et des graves H2 ;
- Les caractéristiques mécaniques moyennes à bonnes des argiles H3 ;
- Les caractéristiques mécaniques bonnes des marnes argileuses H4 ;
Les caractéristiques mécaniques très élevées des marno-calcaires H5 ;

4.1.3. Résultats des essais en laboratoire

Les essais en laboratoire sont en cours de réalisation. Ils seront transmis dès réception dans une nouvelle version du rapport G2 AVP.

4.2. Contexte hydrogéologique général

4.2.1. Piézométrie

L'étude de l'hydrogéologie sort du cadre de notre mission.

Le suivi piézométrique mensuel pendant une année permettra de confirmer la présence ou non d'une nappe ou de circulations préférentielles pouvant interférer avec les niveaux de sous-sol.

Les essais de pénétration dynamique permettent rarement de déceler ou de localiser les niveaux d'eau dans le sol étant donné le frottement des tiges lors de leur pénétration dans les formations superficielles.

Les niveaux d'eau relevés dans les forages s'établissent comme suit :

Sondage	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
Date	Prof. (m/TN)	Prof. (m/TN)	Prof. (m/TN)	Prof. (m/TN)	Prof. (m/TN)
21/11/2019	6.2				
27/11/2019		2.5			
28/11/2019			4.8*		
26/11/2019				8.2	
22/11/2019					8.6

* Ces niveaux d'eau ne préjugent pas du niveau statique de la nappe alluviale. En effet, nous rappelons que le forage ayant été réalisé à l'eau (boue), ils peuvent être biaisés par la présence de liquide résiduel de forage.

Il est à noter que le régime hydrogéologique peut varier en fonction de la saison et de la pluviométrie. Ces niveaux d'eau doivent donc être considérés à un instant donné.

Par ailleurs, il peut exister des circulations d'eau anarchiques / ponctuelles qui n'ont pas été détectées par les sondages.

Le suivi piézométrique pendant une année permettra de confirmer la présence ou non d'une nappe ou de circulations préférentielles pouvant interférer avec le niveau de sous-sol.

4.2.2. Perméabilité

Afin d'estimer l'ordre de grandeur de la perméabilité des terrains en place, des essais de perméabilité, adaptés au site et au projet, ont été réalisés. Les résultats de ces essais de perméabilité sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sondage	Nature du sol	Profondeur de l'essai (m)	Type d'essai	Coefficient de perméabilité K
				m/s
SC1	Argile	2 à 3 m	Essai Lefranc	$7.09.10^{-7}$
SP1	Marne +/- sableuse	3 à 4 m	Essai Lefranc	$1.10.10^{-6}$
SP2	Argile marneuse	2 à 3 m	Essai Lefranc	$4.84.10^{-5}$
SP3	Argile	2 à 3 m	Essai Lefranc	$8.73.10^{-8}$

Les essais indiquent un coefficient de perméabilité de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-8} m/s correspondant à un « faible drainage ».

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

Remarques importantes :

- nous rappelons qu'il s'agit d'essais ponctuels mesurant la perméabilité sur une surface très limitée par rapport au terrain étudié. Des variations latérales ne sont donc pas exclues ;
- les essais de type Nasberg ont tendance à sous-estimer la perméabilité des sols lorsque leur coefficient de perméabilité « k » est inférieur à 10^{-3} m/s en raison d'un colmatage inéluctable de la cavité par l'injection d'eau ;
- par ailleurs, dans l'hypothèse de rabattement provisoire ou permanent de la nappe, les essais entrepris permettent uniquement d'estimer des débits prévisibles. Seul un essai de pompage intégrant la perméabilité en grand du massif permettra d'obtenir une estimation raisonnable des débits à prévoir.

4.2.3. Inondabilité

D'après les données issues du BRGM (Bureau de Recherche Géologique et Minière : www.inondationsnappes.fr), la parcelle présente une sensibilité vis-à-vis du risque d'inondations par remontée de la nappe.

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

4.3. Risques naturels

4.3.1. Arrêtés de reconnaissance de catastrophes naturelles

La commune d'Aix en Provence (13) fait l'objet de 20 arrêtés de reconnaissance de catastrophes naturelles, portant sur les inondations et coulées de boue (8), les mouvements de terrain différentiel consécutifs à la sécheresse et à la réhydratation des sols (9), les mouvements de terrain consécutif à la sécheresse (2) et tempête (1).

4.3.2. Retrait-gonflement

Selon notre expérience, ces sols sont de classe A et donc très sensible aux chutes de portance par imbibition. Les sols argileux du secteur montrent une sensibilité au retrait-gonflement selon le BRGM. Les essais en laboratoire en cours permettront d'affiner cette sensibilité.

4.3.3. Inondations

Le risque d'inondation a été évoqué au § 4.2.2. La commune n'est pas soumise au PPRN Inondations.

4.3.4. Risque sismique – Données parasismiques réglementaires

Selon le décret n°2010-1255 et la norme NF EN 1998 (EUROCODE 8), les principales données parasismiques déduites des éléments du projet et des reconnaissances effectuées dans le cadre de cette étude et présentées dans les paragraphes précédents, figurent dans le tableau ci-dessous :

Paramètres	Valeurs
Zone de sismicité	4 (moyenne)
Catégorie d'importance de l'ouvrage	II (à confirmer par le maître d'ouvrage)
Coefficient d'importance γ_I	1.0
Accélération maximale au rocher agr	1.6 (m/s ²)
Accélération horizontale de calcul au rocher $a_g = \gamma_I \cdot a_{gr}$	1.6 (m/s ²)
$V_{s30} = \frac{30}{\sum_i \frac{h_i}{V_{si}}}$	530 m/s
Type de sol	B
Paramètre de sol S	1.35
Coefficient topographique St	1.0

Les spectres de réponse élastiques sont à déterminer en fonction des valeurs de T_B , T_C et T_D .

Paramètre	Composante verticale	Composante horizontale
T_B	0,03	0,05
T_C	0,20	0,25
T_D	2,5	2.5

4.3.5. Liquéfaction des sols

Le site étant classé en zone sismique 4, l'étude de la liquéfaction des sols est requise d'après l'EUROCODE 8.

Les reconnaissances réalisées dans le cadre de ce projet ne permettent pas de statuer sur le risque de liquéfaction. Toutefois, compte tenu de la nature et des caractéristiques mécaniques des terrains sur les 8 premiers mètres, ce risque peut être négligé.

5. Principes généraux de construction en phase avant-projet

5.1. Analyse du contexte et principes d'adaptation

Compte-tenu de ce qui a été indiqué dans les paragraphes précédents, les points essentiels ci-dessous sont à prendre en compte et conduiront les choix d'adaptation du projet :

- **Contexte géologique et géotechnique :**

Contexte géotechnique relativement homogène avec des limons argileux de surface (H1) puis des argiles +/- marneuses (H3) surmontant le substratum marneux (H4) puis marno-calcaire (H5) très raide.

- **Caractéristiques du projet :**

- 8 bâtiments de logements collectifs en R+3 avec 1 à 2 niveaux de sous-sol maximum;
- Voies d'accès et parking extérieur à aménager ;

Compte tenu des points précédents, le mode constructif à retenir dépendra des altimétries retenues pour les niveaux bas, des emprises et des profondeurs des sous-sols. En l'absence de données plus précises à ce stade de conception du projet, les principes généraux suivants pourront être envisagés :

- D'une manière générale, les ouvrages en R+2 et plus ne seront pas fondés dans les limons argileux de l'horizon H1, reconnus sur des épaisseurs de 0.3 à 3.6 m, dont les caractéristiques mécaniques peuvent rapidement varier en présence d'eau, et dans les graves (horizon H2) d'extension discontinue au droit du site.
- Dans ces conditions, un mode de fondations superficielles dans les argiles marneuses (H3) ou les marnes argileuses (H4) est envisageable (il est peu probable que l'horizon H5 soit atteint par les terrassements).
- Si la nappe interfère avec la profondeur des sous-sols, une solution de radier général associé à une imperméabilisation des niveaux sous-nappe sera à prévoir (cuvelage). Le radier devra être dimensionné aux sous-pressions hydrostatiques le cas échéant.
En présence d'eau et compte-tenu de la profondeur de terrassement pour 2 niveaux de sous-sol, la réalisation de soutènement provisoire ou définitif est à prévoir et permettront de limiter les terrassements :
 - paroi berlinoise ou variante hors nappe, ou associé à des pointes filtrantes éventuelles en cas de faible venue d'eau,
 - pieux sécants, voire paroi moulée sous nappe, associés un radier général.

- Les sols argileux et marneux étant réputés sensibles au retrait-gonflement, nous retiendront en l'absence des essais en laboratoire, un traitement des niveaux bas, hors nappe, en plancher porté sur vide sanitaire (ou mis en œuvre sur coffrage perdu dégradable (biocofra >20cm), pour les locaux à usage noble.
Pour les locaux à usages non nobles (parking), hors nappe, la réalisation d'un dallage sur terre-plein, désolidarisé de la structure nécessitera la mise en œuvre d'une couche de forme.
- Les murs enterrés des niveaux de sous-sol seront dimensionnés en soutènement ;
- Les voiries nécessiteront une amélioration d'arase-PST avant de mettre en place la couche de forme en fonction de l'état hydrique de la PFT au moment des travaux.

Ces principes sont détaillés dans les paragraphes suivants.

Nous rappelons que toute modification du projet ou des sols peut entraîner une modification partielle ou complète des adaptations préconisées. La mission géotechnique de projet (G2 PRO) sera alors cruciale, et devra en particulier étudier la nouvelle configuration.

5.2. Réalisation des terrassements

Nota : les indications données dans les chapitres suivants, qui sont fournies en estimant des conditions normales d'exécution pendant les travaux, seront forcément adaptées aux conditions réelles rencontrées (intempéries, niveau de nappe, matériels utilisés, provenance et qualité des matériaux, phasages, plannings et précautions particulières).

Nous rappelons que les conditions d'exécution sont absolument prépondérantes pour obtenir le résultat attendu et qu'elles ne peuvent être définies précisément à l'heure actuelle. A défaut, seules des orientations seront retenues.

La présente étude n'est pas conçue pour forfaitiser un marché de terrassement.

Les terrassements maximaux prévus concernent des déblais d'environ 6.0 m de profondeur pour l'insertion des niveaux de sous-sol (hypothèse d'avant-projet). Ces déblais sont alors susceptibles d'intercepter la nappe.

Les voiries (parkings extérieurs et voies de circulation) sont considérées en profil rasant ou après un simple reprofilage (+/- 0.5 m) (hypothèse d'avant-projet).

5.2.1. Traficabilité en phase chantier

Les limons argileux et les argiles +/- marneuses sont sensibles à l'eau.

Par conséquent, les travaux seront à réaliser par temps sec, afin d'éviter des problèmes de traficabilité. Dans le cas contraire, des améliorations de la plate-forme seront nécessaires (par exemple cloutage à l'aide de matériaux blocailleux), notamment pour les plates-formes en sous-sol.

La traficabilité des plateformes lors des travaux sera assujettie à la parfaite maîtrise de la teneur en eau au sein des horizons de surface, notamment par la réalisation de pentes et contre-pentes et fossés afin de favoriser le drainage des plates-formes vis-à-vis du ruissellement.

L'étude de traficabilité en phase chantier sera finalisée dès réception des résultats des essais en laboratoire dans le cadre de l'étude de conception de type G2 PRO.

5.2.2. Extraction des matériaux

La réalisation des déblais concernant les horizons H1 et H2 ne présentera pas de difficulté particulière d'extraction. Les terrassements pourront donc se faire à l'aide d'engins classiques de moyenne puissance.

La réalisation des déblais dans les horizons H3, H4 et H5 très résistants, nécessiterait probablement l'utilisation d'engins ou de procédés adaptés (éclateur, dérocteur, pelle puissante, BRH, etc...).

5.2.3. Drainage en phase chantier

Suite aux observations faites au cours de la campagne d'investigations, le terrain devrait en principe être sec sur les 4 premiers mètres. Cependant, des venues d'eau peuvent apparaître exceptionnellement en cours de terrassement en période humide. Elles seront alors collectées en périphérie et évacuées en dehors de la fouille (captage, pompage).

Au-delà de 4 m, l'interaction possible de la nappe avec les terrassements (suivi piézométrique en cours) est à prévoir et nécessitera un pompage à l'abri de soutènement et/ou rabattement préalable de la nappe.

Toute zone décomprimée ou souillée par les eaux de ruissellement fera l'objet d'un traitement spécifique si elle doit recevoir un élément de l'ouvrage à porter (purge, cloutage, compactage...).

5.2.4. Talutages

Hors nappe, pour des hauteurs d'excavation inférieures à 3.0 m, hors mitoyenneté et sans surcharge, les talus de déblai **provisoires** des fouilles pourront être dressés avec une pente :

- 3 de base pour 2 de hauteur dans les horizons H0, H1 et H2.
- 1 de base pour 1 de hauteur dans l'horizon H3 et H4

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

A noter que des hétérogénéités locales peuvent être rencontrées au fur et à mesure de l'ouverture des fouilles et provoquer des éboulements locaux. L'ensemble des talus devra être protégé des intempéries par des feuilles de polyane par exemple soigneusement fixées, des cunettes étanches en tête de talus.

Pour des hauteurs de talus supérieures à 3.0 m, ou pour des talus plus raides, ou pour des terrassements sous nappe, un confortement est à prévoir. Son dimensionnement fera l'objet d'une étude particulière spécifique.

- paroi berlinoise ou variante hors nappe, ou associé à des pointes filtrantes éventuelles en cas de faible venue d'eau,
- pieux sécants voire paroi moulée sous nappe.

Hors mitoyenneté, les talus **définitifs** inférieurs à 3 m de hauteur pourront être dressés avec une pente de 3 de base pour 2 de hauteur. Une végétalisation rapide est nécessaire pour éviter les phénomènes de ravinement. Ils seront munis de cunettes étanches en tête et en pieds de talus, relié à un exutoire étanche.

5.2.5. Réutilisation des matériaux

Les matériaux extraits par les terrassements sont en cours d'identification. Selon notre expérience, les sols des horizons H1, H3 et H4 du site peuvent être classés en classe GTR A (sols fins), sensibles aux conditions météorologiques.

Les matériaux testés, s'ils se révèlent sensibles au retrait-gonflement, ne pourront être réutilisés en remblais techniques. Ils seront éventuellement réutilisables pour les modelés paysagers, ou évacué.

Les matériaux réutilisés en remblais techniques devront respecter les préconisations du guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme SETRA & LCPC de septembre 1992 (GTR).

Les conditions de réutilisation des matériaux du site seront donc traitées en indice n°2 de ce rapport.

5.3. Fondations des bâtiments

Rappel : le mode constructif à retenir dépendra des altimétries retenues pour les niveaux bas, des emprises et des profondeurs des sous-sols. En l'absence de données plus précises à ce stade de conception du projet, les principes généraux suivants pourront être envisagés :

- D'une manière générale, les ouvrages en R+2 et plus ne seront pas fondés dans les limons argileux de l'horizon H1, reconnus sur des épaisseurs de 0.3 à 3.6 m, dont les caractéristiques mécaniques peuvent rapidement varier en présence d'eau, et dans les graves (horizon H2) d'extension discontinue au droit du site.
- Dans ces conditions, un mode de fondations superficielles dans les argiles marneuses (H3) ou les marnes argileuses (H4) est envisageable (il est peu probable que l'horizon H5 soit atteint par les terrassements).
- Si la nappe interfère avec la profondeur des sous-sols, une solution de radier général associé à une imperméabilisation des niveaux sous-nappe sera à prévoir (cuvelage). Le radier devra être dimensionné aux sous-pressions hydrostatiques le cas échéant.

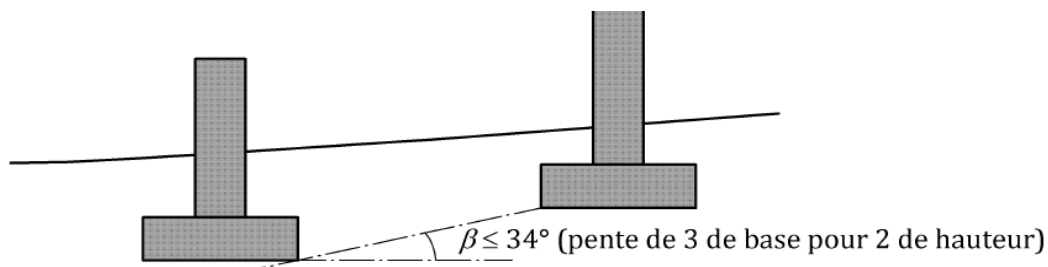
5.3.1. Ouvrage hors nappe : fondations superficielles par semelles

5.3.1.1 Prescriptions générales

Compte tenu des éléments précédents, un système de fondation par **semelles filantes** ancrées dans les horizons H3 et/ou H4 est envisageable.

Comme critères définissant le niveau d'assise, on retiendra, parmi les suivants le plus restrictif :

- Ancrage minimal des semelles filantes de 0.4 m dans l'horizon H3* et H4* soit des profondeurs comprises entre 0.7 et 4 m au droit des sondages.
- Respect de la garde au gel fixée ici à 0.5 m par rapport au terrain extérieur fini,
- **Encastrement minimal de 1.5 m par rapport au terrain fini,**
- Respect de la norme NFP 94-261 pour les fondations à niveaux décalés, mitoyennes ou à proximité de talus :



(*) L'ancrage de la fondation sera vérifié en mission G2 PRO en fonction des descentes de charges et notamment des sollicitations sismiques.

Les éventuelles poches décomprimées rencontrées à l'ouverture des fouilles ou remaniées par les engins de terrassement devront obligatoirement être purgées.

Afin d'éviter une décompression du sol de fondation, un béton de propreté sera immédiatement coulé après terrassement afin de le protéger.

5.3.1.2 Pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement des fondations est mené à partir des résultats pressiométriques, conformément à la norme NFP 94-261 de juin 2013 (Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles).

Capacité portante :

On s'assurera que la charge verticale transmise par la semelle au terrain V_d est inférieure à la résistance nette du terrain $R_{v;d}$:

$$V_d - R_0 \leq R_{v;d} \qquad R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R,v}} \qquad R_{v;k} = \frac{A' q_{net}}{\gamma_{R;d,v}}$$

- R_0 est la valeur du poids de volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux – Ici négligée.
- $R_{v;d}$ est la valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle
- $\gamma_{R,v}$ est un facteur partiel à considérer, égal à 2.30 à l'ELS quasi-permanent et caractéristique et 1.40 à l'ELU pour les situations durables et transitoires.
- $R_{v;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle
- A' est la surface effective de la base d'une fondation superficielle
- q_{net} est la contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle
- $\gamma_{R;d,v}$ est le coefficient de modèle lié à la méthode de calcul utilisée pour le calcul de la contrainte q_{net} (1.20 pour la méthode pressiométrique).

Calcul de q_{net} , contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle :

La contrainte q_{net} du terrain sous une fondation est déterminée à partir de la relation suivante :

$$q_{net} = k_p p_{te}^* i_\delta i_\beta$$

Avec :

- k_p est le facteur de portance pressiométrique qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol,

- p_{le}^* est la pression limite nette équivalente,
- i_{δ} est le coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement (on considère ici une charge verticale centrée, soit $i_{\delta} = 1.00$),
- i_{β} est le coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente β (pour une fondation éloignée d'un talus, $i_{\beta} = 1.00$)

Ainsi, pour une semelle filante ancrée selon les prescriptions de **0,4 m** dans H3 et/ou H4, on retiendra, en tablant sur $p_{le}^* = 1.0$ MPa et $k_p = 0.8$, la contrainte suivante peut être retenue :

$$q_{net} = 0.8 \text{ MPa (800 kPa)}$$

Nous recommandons de limiter les contraintes de la manière suivante pour tenir compte des variations de compacité dans les **argiles +/- marneuses H3 et H4** :

- **à l'ELU, pour les situations durables et transitoires, une contrainte limitée à 410 kPa ;**
- **à l'ELS quasi-permanent et caractéristique, une contrainte limitée à 250 kPa.**

A titre d'information, pour **une semelle** ancrée selon les principes donnés précédemment, travaillant aux ELS à 250 kPa, il vient la capacité portante $R_{v;d}$:

Largeur B de la semelle filante	$R_{v;d}$ (ELS)
0.50 m	12.5 t/ml
0.90 m	22.5 t/ml
1.20 m	30.0 t/ml
1.50 m	37.5 t/ml

Estimations des tassements :

Pour les contraintes appliquées ci-dessus, les tassements estimés seront inférieurs au centimètre.

Les tassements pourront être affinés en mission G2PRO en fonction des sollicitations réelles à définir par le bureau d'étude Structure, et seront calculés selon les recommandations de l'annexe H de la norme NF P 94-261, sur la base des données pressiométriques.

Limite du dimensionnement :

Dans le cas où les charges seraient inclinées, il conviendrait d'appliquer un coefficient minorateur i_d qui tient compte de l'inclinaison de la charge, de la nature du sol et de l'encastrement requis (cf. norme NF P 94-261 de Juin 2013).

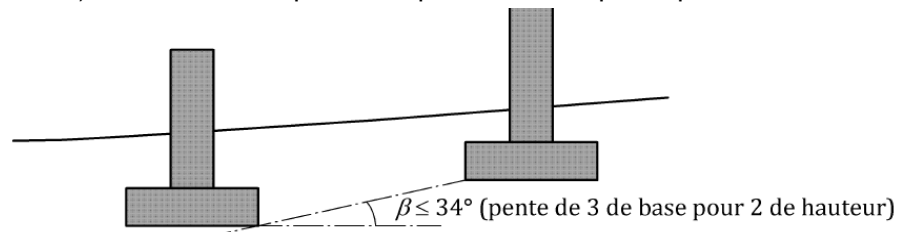
L'amplitude réelle des tassements devra être calculée dans le cadre d'une étude complémentaire de type G2PRO.

5.3.1.3 Dispositions constructives

Les choix constructifs ne peuvent être faits que par le BET structure mais les points suivants sont toutefois à signaler :

- il est recommandé de ne pas descendre la largeur des fondations en dessous de 0.50 m pour des semelles continues et de 0.7 m pour des semelles ponctuelles pour des raisons de bonne exécution (cela permet d'assurer un enrobage correct des armatures standards) ;
- en cas d'ancrage partiel dans le substratum rocheux, un lit de sable sera apposé en fond de fouille sur 0.4 m d'épaisseur minimum pour limiter l'effet de point dur.
- il appartient au BET structure de vérifier que les tassements déterminés précédemment sont acceptables par l'ouvrage et les avoisinants ;
- la présence de sols gonflants et/ou rétractables conduit à prévoir des dispositions spécifiques ;
- dans les mêmes conditions, le niveau bas sera rigidifié au maximum pour limiter l'effet des tassements différentiels ;
- en cas de deux bâtiments ou de deux parties d'un même bâtiment, fondés de façon différente ou présentant un nombre de niveaux différent, il conviendra de s'assurer que la structure peut s'adapter sans danger aux tassements différentiels qui pourraient se produire ;
- dans le cas contraire, les projeteurs devront prévoir un joint de construction intéressant toute la hauteur de l'ouvrage, y compris les fondations elles-mêmes.

Par ailleurs, des fondations établies à des niveaux différents et à proximité de talus doivent respecter la règle des 3 de base pour 2 de hauteur entre arêtes de fondations et/ou pied de talus (NF P 94-261), à moins de dispositions particulières spécifiques.



La présence d'eau pourra entraîner des sujétions de blindage des parois et de pompage pour épuisement des fouilles et/ou rabattement de la nappe lors des travaux de fondation.

Des sur-profondeurs du toit de la couche d'ancrage sont toujours possibles et pourront nécessiter un rattrapage en gros béton et, par conséquent, des surconsommations de béton.

Les fonds de fouilles seront nettoyés de tous matériaux éboulés, souillés par l'eau, ou remaniés ; propres et horizontaux.

Afin d'éviter une décompression et l'altération par l'eau des sols de fondation, un béton de propreté sera immédiatement coulé après terrassement afin de les protéger.

La justification du dimensionnement devra faire l'objet d'une étude spécifique dans le cadre d'une étude de projet géotechnique (G2 PRO). En fonction des cotes précises d'assise, les contraintes de calcul pourront être optimisées.

5.3.2. Ouvrage sous-nappe (sous-sols) : fondations par radier général

Le radier devra être ancré de 0.4 m minimum dans les argiles et marnes H3/H4, dont le toit a été atteint entre 0.3 et 3.6 m par rapport au terrain naturel au droit des sondages réalisés.

Dans tous les cas, l'encastrement devra assurer les conditions de mise hors gel des fondations (0.5 m par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries(cf. Norme NF P 94-261)), porté à **1.5 m** vis-à-vis des argiles sensibles, par l'intermédiaire d'une bêche périphérique.

Compte tenu de la nature des sols et du projet et d'après les recommandations de la Norme NF P 94-261, la contrainte de service **maximale** est de 250 kPa à l'ELS.

Cette contrainte est surabondante étant donné le projet.

Le radier sera dimensionné aux sous-pressions hydrostatiques le cas échéant.

Dispositions constructives :

La mise en œuvre de couche de forme sera réalisée moyennant les précautions successives suivantes :

- purge de la terre végétale,
- terrassement jusqu'au fond de forme,
- purge éventuelle des poches médiocres et des sols détériorés par les engins de terrassement ou les eaux de pluie,
- compactage du fond de forme à 95 % de l'optimum Proctor normal (OPN) avec des engins adaptés,
- mise en place d'un géotextile anti-contaminant,
- mise en œuvre de la couche de forme de 0.5 m d'épaisseur minimale, avec compactage à 95 % de l'optimum Proctor modifié (OPM), en concassé calcaire 0/60 ou 0/80 grave non traitée (GNT) 0/80, ou équivalent ; ou grave non traitée (GNT) 0/31.5 ou équivalent insensible à l'eau.

On veillera à respecter les recommandations du guide GTR édité en 1992 par le SETRA et éventuellement celui des sols traités.

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} .

Il faudra également s'assurer qu'il ne subsiste pas de points durs.

Contrôles

Le module de Westergaard (Kw) à obtenir est de 50 MPa/m.

On s'assurera, d'autre part, que le compactage est correctement réalisé.

Ginger CEBTP se tient à la disposition du maître d'œuvre ou de l'entreprise pour la réalisation des essais de contrôle à tout stade de l'exécution.

Tassements prévisibles

Les hypothèses à retenir sur les modules de déformation ($E_s = E_m / \alpha$) sont les suivantes :

Formation	Epaisseur	α	Module pressiométrique E_M (MPa)	Module E_s (MPa)
Couche de forme	0,5	1	-	20
H3 – Argile marneuse	2 à 5 m	2/3	15	22.5
H4 – Marne argileuse	4 à 7 m	2/3	40	60
H5 – Marno-calcaire	>5	1	120	120

$$E_s = 0,54 \times \varnothing_{\text{plaque}} \times K_w$$

Pour la couche de forme, on peut retenir $E_s = 0,54 \times K_w \times \varnothing$ de la plaque = 20 MPa, avec une hypothèse de $K_w = 50$ MPa/m.

Pour une contrainte inférieure à 100 kPa (ELS), les tassements seront quasi-nul dans les argiles et marnes H3/H4.

Les choix constructifs ne peuvent être faits que par le BET structure mais les points suivants sont toutefois à signaler :

- mise en place recommandée d'une bêche périphérique coulée à pleine fouille afin de limiter un éventuel glissement horizontal du radier et de respecter la garde de gelée ;
- il appartient au BET structure de vérifier que les tassements déterminés précédemment sont acceptables par l'ouvrage et les avoisinants ;
- la présence de sols gonflants et/ou rétractables conduit à prévoir des dispositions spécifiques ;
- la présence de sols compressibles conduit à prévoir des joints complets rapprochés en cas de bâtiment allongé et à chaque aile de bâtiment.
- les points durs (anciennes maçonneries, blocs rocheux, affleurements, etc...) seront, selon le cas (visite de chantier par un géotechnicien nécessaire), éliminés, pontés ou décaissés de façon à permettre une intercalation de matelas sableux mono-granulaire d'au moins 40 cm d'épaisseur entre la sous face du radier et le point dur.

5.4. Niveau-bas

La solution radier (sous nappe) règle le problème des plancher bas le cas échéant.

L'assise du niveau-bas sera constituée d'argiles +/- marneuses. Ces terrains sont réputés sensibles au gonflement par réimbibition.

Pour les locaux nobles et sensibles restant hors nappe, un plancher porté sur vide sanitaire (ou mis en œuvre sur coffrage perdu dégradable (Biocofra) de 20 cm de hauteur au minimum) est à prévoir.

Pour les locaux non sensibles (parking hors nappe), un dallage sur terre-plein est envisageable sous réserve de le désolidariser intégralement de la structure et de réaliser une couche de forme (cf. paragraphe ci-dessous).

5.4.1. Conception et exécution

La mise en œuvre de la structure sous dallage (couche de forme et couche de réglage) sera réalisée moyennant les précautions successives suivantes :

- purge de la terre végétale et des limons argileux H1,
- terrassement jusqu'au fond de forme,
- purge éventuelle des poches médiocres et des sols détériorés par les engins de terrassement ou les eaux de pluie,
- compactage du fond de forme à 95 % de l'optimum Proctor normal (OPN) avec des engins adaptés,
- mise en œuvre de la structure sous dallage avec compactage de la couche de forme à 95 % de l'optimum Proctor modifié (OPM). L'épaisseur de la couche de forme sera à minima de 50 cm pour un matériau d'apport de type D3 ou R21.

Les dallages seront conçus conformément au DTU 13.3.

5.4.2. Contrôles

D'après le DTU 13.3 de mars 2005 applicable au projet, le module de Westergaard (Kw) à obtenir est de 50 MPa/m. On s'assurera, d'autre part, que le compactage est correctement réalisé.

GINGER CEBTP se tient à la disposition du maître d'œuvre ou de l'entreprise pour la réalisation des essais de contrôle à tout stade de l'exécution.

5.4.3. Couche d'assise

Les hypothèses à retenir sur les modules E_s sont les suivantes, conformément au DTU 13.3 :

Formation	Epaisseur	α	Module pressiométrique E_M (MPa)	Module E_s (MPa)
Couche de forme	0,5	1	-	20
H3 – Argile marneuse	2 à 5 m	2/3	15	22.5
H4 – Marne argileuse	4 à 7 m	2/3	40	60
H5 – Marno-calcaire	>5	1	120	120

$$E_s = 0,54 \times \varnothing_{\text{plaque}} \times K_w$$

5.5. Recommandations concernant les murs enterrés

5.5.1. Paramètres de pré-dimensionnement

Les hypothèses géotechniques de dimensionnement suivantes pourront être retenues pour les terrains à l'arrière des voiles enterrés :

Dans l'horizon H1 (limons) :

- Poids volumique des terrains : $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Cohésion : $C' = 0 \text{ kPa}$
- Angle de frottement interne : $\varphi' = 27^\circ$

Dans l'horizon H2 (Grave) :

- Poids volumique des terrains : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Cohésion : $C' = 0 \text{ kPa}$
- Angle de frottement interne : $\varphi' = 25^\circ$

Dans l'horizon H3 (argile marneuse) :

- Poids volumique des terrains : $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Cohésion : $C' = 15 \text{ kPa}$
- Angle de frottement interne : $\varphi' = 25^\circ$

Dans l'horizon H4 (marne +/- argileuse) :

- Poids volumique des terrains : $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
- Cohésion : $C' = 20 \text{ kPa}$
- Angle de frottement interne : $\varphi' = 25^\circ$

Dans les remblais techniques mis en place derrière les voiles enterrés selon le chapitre suivant 5.5.2 :

- Poids volumique des terrains : $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

-
- Cohésion : C' = 0 kPa
 - Angle de frottement interne : φ' = 30 à 35° selon la nature des matériaux

Les **murs enterrés des sous-sols** formeront des cadres enterrés et devront être conçus en soutènement. Le coefficient de poussée K_a sera égal à $K_0 = 0,5$ correspondant à l'état des terres au repos, car le mur du sous-sol ne se déplace pas. Les surcharges de voirie devront être considérées dans le dimensionnement de ces voiles.

Ces valeurs devront impérativement être confirmées dans les phases d'études ultérieures du projet (phase G2 PRO).

5.5.2. Mise en place des remblais techniques

Dans le cas d'un talutage périphérique, il sera nécessaire de mettre en place des remblais à l'arrière des voiles enterrés du niveau de sous-sol pour rattraper la cote du terrain fini extérieur. Si ces remblais doivent recevoir un ouvrage (voirie, trottoir, réseaux, etc.), ils devront être conçus en remblais techniques.

Les remblais techniques pourront également être composés de matériaux graveleux, de type C1B4 à C1B5 selon la classification de la norme NF P11-300, exempts de gros blocs, perméables. On pourra aussi opter pour un matériau rocheux auto compactant de type ballast 20/40 ou grain de riz 4/6mm en fonction de l'espace entre le talus et le voile.

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

Un contrôle régulier sera nécessaire au fur et à mesure de l'avancement de l'élévation du remblai. Ce contrôle est à prévoir à chaque couche unitaire d'apport, et au minimum tous les mètres d'épaisseur. Nous pouvons retenir comme critère de réception du remblai par essais à la plaque \varnothing 60 cm, selon le mode opératoire du L.C.P.C., un module $EV2 \geq 50$ MPa et des essais au pénétrodensitographe avec un objectif de compacité :

- q3 toute hauteur pour le bloc technique (remblai comportant des réseaux enterrés, des voiries et/ou trottoirs).
- q4 toute hauteur pour les espaces verts.

Hors nappe, les murs seront drainés sur leur hauteur enterrée par un massif drainant ou un complexe type

ENKADRAIN (conforme au DTU 20.1). En surface, une cunette béton sera mise en œuvre avec une pente minimale de 1%. Les eaux seront collectées par un drain en pied et acheminées vers un exutoire convenablement dimensionné. Dans le cas de la réutilisation de matériaux du site de classe GTR A1, le drain en pied de voile sera recouvert par au moins 50 cm de matériaux drainants de type ballast 20/40 ou grain de riz 4/6mm entouré par un géotextile anticontaminant.

Sous-nappe et dans le cas d'une solution de pieux-sécant ou paroi moulée, une imperméabilisation sera réalisée si les infiltrations d'eaux sont préjudiciables vis-à-vis de l'usage des locaux (DTU 14.1 – travaux de cuvelages, ...). Les sous-sols seront équipés de cunettes périphériques reliées à un puits de relevage.

5.6. Protection des ouvrages vis-à-vis de l'eau

Il appartient aux Concepteurs de s'assurer auprès des Services compétents que le terrain n'est pas inondable.

Compte-tenu de la présence de sols sensibles au retrait-gonflement des argiles, on veillera à ce qu'aucune accumulation d'eau ne se produise au droit des façades des bâtiments.

On veillera à assurer une collecte et une évacuation soignée des eaux de toiture, de ruissellement et d'infiltration, par un système de drainage adapté, de façon à ne créer aucune gêne à l'ouvrage et aux avoisinants.

Il sera nécessaire de prévoir un système de drainage périphérique pour protéger les parties enterrées du projet (sous-sols hors nappe). Il permettra de collecter les eaux et de les évacuer vers un exutoire adapté (cf. DTU 20.1).

Afin de se prémunir contre l'action de l'eau :

- Dans le cas d'une nappe pérenne interceptant le niveau du sous-sol, un cuvelage étanche devra être réalisé. Le niveau bas sera alors conçu comme résistant aux sous-pressions ;
- Dans le cas de venues d'eau intermittentes de faibles débits, un pompage/drainage sous dallage avec évent de décompression pourra être réalisé.

Le système de drainage devra être conforme aux normes en vigueur.

On veillera également à la bonne étanchéité des réseaux, regards, fosses et à leur raccordement vers des exutoires adaptés.

Ces choix seront établis à l'issus d'un suivi piézométrique en mission G2 PRO.

5.7. Protection vis-à-vis du retrait / gonflement

Il conviendra de respecter les dispositions suivantes :

- rigidification du niveau bas, la rigidité maximale dans le sens de la plus grande portée,
- coulage des fondations à pleine fouille sur toute la hauteur et protection des longrines,
- mise hors dessiccation du sol de fondation à assurer par un encastrement suffisant par rapport aux niveaux finis extérieurs (1.5 m minimum), et intérieurs. On notera que la profondeur de la dessiccation est une donnée très approximative au stade actuel des

connaissances scientifiques. De ce fait, l'encastrement demandé des fondations doit impérativement être respecté ainsi que le liaisonnement des structures précisées précédemment ;

- vide sanitaire ou une dalle renforcée en armatures et calée sur un Biocofra carton permettant d'encaisser les déformations de soulèvement dues à des phénomènes de gonflement ; cloisons arrêtées à quelques centimètres du plafond ;
- éviter tout épandage d'eau à proximité de la construction ;
- les réseaux seront raccordés grâce à des joints souples et seront solidarités avec la structure dans l'emprise de celle-ci ;
- entourer les façades par un étanchement de surface suffisamment large pour éviter les infiltrations jusqu'au niveau des fondations (en particulier par les remblais) ou jusqu'au vide sanitaire s'il existe ;
- les eaux de surface seront collectées et canalisées vers un exutoire adapté situé à l'aval des ouvrages à une distance ne permettant pas l'infiltration des eaux recueillies sous les fondations ou sur une parcelle voisine ;
- les dispositifs de drainage seront éloignés des fondations.
- Les abords du bâtiment seront imperméabilisés (trottoir ou géomembrane enterrée, de 1,5 m de large sur toute la périphérie des bâtiments) ;
- On évitera la plantation d'arbres à une distance des ouvrages en projet inférieure à 1,5 fois leur taille, sauf à prévoir des écrans anti-racinaires entre les plantations et les ouvrages.

La définition exacte des dispositions à prendre en compte ne fait pas partie de la présente mission et devra faire l'objet d'une mission complémentaire dans le cadre d'une étude en phase projet (G2 PRO).

5.8. Protection des ouvrages vis-à-vis du risque sismique

Dispositions générales à respecter :

- Système de fondation homogène sous un même corps de bâtiment, à moins de délimiter des parties par joints parasismiques ;
- Éviter les fondations isolées ; en cas de sol rocheux continu, non fracturé et non délité, ce dernier peut être considéré comme assurant la liaison entre les fondations isolées ;
- Ne pas fonder les constructions à cheval sur deux ou plusieurs types de sol de caractéristiques géotechniques très différentes, ou sur des discontinuités naturelles du sol : fractures, ressauts, brusque, changement de pente, etc... ;
- Encastrement fort des fondations dans les sols meubles ;
- Veiller à ce que l'assise des fondations soit horizontale ;
- Avoir un seul niveau de fondation et un niveau identique de fondation pour un même corps d'ouvrage ; en cas de niveaux enterrés, les prévoir sur toute l'emprise de la construction ou, à défaut, sur une partie séparée par un joint parasismique. Si la stratification des couches géologiques est inclinée, la totalité des fondations doit

descendre dans un niveau de sol identique, éventuellement avec décrochement de niveaux bas, de préférence inférieur à 1.2 m ;

- Ne pas fonder les ouvrages sur des sols liquéfiables ;
- Éviter impérativement toute accumulation d'eau de ruissellement autour des constructions (drainage périphérique efficace avec des regards de visite) ;
- Prévoir tous éléments raidisseurs dans la structure, tels que chaînages, voiles, même courts en longueur, poteaux de même hauteur plutôt longs que courts, notion de couple poteaux forts / poutres faibles à respecter.
- Les semelles devront former un réseau bidirectionnel.

5.9. Voiries

5.9.1. Préambule

Pour l'ébauche dimensionnelle des structures, nous avons utilisé le guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme SETRA & LCPC de septembre 1992 (GTR).

5.9.2. Hypothèses de calcul

La PST est prévue à la cote du TN actuel au moment des investigations (profil rasant).
La classe de trafic ne nous a pas été fournie.

5.9.3. Partie Supérieure des Terrassements (PST) et classe d'arase

La partie supérieure des terrassements est constituée par des limon-argileux H1 et/ou des argiles marneuse H3 de classe A selon notre expérience et donc sensible aux chutes de portance par imbibition.

Après purge des poches décomprimées ou remaniées par les engins de terrassements, la PST peut être estimée, en fonction des sols en présence, pour le sol support sans drainage ni amélioration, à une PST n°1, AR1 (état hydrique « h » février lors de notre intervention) pouvant chuter rapidement à PST n°0, AR0 en cas de pluies.

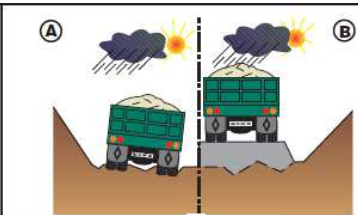
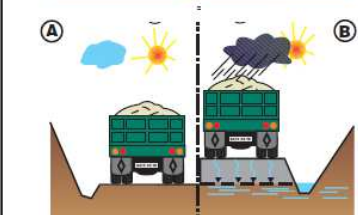
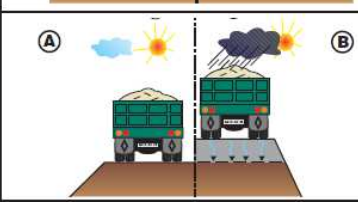
Les travaux devront être réalisés en période météorologique favorable afin d'obtenir des matériaux en état hydrique moyen à sec et pour permettre une circulation des engins sur la PST sans difficulté. Si, toutefois, les travaux sont réalisés en période défavorable, des sujétions seront à prévoir afin d'augmenter la portance avant la réalisation de la couche de forme.

Les sols du site étant très sensibles aux chutes de portance par ramollissement, il conviendra notamment de s'assurer de la bonne collecte des eaux de ruissellement.


5.9.4. Couche de forme

Les caractéristiques de la couche de forme (matériaux utilisés et épaisseurs) sont fournies dans le fascicule II du GTR 92, en fonction des classes de PST et AR.

Pour obtenir une PF2 (EV2 ≥ 50 MPa) à partir d'une PST n°0, AR 0, il est nécessaire d'appliquer les préconisations ci-après :

P.S.T. n°1		Sols Matériaux des classes A, B ₂₁ , B ₄₁ , B ₆₁ , B ₈₁ , C ₁₁ , R ₁₂₁ , R ₁₃₁ , R ₁₄₁ et certains matériaux C ₂₁ , R ₄₃₁ et R ₆₃₁ dans un état hydrique (h). Contexte. PST en matériaux sensibles de mauvaise portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme (A) et sans possibilité d'amélioration à long terme (B).	AR1	Dans ce cas de PST, il convient : - soit de procéder à une amélioration du matériau jusqu'à 0,5 m d'épaisseur par un traitement principalement à la chaux vive et selon une technique remblai. On est ramené au cas de PST 2, 3 ou 4 selon le contexte - soit d'exécuter une couche de forme en matériau granulaire insensible à l'eau de forte épaisseur (en admettant une légère réduction si l'on intercale un géotextile anticontaminant à l'interface PST - couche de forme).
P.S.T. n°2		Sols Matériaux des classes A, B ₂₁ , B ₄₁ , B ₆₁ , B ₈₁ , C ₁₁ , R ₁₂₁ , R ₁₃₁ , R ₁₄₁ et certains matériaux C ₂₁ , R ₄₃₁ et R ₆₃₁ dans un état hydrique (m). Contexte PST en matériaux sensibles à l'eau de bonne portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme (A). Cette portance peut cependant chuter à long terme sous l'action des infiltrations des eaux pluviales et d'une remontée de la nappe (B).	AR1	Bien que les exigences requises à court terme pour la plate-forme support puissent être éventuellement obtenues au niveau de l'arase, il est cependant quasiment toujours nécessaire de prévoir la réalisation d'une couche de forme. Si l'on peut réaliser un rabattement de la nappe à une profondeur suffisante, on est ramené au cas de PST 3.
P.S.T. n°3		Sols Mêmes matériaux que dans le cas de PST 2. Contexte PST en matériaux sensibles à l'eau, de bonne portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme (A) mais pouvant chuter à long terme sous l'action de l'infiltration des eaux pluviales (B).	AR1 AR2	En l'absence de mesures de drainage à la base de la chaussée et d'imperméabilisation de l'arase, même situation que celle décrite dans le cas PST 2 Classement en AR2 si des dispositions constructives de drainage à la base de la chaussée et d'imperméabilisation de l'arase permettent d'évacuer les eaux et d'éviter leur infiltration dans la PST.

Etat hydrique de la PST	Classe PST / AR	Amélioration de la PST	Couche de forme
th	PST 0 / AR 0	Drainage latéral + substitution de 0,5 m de matériaux R21	0.30 m de matériaux de type R21 (0/60 ou 0/100) au-dessus d'un géotextile
h	PST 1 / AR 1	Substitution de 0,5 m de matériaux R21	
m à ts	PST 2 / AR 1	Pas nécessaire	

 Au moment des investigations de novembre (après période pluvieuse).

Le dimensionnement des structures de chaussée sort du cadre de notre mission, notamment en l'absence de données de trafic.

6. Observations majeures

Les conclusions du présent rapport ne sont valables que sous réserve des conditions générales des missions géotechniques de l'Union Syndicale Géotechnique fournies en annexe 1 (norme NF P94-500 de novembre 2013).

Nous rappelons que cette étude a été menée dans le cadre d'une étude de conception de niveau avant-projet (G2 AVP) et que, conformément à la norme NF P94-500 de novembre 2013, une étude de conception de niveau projet (G2 PRO) doit être envisagée (collaboration avec l'équipe de conception) pour :

- Permettre l'optimisation du projet avec, notamment, prise en compte des interactions sol / structure ;
- Vérifier la bonne transcription de toutes les préconisations dans les pièces techniques du marché ;
- Vérifier la présence de niveaux d'eau au droit des piézomètres grâce au suivi piézométrique en cours et les adaptations du projet en résultant.

Cette mission est complétée d'un suivi piézométrique mensuel jusqu'en janvier 2021.

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

- Classification des missions types d'ingénierie géotechnique,
- Schéma d'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique.

Tableau 1 — Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

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

Tableau 2 — Classification des missions d'ingénierie géotechnique

<p>L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacune de ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.</p>
<p>ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)</p> <p>Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases :</p> <p><u>Phase Étude de Site (ES)</u></p> <p>Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.</p> <ul style="list-style-type: none"> — Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisnants avec visite du site et des alentours. — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs. <p><u>Phase Principes Généraux de Construction (PGC)</u></p> <p>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.</p> <ul style="list-style-type: none"> — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).
<p>ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)</p> <p>Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases :</p> <p><u>Phase Avant-projet (AVP)</u></p> <p>Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.</p> <ul style="list-style-type: none"> — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisnants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques. <p><u>Phase Projet (PRO)</u></p> <p>Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site.</p> <ul style="list-style-type: none"> — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisnants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités. <p><u>Phase DCE / ACT</u></p> <p>Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques.</p> <ul style="list-style-type: none"> — Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel). — Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

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

<p>ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)</p> <p>ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)</p> <p>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 :</p> <p><u>Phase Étude</u></p> <ul style="list-style-type: none"> — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — 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. <p><u>Phase Suivi</u></p> <ul style="list-style-type: none"> — 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) <p>SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)</p> <p>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 :</p> <p><u>Phase Supervision de l'étude d'exécution</u></p> <ul style="list-style-type: none"> — 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. <p><u>Phase Supervision du suivi d'exécution</u></p> <ul style="list-style-type: none"> — 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. <p>DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)</p> <p>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.</p> <ul style="list-style-type: none"> — 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'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).
--