

**Agence Nord - Picardie**

Rue Gutenberg

ZI du Château

62220 CARVIN**Tél. : 03 91 83 38 30 – Fax : 03 91 83 38 31****Siège Social**

9 Boulevard de l'Europe

21800 QUETIGNY LES DIJON**Tél. : 03 80 48 93 20 – Fax : 03 80 48 93 30**

ETUDE GEOTECHNIQUE DE PROJET (G2)

2008/0831/LILLE/01**59134 - HERLIES***Rue de la Vieille Forge*

Piscine

01/08/2010

59134 / HERLIES

Rue de La Croix

Piscine

Rapport d'Etude Géotechnique

N° AFFAIRE		2008/0831/LILLE/01		BAT	MISSION : G2 phase projet		
INDICE	DATE	Nb de Pages		ETABLI PAR	VERIFIE PAR	MODIFICATIONS OBSERVATIONS	APPROUVE PAR
		Texte	Annexes				
0	01/08/2010	42	5	S.MICKIEWICZ	P. BERTHIER	Première émission	F. BARNOUD
A	30/08/2010	42	5	S.MICKIEWICZ	P.BERTHIER	essais en laboratoire sur sondage SC1	P.BERTHIER
B	17/02/2011	47	6	S.MICKIEWICZ 	P.BERTHIER	<u>Remarques du comité de pilotage lors de la réunion du 09/02/2011 qui portent sur :</u> - Le calcul de stabilité du bassin enterré sous le solarium - la prise en compte des efforts horizontaux dans les pieux - la faisabilité des ouvrages de rétention des EP vis-à-vis des NPHEE	F.BARNOUD

SOMMAIRE

I – CADRE DE L'INTERVENTION	5
I.1. INTERVENANTS.....	5
I.2. PROJET, DOCUMENTS REÇUS ET HYPOTHESES.....	5
I.3. MISSIONS.....	7
II – CONTEXTE DU SITE ET CONTENU DE LA RECONNAISSANCE	9
II.1. LE SITE.....	9
II.2. CONTENU DE LA RECONNAISSANCE.....	9
II.3. IMPLANTATION ET NIVELLEMENT DES SONDAGES	11
III – CADRE GEOLOGIQUE - RESULTATS DE LA RECONNAISSANCE	12
III.1. NATURE ET CARACTERISTIQUES DES SOLS	12
III.2. RISQUES NATURELS ET ANTHROPIQUES.....	17
III.3. HYDROGEOLOGIE.....	17
IV – ETUDE DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES.....	20
IV.A.1. FONDATION DE LA STRUCTURE	20
- Paramètres de dimensionnement (DTU 13.2)	20
- Dimensionnement des pieux	21
- Prise en compte des efforts horizontaux dans les pieux	21
- Sujétions d'exécution.....	23
- Tassements.....	23
- Effet de groupe	23
IV.A.2. DALLAGES OU DALLES PORTEES	24
- Principe	24
IV.A.3. - MISE HORS D'EAU	24
- Phase provisoire.....	24
IV - B - BASSINS ENTERRES EN BETON ARME	26
IV.B.1 - FONDATION DE LA STRUCTURE – BASSIN DE TRAITEMENT.....	26
- Stabilité vis-à-vis d'un soulèvement hydraulique	26
- Contraintes limites de calcul (DTU 13-12 mars 1988)- sondage PS3*	27
- Tassements.....	28
IV.B.2 - TERRASSEMENTS	28
IV.B.3 - MISE HORS D'EAU.....	30
- Phase provisoire.....	30
- Phase définitive	31
IV.B.4 - FONDATION DE LA STRUCTURE – BASSIN DE RETENTION.....	32
- Stabilité vis-à-vis d'un soulèvement hydraulique	32
- Contraintes limites de calcul (DTU 13-12 mars 1988)	32
- Tassements.....	33
IV.B.5 - TERRASSEMENTS	34
IV.B.6 - MISE HORS D'EAU.....	36
- Phase provisoire.....	36
- Phase définitive	36
IV.B.7 - FONDATION DE LA STRUCTURE – BASSIN DE STOCKAGE DES EAUX DE RECUPERATION.....	37
- Contraintes limites de calcul (DTU 13-12 mars 1988)- sondage PD6.....	37
- Tassements.....	38
IV.B.8 - TERRASSEMENTS	38
V– ETUDE DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES (BASSIN DE RETENTION DES EAUX PLUVIALES A CIEL OUVERT, CHAUSSEE RESERVOIR).....	40
V.1. TERRASSEMENTS (CAS DE BASSINS EN REMBLAI SURELEVES).....	40
- Extraction	40
- Stabilité des talus.....	40
- Réemploi des matériaux du site en remblai.....	40

- Compactage des remblais.....	41
- Traitement du fond de forme	41
- Sujétions d'exécution.....	41
VI. VOIRIES	43
- Préparation du fond de forme	43
- Sujétions particulières	43
CONDITIONS D'UTILISATION DU PRESENT DOCUMENT.....	45
CLASSIFICATION DES MISSIONS TYPES D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE	46
EXTRAIT DE LA NORME NF P 94-500 REVISEE EN 2006	47
ANNEXES	48
ANNEXE 1 : PLAN DE SITUATION.....	49
ANNEXE 2 : PLAN D'IMPLANTATION ET PLAN DE FONDATION.....	50
ANNEXE 3 : COUPES DES SONDAGES.....	51
ANNEXE 4 : ESSAIS EN LABORATOIRE	52
ANNEXE 5 : INVESTIGATIONS REALISEES POUR LA MISSION G12.....	53
ANNEXE 6 : CALCUL RIDO DES PIEUX SOUMIS A UN EFFORT TRANCHANT	54

I – CADRE DE L'INTERVENTION

I.1. INTERVENANTS

A la demande et pour le compte de :

Monsieur le Directeur de l'Eau et de l'Assainissement
Communauté Urbaine de Lille
1, Rue du Ballon
59 034 LILLE

GEOTEC a réalisé la présente étude sur le site suivant :

Rue de La Croix, commune de HERLIES (59).

Les autres intervenants connus au moment de l'étude sont :

- Maître d'œuvre : BERIM – 33 quai d'Alsace – 59500 DOUAI
- Architecte : DUVAL et RAYNAL – 1399 Chemin de Clères – 76230 BOIS GUILLAUME

I.2. PROJET, DOCUMENTS REÇUS ET HYPOTHESES

D'après les documents à la disposition de GEOTEC :

Documents	Emetteur	Référence	Date	Echelle	Cote altimétrique	Remarque
Plan de situation	IGN			1/25000	-	
Plan de fondation	BERIM	G0-01	02/02/10	1/100	Non	Avec charges sur fondations
Plan de masse projet	BERIM	-	-	-	Non	
Plan de structure RdC bas	BERIM	G0-02	02/02/10	1/100	Non	
Plan de structure RdC haut	BERIM	G0-03	02/02/10	1/100	Non	
Plan de voirie + nivellement	BERIM	VRD-01	22/01/10	1/200	Oui	Cote altimétrique pour les chaussées uniquement
Plan d'assainissement	BERIM	VRD-02 Ind B	02/12/09	1/200	Non	y.c coupes des ouvrages d'assainissement (bassins notamment) et coupes sur noues et structures de chaussée
Coupe du projet	BERIM	0812	28/10/09	1/50	Oui	
Etude de sol préalable	GEOTEC	2008/0837/LILLE	17/04/2008	-	-	Mission G12

Le projet consiste en la construction d'une piscine sur 2 niveaux (RdC bas à la cote 36.70 NGF et RdC haut établi vers 39.90 NGF) et comprenant 3 bassins sur une superficie totale de 3500 m².

Le projet comprendra les aménagements suivants (voir plan en annexe 2) :

- **Dans l'enceinte des bâtiments :**

- 1 bassin de 25,00 × 15,00 m sur une profondeur de 2,00 m avec des galeries techniques périphériques de 3,00 m de large et de profondeur équivalente (bassin 1).

- 1 bassin d'activité de 100 m² d'une profondeur de 1,30 m avec des galeries techniques suivant le même principe que le bassin précédent (bassin 2).

- 1 bassin petite enfance de 50 m² et d'une profondeur de 0,80 m (bassin 3).

Les bassins seront surélevés par rapport au terrain actuel et établis au niveau du RDC haut. Ils ne seront donc pas enterrés.

- des locaux techniques regroupant les dispositifs de traitement de l'eau et de l'air, une chaufferie, des zones de stockage dans la partie en rez-de-chaussée bas

- des vestiaires collectifs et individuels, des locaux pour les associations et des bureaux dans la partie RdC haut.

- un solarium minéral (structure métallique + béton) situé dans la partie Sud du projet sur une superficie de 416 m²

- **Aménagements extérieurs :**

Les aménagements extérieurs consisteront en la réalisation d'un parking (y.c voirie d'accès) de 140 places environ. La structure envisagée sera de type chaussée réservoir (capacité de 400 m³). Il est également prévu la réalisation de noues paysagères d'infiltration qui reprendront les eaux de ruissellement du parking.

- dans la partie Nord du site, une voie d'accès réservée aux bus et aux pompiers sera réalisée, ainsi qu'une aire de retournement circulaire (Ø 22 m).

- au Sud du bâtiment, un solarium végétal sera réalisé sur une superficie de 1630 m²

- 2 bassins de rétention des eaux pluviales (bassins A et B en terre) seront réalisés à l'entrée du bâtiment projeté ; ils collecteront les eaux de toiture avant de les envoyer vers un bassin enterré en béton plus au Nord, d'une capacité de 100 m³ environ (bassin D).

Ce bassin permettra une réserve d'eau afin d'alimenter une borne incendie située à proximité. Un bassin de traitement des flottants s'insérera en amont de ce bassin (bassin C).

- à proximité du solarium minéral, il est prévu la réalisation d'un mur de soutènement pour la mise en place d'un transformateur électrique ; ses dimensions ne sont cependant pas connues. A cet endroit, il est également prévu la réalisation d'une citerne de

récupération des eaux pluviales enterrée, sur une emprise au sol de 36 m² environ (soit d'une capacité d'environ 90 m³).

- L'enfouissement de réseaux fait également partie du projet.

La réalisation de ces ouvrages (notamment le solarium) induira la mise en place de remblais sur une hauteur de 3.00 m maximum environ.

Remarque : toutes les abréviations utilisées dans ce rapport sont conformes à la norme XP 94-010 hormis les suivantes :

PHEC : plus hautes eaux connues

Rd : résistance dynamique apparente (formule des Hollandais)

RdC : rez-de-chaussée

TA : terrain actuel

VS : vide sanitaire

Il est prévu de fonder les bâtiments sur pieux. Le niveau du RDC bas est prévu en plancher porté par les pieux.

Les charges à reprendre par les pieux aux Etats Limites de Service sont reprises dans le tableau suivant :

Diamètre du pieu (m)	Charges totales à l'ELS (G + Q)
400	≤ 45 t
500	≤ 80 t

Nota : Le plan d'implantation des pieux reprenant la charge à reprendre pour chaque pieu est repris en annexe 2.

D'après les informations complémentaires recueillies auprès de la Maitrise d'œuvre, la construction des structures induit des efforts horizontaux en tête de pieux (ce qui fait l'objet, en partie, du présent indice).

Ces charges devront être calculées avec précision par le BET Structures ou l'entreprise, et transmises à GEOTEC si elles diffèrent de celles prises par hypothèse.

I.3. MISSIONS

Conformément au marché à bons de commande n° M09A-0440 et au bon de commande n° 10P01 231, GEOTEC a reçu pour mission de réaliser une campagne d'investigations géotechnique, de dimensionner les fondations et de donner les préconisations constructives des infrastructures projetées.

Cette étude repose sur les investigations géotechniques réalisées par GEOTEC et correspond à la mission :

- G2 d'étude géotechnique de projet – phase **Projet**, hors l'estimation des quantités, coûts et délais des ouvrages géotechniques, selon les termes de la norme NF P 94-500 révisée en décembre 2006, relative aux missions géotechniques (extraits joints).

Cette mission complémentaire fait suite à la mission G12 et avait pour but notamment de :

- Dimensionner les pieux du bâtiment et déterminer la formation géologique compacte occasionnant un refus au pénétromètre statique à 14.00 m de profondeur et à la tarière à 17 m de profondeur.
- Déterminer les modalités d'épuisement des fouilles en phase travaux (réseaux enterrés notamment et bassins) et de drainage
- Déterminer le niveau des plus hautes eaux, préciser la conception des niveaux bas (reprises des sous-pressions éventuelles) et de façon générale déterminer les conditions de mise hors d'eau du projet en phase définitive
- Déterminer les conditions de réalisation des VRD (terrassement et blindage des fouilles, couches de forme sous voiries...)

Nota : le dimensionnement des ouvrages de rétention / infiltration des eaux pluviales (chaussées réservoir, noues, bassins) et de rétention des eaux usées n'est pas inclus dans la présente mission.

Il est rappelé que la mission d'étude géotechnique de projet (G2) doit être complétée par des missions G3 (étude et suivi géotechniques d'exécution) et G4 (supervision géotechnique d'exécution) afin de limiter les aléas géotechniques qui peuvent apparaître en cours d'exécution ou après réception des ouvrages. GEOTEC reste à disposition des intervenants, et notamment de l'équipe de maîtrise d'œuvre, pour l'exécution de la mission complémentaire G4, la mission G3 étant généralement réalisée par les entreprises de travaux.

L'exploitation et l'utilisation de ce rapport doivent respecter les « *Conditions d'utilisation du présent document* » données en fin de rapport.

II – CONTEXTE DU SITE ET CONTENU DE LA RECONNAISSANCE

II.1. LE SITE

Le terrain étudié se trouve au Sud de la commune d'Herlies dans un contexte de plaine. Il est délimité par :

- La route Nationale N 41 à environ 250 m au Sud
- La rue de la Croix à environ 200 m à l'Ouest
- la rue de la Vieille Forge à environ 230 m au Nord

Les bâtiments avoisinants sont de type R + 1 ou 2 avec ou sans sous sol et des hangars agricoles.

C'est actuellement une parcelle agricole.

Le terrain est sensiblement plat.

Son altitude actuelle est comprise entre les cotes NGF 35.34 et 36.93 selon les plans remis lors de l'étude.

Nota : Des fouilles archéologiques localisées non remblayées (par tranchées) avaient été réalisées avant notre intervention, ainsi que l'accès à la future piscine depuis la rue de la Croix.

II.2. CONTENU DE LA RECONNAISSANCE

Dans le cadre de la mission G2, la campagne de reconnaissance définie par GEOTEC a consisté en l'exécution de :

- **2 sondages pressiométriques** (*SP1 et SP2*) réalisés en diamètre 63 mm. La sondeuse utilisée est de marque GEOTEC type 175C.

Ces sondages ont atteint une profondeur de 22 m par rapport au TA. Les essais pressiométriques ont été répartis selon un intervalle moyen de 1.00 m.

Ces sondages, qui ont été réalisés en rotoperçussion Ø 64 mm ont permis d'effectuer des enregistrements de paramètres.

Les enregistrements ont consisté en :

- la vitesse d'avancement (*m/h*),
- la pression sur l'outil (*bars*),

- la pression d'injection (*bars*),
- le couple de rotation (*bars*).

Nota : Le sondage SP1 a été couplé de 0 à 10 m par un sondage à la tarière hélicoïdale pour affiner la connaissance de la nature des sols.

- **1 sondage carotté (SCI)** réalisé au carottier battu et rotatif en diamètre 102 mm. La sondeuse utilisée est de marque GEOTEC type 225.

Ce sondage a atteint une profondeur de 20.00 m par rapport au TA. Il a permis de visualiser la nature des sols traversés et de prélever des échantillons intacts pour analyses en laboratoire.

- **6 essais au pénétromètre dynamique (PD1 à PD6)** arrêtés à une profondeur variant de 5.20 à 10.50 m (le sondage PD1 a montré un refus à 8 m). Ils ont été réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique de type B.

Ces essais ont permis de mesurer en continu la résistance mécanique de chaque horizon traversé. Cette résistance s'interprète en termes d'homogénéité et de portance du sol.

- **11 fouilles de reconnaissance (F1 à F11)** ont été réalisées à la pelle mécanique. Ces sondages ont atteint une profondeur variant entre 1.30 et 3.20 m /TA. Ils sont permis de visualiser « en grand » les terrains superficiels.

- **2 essais de perméabilité de type MATSUO** ont été réalisés dans les sondages F3 et F11.

- **2 essais de perméabilité en fouille par pompage** ont été réalisés dans les sondages F4 et F10.

- **des analyses de laboratoire** ont été réalisées sur des échantillons prélevés en F1, F3 et F11 entre 0.00 m et 1.90 m de profondeur.

Pour la mission G12, nous avons réalisé les sondages suivants :

- **5 sondages géologiques (ST 1 à ST 5)** en diamètre 63 mm. La sondeuse utilisée est de marque GEOTEC type TB 175.

Ces sondages ont atteint une profondeur comprise entre 2,00 et 17,80 m par rapport au TA. Ils ont permis de visualiser la nature des sols traversés et de prélever des échantillons pour analyses en laboratoire. Deux de ces sondages ont permis la pose de piézomètres.

- **2 sondages (EP1/EL1 et EP2/EL2)** réalisés à la tarière diamètre 63 mm. La sondeuse utilisée est de marque GEOTEC type TB175.

Ces sondages, qui ont atteint une profondeur comprise entre 1,00 m et 2,50 m par rapport au TA ont permis d'effectuer les essais de perméabilité Lefranc et Porchet.

- **4 essais LEFRANC et PORCHET** ont été réalisés dans les forages précédents.

- **2 piézomètres** de 3,00 et 10,00 m équipent le site. Ils ont été disposés dans les sondages précédents (*ST1 et ST3*). Ils sont coiffés en tête d'une protection métallique cadenassée.

- **5 essais au pénétromètre statique** (*PS1 à PS5*) poussés au refus. Ils ont été réalisés à l'aide d'un pénétromètre statique de 20 t de type AP Van Den Berg.

Nota : Dans ce rapport, ces sondages sont ponctués d'une « * ». Certains de ces sondages n'apparaissent pas sur le plan joint en annexe 2, car l'implantation du projet a été légèrement décalée vers le sud par rapport à la première implantation connue au stade de l'étude G12.

- **des analyses de laboratoire** ont été réalisées sur des échantillons prélevés en ST2 entre 0,00 et 1,10 m de profondeur, en ST4 entre 0,00 m et 0,90 m de profondeur et en ST5 entre 0,50 et 2,00 m de profondeur.

II.3. IMPLANTATION ET NIVELLEMENT DES SONDAGES

La position des sondages et essais figure sur le schéma d'implantation en annexe.

L'implantation a été réalisée au mieux des conditions d'accès et au mieux de la précision des plans remis pour la campagne de reconnaissance. Ils ont été implantés en dehors des zones de fouilles archéologiques.

L'altimétrie des points de sondage a été estimée par interpolation des indications du plan topographique (représentant l'altimétrie du terrain avant les fouilles archéologiques) remis par le client.

Les profondeurs sont comptées par rapport au Terrain Actuel.

*

* *

III – CADRE GEOLOGIQUE - RESULTATS DE LA RECONNAISSANCE

D'après la carte géologique de LILLE / HALLUIN et notre connaissance de ce secteur, la géologie attendue est la suivante :

- limons des plateaux et alluvions récentes ;
- Sables d'Ostricourt localement grésifiés (Landénien) ;
- Argile de Louvil /Tuffeau (Landénien) ;
- Substratum crayeux ;

III.1. NATURE ET CARACTERISTIQUES DES SOLS

La campagne de reconnaissance a mis en évidence les formations suivantes :

- **des limons argileux et sableux marron** identifiés dans les sondages SP1, SP2, F1 à F11, ST2* à ST5*, SC1 et EP1*/EL1* jusqu'à une profondeur variant entre 0,90 m / TA et 3.40 m / TA (*soit sur une épaisseur de 0,70 m à 3.40 m*).

Ses caractéristiques mécaniques sont :

$$0.04 \leq p_l^* \leq 0.15 \text{ MPa}$$

$$0.21 \leq E_M \leq 0.85 \text{ MPa}$$

$$0.7 \leq R_d \leq 3.5 \text{ MPa}$$

Les essais de laboratoire réalisés lors de notre 1^{ère} intervention sur des échantillons de limon argileux marron prélevés en ST2*, ST4* et ST5* avaient permis de classer ce matériau en A1 et A1th selon le GTR 92. Il s'agit limon argileux peu plastique.

Les essais en laboratoire réalisés lors de la présente étude sont repris dans le tableau suivant (résultats complets en annexe) :

Sondage	F1	F3	F11
Profondeur (m/TA)	0.30 à 1.90	0.00 à 1.30	0.00 à 1.80
Géologie	limon argileux marron		
Classe GTR	A2h	A2h	A1
Teneur en eau naturelle (%)	18.10	18.50	20.80
Teneur en eau à l'Optimum Proctor (%)	15.50	15.00	14.30
Densité à l'Optimum Proctor (t/m ³)	1.76	1.78	1.81
Indice IPI à la teneur en eau naturelle	5.2	3	0.3

2 GTR ont également été réalisées sur les échantillons intacts prélevés dans le sondage carotté. Les résultats conduisent à des sols A2th et A1 également.

- **une argile limoneuse + ou – sableuse de teinte ocre/ verdâtre molle** identifiée dans les sondages SP1, SP2, F1, F2, F4 à F11, ST2* à ST5*, SC1 et EP1*/EL1* jusqu'à une profondeur variant entre 2,40 m / TA et 16.00 m / TA (*soit sur une épaisseur de 0.35 m à 13.40 m*).

Ses caractéristiques mécaniques sont :

$$0.03 \leq p_l^* \leq 0.70 \text{ MPa}$$

$$0.14 \leq E_M \leq 4.91 \text{ MPa}$$

$$2 \leq R_d \leq 5 \text{ MPa}$$

- **des argiles limono-sableuses beige/ocre raide** identifiées dans les sondages SP1 et SP2 jusqu'à une profondeur variant entre 13.50 m / TA et 15.50 m / TA (*soit sur une épaisseur de 3.50 à 7.00 m*).

Ses caractéristiques mécaniques sont bonnes :

$$1.87 \leq p_l^* \leq 3.36 \text{ MPa}$$

$$14.60 \leq E_M \leq 87.60 \text{ MPa}$$

$$175 \text{ m/s} \leq \text{vitesse d'avancement} \leq 400 \text{ m/s}$$

Ce faciès a semble-t-il été mis en évidence dans le sondage PD6 entre 9.00 et 10.50 m (profondeurs de fin de sondage) : $8.00 \leq q_d \leq 14 \text{ MPa}$

- **des argiles bleuâtre indurée** identifiée dans les sondages SC1, SP1 et SP2 jusqu'à une profondeur variant de 20 m à 22 m / TA, profondeur d'arrêt des sondages (*soit sur une épaisseur de 4.00 à 8.30 m*)

Ses caractéristiques mécaniques sont bonnes :

$$2.31 \leq p_l^* \leq 3.29 \text{ MPa}$$

$$30.70 \leq E_M \leq 123.00 \text{ MPa}$$

Il ressort des deux reconnaissances que la craie n'a pas été atteinte par les sondages.

Une identification a été réalisée en laboratoire sur cette argile. Il s'agit d'une argile très plastique (classe A4), sujette au phénomène de retrait / gonflement.

La stratigraphie relevée au droit de chaque sondage est résumée dans le tableau suivant :

	SP1			SC1			SP2			PD1*			PD2*			PD3*			PD4*			PD5*			PD6*		
	Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)	
Limons argileux et sableux marron	0	36.46		0	38.00		0	36.11		0	36.52		0	36.83		0	36.72		0	36.46		0	35.99		0	36.97	
	2.20	34.26		2.6	35.40		3.40	32.71		2.20	34.32		2.60	34.23		2.70	34.02		2.40	34.05		3.00	32.99		2.10	34.87	
Argile limono sableuse verdâtre / beige	13.50	22.96		16.00	22.00		15.50	20.61		5.00	31.52		5.20 arrêt	31.63 sondage		5.40 arrêt	31.32 sondage		5.50 arrêt	30.96 sondage		5.60 arrêt	30.39 sondage		9.00	27.97	
Argile bleuâtre	22.00 arrêt	14.46 sondage		20.00 arrêt	18.00 sondage		22.00 arrêt	14.11 sondage		-	-		-	-		-	-		-	-		-	-		10.60 arrêt	26.37 sondage	

	F1			F2			F3			F4			F5			F6			F7			F8			F9			F10			F11		
	Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)				
Limons argileux et sableux marron	0	36.81		0	36.41		0	36.40		0	36.80		0	36.41		0	36.30		0	37.01		0	36.47		0	36.40		0	36.31		0	35.82	
	1.90	34.91		2.20	34.21		1.30 arrêt	35.1 sondage		2.15	34.65		1.75	34.66		1.70	34.60		2.10	34.91		1.80	34.67		1.70	34.70		2.05	34.26		1.80	34.02	
Argile limono sableuse verdâtre / beige	3.20 arrêt	33.61 sondage		3.00 arrêt	33.41 sondage		-	-		2.70 arrêt	34.10 sondage		3.20 arrêt	33.21 sondage		3.20 arrêt	33.10 sondage		2.90 arrêt	34.11 sondage		2.90 arrêt	33.57 sondage		3.20 arrêt	33.20 sondage		2.40 arrêt	33.91 sondage		3.20	32.62	
	-	-		-	-		-	-		-	-		--	-		-	-		-	-		-	-		-	-		-	17.80 arrêt	-	18.90 sondage		

	ST1*/PZ1*			ST2*			ST3*/PZ3*			ST4*			ST5*			EP1*/EL1*			EP2*/EL2*		
	Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)		Prof TA (m)	Cote NGF (m)	
Limon argileux marron	0	36.65		0	36.70		0	36.60		0	36.70		0	36.65		0	36.75		0	36.70	
Argile limono sableuse verdâtre / beige	3.00 arrêt	33.65 sondage		5.80	30.90		6.20	30.40		2.00 arrêt	34.70 sondage		2.00 arrêt	34.65 sondage		2.50 arrêt	34.25 sondage		2.50 arrêt	34.20 sondage	
Argile bleuâtre	-	-		13.50	23.20		10.00 arrêt	26.60 sondage		-	-		-	-		-	-		-	-	
	-	-		17.80 arrêt	18.90 sondage		-	-		-	-		-	-		-	-		-	-	

Nota : Ces tableaux n'impliquent en rien qu'il ne puisse exister d'anomalie de la stratigraphie entre sondages. En particulier, la position exacte des interfaces entre couches ne saurait se déduire d'une simple extrapolation des relevés de sondages.

III.2. RISQUES NATURELS ET ANTHROPIQUES

Le terrain se situe en zone 0 (sismicité négligeable mais non nulle) selon le décret n° 91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention des risques sismiques.

La commune d'Herlies a fait l'objet de 3 arrêtés CATNAT relatifs aux inondations et 1 arrêté CATNAT relatif aux mouvements de terrain.

D'après prim.net, le site se situe en zone d'aléa moyen vis-à-vis des phénomènes de retrait / gonflement des argiles et en zone d'aléa faible vis-à-vis du risque de remontée de nappe. Ces dernières informations doivent toutefois être nuancées, compte-tenu des niveaux d'eau mesurés. De plus, un PPR Inondation a été prescrit le 13/02/2001, qu'il convient de consulter.

Le substratum crayeux sous-jacent (*non-atteint par les sondages*) est sujet à la karstification. Il est toujours possible, dans un tel environnement, de rencontrer des cavités vides ou remplies de sédiments divers qui n'auraient pas été mises en évidence par les sondages. Notons que le secteur n'est pas à notre connaissance réputé à risque vis à vis de ce phénomène.

Sites consultés : prim.net, bdcavite.net, bdmvt.net, argiles.fr

III.3. HYDROGEOLOGIE

a) Profondeur de la nappe :

Lors de notre campagne de reconnaissance (*mars 2008*), nous avons observé les niveaux d'eau suivants dans les sondages :

Sondages	ST1*/Pz1*	ST2*	ST3*/Pz3*	ST4*	ST5*	EP1*/EL1*	EP2*/EL2*
Cote NGF Tête de sondage	36.65	36.70	36.60	36.70	36.55	36.75	36.70
Venue d'eau en cours de forage prof. (m)	-	1,20	-	-	-	0,95	0,95
Prof niveau d'eau en fin de forage (m)	1,20	-	1,00	1,00	1,00	-	-
Cote NGF du niveau d'eau en fin de forage	35.45	-	35.00	35.70	35.55	-	-

Les résultats du suivi piézométrique (d'avril 2008 à avril 2009) sont repris dans le tableau suivant :

	mois	1 ^{er} mai 08	1 ^{er} juin 08	1 ^{er} juil 08	1 ^{er} aout 08	1 ^{er} sept 08	1 ^{er} oct 08	1 ^{er} nov 08	1 ^{er} dec 08	janv 09	2 fév 09	2 mars 09	28 avril 09
niveau d'eau mesuré	ST1/PZ1 (m/TA)	1.40	1.65	1.70	1.80	1.78	1.70	1.56	1.10	-	1.46	1.17	2.01
	ST3/PZ3 (m/TA)	1.32	1.60	1.68	1.80	1.75	1.50	1.28	0.93	-	1.26	0.99	1.97

Lors de notre 2^{ème} intervention (fin avril 2010), nous avons mis en évidence les niveaux d'eau suivants dans les sondages réalisés :

Sondages	SP1	F1	F2	F4	F5	F6	F7
Cote NGF Tête de sondage	36.46	36.81	36.41	36.80	36.41	36.30	37.01
Venue d'eau en cours de forage prof. (m)	2.80	-	-	-	-	-	-
Prof niveau d'eau en fin de forage (m)	1.60	3.15	2.95	2.65	3.15	3.15	2.85
Cote NGF du niveau d'eau en fin de forage	34.86	33.66	33.46	34.15	33.26	33.15	34.16

Sondages	F8	F9	F10	F11
Cote NGF Tête de sondage	36.47	36.40	36.31	35.82
Venue d'eau en cours de forage prof. (m)	-	-	-	-
Prof niveau d'eau en fin de forage (m)	2.85	3.15	2.05	3.15
Cote NGF du niveau d'eau en fin de forage	33.62	33.25	34.25	32.67

Pour le sondage SP2, la méthodologie de foration employée avec injection d'eau / boue ne permet pas de définir le niveau d'eau.

On notera donc lors de notre seconde intervention, la présence de venues d'eau systématique dans tous les sondages autour de 3.00 m de profondeur. Le niveau d'eau se stabilise vers 1.60 m de profondeur dans le forage SP1 (cote 33.15 NGF à 34.86 NGF), ce qui traduit un phénomène de décompression (nappe légèrement captive).

Ces niveaux d'eau peuvent être rattachés à la nappe superficielle du Landénien qui est a priori isolée de l'aquifère de la craie par les Argiles de Louvil. Il s'agit donc d'une nappe libre, alimentée directement par les précipitations et donc très sensible aux variations saisonnières.

Ces relevés ayant un caractère ponctuel et instantané, ils ne permettent pas de préciser l'amplitude des variations du niveau d'eau qui peut remonter fortement en période pluvieuse.

Des circulations d'eau superficielles peuvent également se produire en période pluvieuse.

L'étude hydrogéologique réalisée par nos soins (voir notre rapport du 28 juillet 2010), a conclu sur les niveaux suivants :

- Niveau des Plus Hautes Eaux (NPHE) = 36.17 m NGF
- Niveau des Plus Hautes Eaux Exceptionnelles (NPHEE) = 36.67 m NGF.

Soit sensiblement le niveau du terrain actuel.

b) Essais de perméabilité :

Les essais de perméabilité réalisés dans le cadre de la mission G12 ont donné les résultats suivants :

Sondages	EP1	EP2	EL1	EL2
Profondeur (m)	0,00 → 1,00	0,00 → 1,00	1,50 → 2,50	1,50 → 2,50
formation	Argile limoneuse marron		Argile limoneuse ocre	
Perméabilité (m/s)	4.10^{-7}	2.10^{-7}	1.10^{-8}	1.10^{-8}

Dans le cadre de la mission G2, des essais de perméabilité ont été réalisés dans 4 sondages à la pelle mécanique (F3 ; F4 ; F10 et F11).

2 essais MATSUO ont été réalisés dans les sondages F3 et F11 et 2 essais de perméabilité en fouille à la pelle mécanique par pompage ont été réalisés dans les sondages F4 et F10.

Les essais de perméabilité ont donné les résultats suivants :

Sondages	F3	F4	F10	F11
Profondeur (m / TA)	1.00 → 1.30	2.40 → 2.70	2.00 → 2.20	2.40 → 3.20
Nature du sol	Limon argileux marron	Limon sableux gris-verdâtre	Limon sableux gris-verdâtre	Limon sableux gris-verdâtre
Type d'essai	MATSUO	Par pompage	Par pompage	MATSUO
Perméabilité (m/s)	Très faible (aucune descente mesurée)	$5.6.10^{-6}$	2.10^{-6}	$2.7.10^{-5}$

IV – ETUDE DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES

IV.A - PISCINE

Au vu des caractéristiques mécaniques médiocres mises en évidence par l'ensemble des sondages réalisés jusqu'à une profondeur variant de 9 à 10 m /TA environ, toute solution de fondation par semelle superficielle devra être écartée.

On s'orientera donc vers une solution de fondation par pieux pour l'ensemble des ouvrages.

D'après les plans remis par le client, les niveaux finis « bas » du projet sont repris dans le tableau suivant :

Partie de l'ouvrage	Cote relative du niveau fini bas (m)	Cote NGF du niveau fini bas
Parvis bas (repère relatif)	0.00	36.70
Galeries techniques sous les bassins	- 0.30 ou - 0.60	36.40 ou 36.10
Locaux techniques (traitement de l'air et de l'eau)	- 0.30	36.40

IV.A.1. FONDATION DE LA STRUCTURE

Le principe de fondation consistera à reporter les charges de la structure par l'intermédiaire de **pieux forés** ancrés d'au moins 4 diamètres dans l'argile sableuse beige compacte observée à partir de 10,00 m de profondeur / TA environ.

Selon les termes du DTU 13-2 relatif aux fondations profondes, la charge limite d'un pieu isolé, sous charge axiale, est fonction des termes Q_p et Q_s où :

Q_p = résistance de pointe

Q_s = frottement latéral total mobilisable à la rupture.

- Paramètres de dimensionnement (DTU 13.2)

Conformément au DTU 13-2, pour un pieu isolé exécuté selon le mode tarière creuse avec enregistrement, on retiendra, pour le dimensionnement, les paramètres géotechniques synthétisés dans le tableau suivant :

Géologie	Profondeur / TA (m)	Pl* moyen (MPa)	Courbes DTU 13.20	Qs (kPa) (1)	kp (2)
Mort terrain	0.00 → 3.00	0	-	-	-
Argiles et limons sableux	3.00 → 10.00	0.5	A	60.00	
Argile sableuse beige raide	10.00 → 14.50	2.20	A	80.00	≤ 1.60
Argile bleue raide	14.50 → 22.00	2.40	A	80.00	≤ 1.60

(1) Frottement latéral unitaire limite (valeur moyenne)

(2) Le calcul du kp sera fonction de l'ancrage réel (La valeur est donnée ci-dessus pour 4 diamètres d'ancrage).

- La contrainte dans le béton sera limitée conformément au DTU 13.2
- Lors du dimensionnement définitif des pieux (mission G3), on s'assurera que la couche d'ancrage soit reconnue sous leur base sur au moins 5 m ou 7 diamètres.
- Outre les efforts verticaux de compression, le dimensionnement des pieux devra prendre en compte notamment le frottement négatif et les efforts horizontaux. En revanche, des efforts de frottement négatif devront être considérés du fait des aménagements paysagers en bordure du bâtiment si ceux-ci comprennent des remblais induisant un tassement dans les sols.
- Les pieux seront armés au minimum entre 0.00 et 3.00 m de profondeur.

- Dimensionnement des pieux

Les charges transmises par la structure sur les pieux nous ont été transmises par le client (voir chap I.2), ainsi que les diamètres de pieux envisagés.

Ainsi, en considérant un pieu exécuté selon le mode tarière creuse avec enregistrement des paramètres de forage, les longueurs de pieux à envisager sont reprises dans le tableau suivant :

Diamètre pieux	Longueur pieux (m / TA)	Hauteur d'ancrage dans la couche portante	$\frac{Q_p}{3} (t)$	$\frac{Q_s}{2} (t)$	$Q_{ELS} (t)$	$\sigma_{\text{béton}} (MPa)$
Ø 400 mm	12.00	2 m	15.7	36.4	52.2	4.2
Ø 500 mm	14.00	4 m	24.6	58.1	82.7	4.2

- Prise en compte des efforts horizontaux dans les pieux

* Hypothèses d'entrée :

Au vu des sondages réalisés et des éléments qui nous ont été fournis, les hypothèses d'entrée sont reprises dans les tableaux suivants :

○ Géotechnique

Géologie	Profondeur (cote NGF)	α	C'	φ'	γ_h (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	δ/φ	
							Poussée	Butée
Limons/argiles sableuses	36.70 à 32.71	0.50	10	15	18	8	-0.33	-0.33
Argiles sableuses beige raides	32.71 à 20.60	0.66	5	25	19	9	-0.33	-0.33
Argiles bleues raides	20.60 à 14.00	1	20	18	20	10	-0.33	-0.33

○ Hypothèses pieux

Ø du pieu (mm)	Produit d'Inertie $E.I^{(1)}$	Effort horizontal maximal en tête de pieu
400	2513.00 t.m ² /m	85.40 kN
500	6134.00 t.m ² /m	

(1) : module d'Young considéré dans le béton : 20 GPa.

* Résultats :

La modélisation sous le logiciel RIDO (calcul élastoplastique) des pieux soumis aux efforts horizontaux repris précédemment, ont donné les résultats suivants (voir feuilles de calcul complètes en annexes) :

Ø du pieu (mm)	Longueur du pieu (m)	Déplacement maximal engendré en tête de pieu (mm)	Moment maximal
400	12.00	≈ 68.30	14.24 t.m / m
500	14.00	≈ 28.40	13.56 t.m / m

Les calculs mettent en évidence des déplacements importants, notamment pour les pieux de diamètre 400 mm. Si ces déplacements ne sont pas acceptables par la structure, le diamètre des pieux pourra être augmenté de manière à limiter ces déplacements.

- Sujétions d'exécution

Les pieux seront réalisés selon les Règles de l'Art par une entreprise spécialisée et qualifiée en fondations profondes et conformément au DTU 13.2.

On notera que des difficultés de forage pourront apparaître à partir de 14.00 m de profondeur du fait de passages grésifiés dans les sables d'Ostricourt ou de tuffeau dans l'Argile de Louvil (argile indurée). Pour traverser ces terrains de forte consistance et atteindre l'ancrage nécessaire, l'entreprise devra mettre en œuvre le matériel adapté, ce qui pourra conduire à l'utilisation de carottage ou le recours à des pieux forés. Ces moyens seront tels qu'ils ne provoquent pas de désordres aux avoisinants (*voiries, réseaux, bâtiments ...*)

- Tassements

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

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

- Effet de groupe

Selon le fascicule 62, l'effet de groupe est négligé si l'entraxe « d » entre les pieux est supérieur à 3 diamètres soit $d > 3B$. Dans le cas contraire, on considérera un coefficient d'efficacité (noté C_e) tel que : $C_e = 0.25 (1 + d/B)$.

Selon le plan de fondation remis par le client, on a $d > 3B$. L'effet de groupe n'est donc pas à considérer.

IV.A.2. DALLAGES OU DALLES PORTEES

- Principe

Compte tenu de la qualité médiocre du sol support, on prévoira la réalisation de planchers portés par les fondations. Le sol en place pourra servir de fond de coffrage.

IV.A.3. - MISE HORS D'EAU

- Phase provisoire

Lors de nos deux interventions (mars 2008), nous avons observé des niveaux d'eau dans les sondages entre 3.00 et 1,00 m de profondeur / TA (cf III.3 Hydrogéologie).

En fonction de la date de réalisation des terrassements et des arrivées d'eau dans les fouilles, un pompage provisoire sera nécessaire afin d'épuiser les venues d'eau et d'assécher la fouille des terrassements généraux

Assainissement du site : Du fait de la présence d'eau à faible profondeur, un drainage du terrain sera réalisé pour assainir le site en phase travaux et/ou provisoire. Il pourra s'agir soit de tranchées drainantes soit de fossés. La pente sera au minimum de 5 mm/m. Ces ouvrages tiendront compte de la topographie du site et seront raccordés à un exutoire dimensionné de manière suffisante et implanté de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants.

- Phase définitive

Le niveau d'eau dans le sol est toujours susceptible de remonter en période pluvieuse.

L'étude hydrogéologique réalisée par nos soins (voir notre rapport du 28 juillet 2010), a conclu sur les niveaux suivants :

- Niveau des Plus Hautes Eaux (NPHE) = 36.17 m NGF
- Niveau des Plus Hautes Eaux Exceptionnelles (NPHEE) = 36.67 m NGF.

Soit sensiblement le niveau du terrain actuel.

Dans ces conditions, les niveaux bas du bâtiment (très légèrement enterrés de 0.50 m environ) devront être cuvelés et résister aux sous pressions. Le niveau rez de chaussée devra être établi au dessus du niveau du NPHEE.

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

IV - B - BASSINS ENTERRES EN BETON ARME

Le projet comporte un bassin de récupération des eaux pluviales (rétention) enterré pour la défense incendie qui sera réalisé à proximité du parking. D'après les éléments fournis par le client, ce bassin sera réalisé à 2.80 m de profondeur/TA environ (profondeur d'assise) pour une emprise au sol de 67 m² environ, correspondant à une dalle support de 6 × 11 m.

Il est également prévu la réalisation d'un ouvrage de traitement des flottants des eaux pluviales (par lames déversantes et lames inox piégeant les flottants). Ce bassin sera situé en amont hydraulique de celui précédemment décrit; il aura une emprise au sol de 6.20 m² environ (3.55 m × 1.75 m) et une profondeur de 1.10 m environ /TA.

De plus, un 3^{ème} bassin enterré qui permettra la récupération des eaux de stockage sera réalisé sous le futur solarium. Il aura une emprise au sol de 32 m² et aura une capacité de 85 m³ environ. Le niveau fini du terrain au droit de cet ouvrage sera de 39.80 NGF environ.

On considérera, pour l'étude de ces ouvrages, un Niveau des Plus Hautes Eaux Exceptionnelle (NPHEE) à la cote du terrain actuel.

IV.B.1 - FONDATION DE LA STRUCTURE – BASSIN DE TRAITEMENT

- La fondation de l'ouvrage sera constituée par un **radier porteur rigide**, sollicitant les **limons argileux marrons** par l'intermédiaire d'une couche de forme, et descendu à la profondeur maximale de 1.30 m/TA (*cote 35.30 NGF environ*).

- Stabilité vis-à-vis d'un soulèvement hydraulique

La structure de la chambre est soumise à la poussée hydrostatique de la nappe qui s'applique sur le radier. On doit vérifier que l'action déstabilisatrice V_{dst} de la poussée hydrostatique est équilibrée par les actions stabilisatrices G_{stb} constituées par les poids de la structure et du radier. Dans cette vérification, le frottement des terrains sur la structure est négligé, ce qui va dans le sens de la sécurité.

On doit donc vérifier : $V_{dst} \times \gamma_{G;dst} \leq G_{st} \times \gamma_{G;stb}$

avec :

$\gamma_{G;stb} = 0.90$

$\gamma_{G;dst} = 1.00$ (valeurs issues de l'annexe A tableau A.15 de l'Eurocode 7)

La poussée hydrostatique agissant sous le radier vaut (pression exercée par 1.30 m d'eau en supposant une épaisseur du radier de 0.20 m et le niveau de nappe à la cote du terrain actuel, supposée comme étant le NPHEE) :

$V_{dst} = 8.1 \text{ T}$.

Le poids stabilisateur de la structure et du radier devra donc être supérieur à :

$$G_{stb} \geq 9 T$$

En supposant le poids volumique du béton égal à $2.5T/m^3$, pour les dimensions d'ouvrage (épaisseur des voiles et des dalles supérieure et inférieure de la chambre de 20 cm), cette condition est remplie en considérant un radier de 0.20 m d'épaisseur (débordant de 20 cm de l'ouvrage à réaliser : soit un radier de dimensions : $L \times l \times e = 3.95 \times 1.95 \times 0.20$ m).

- Contraintes limites de calcul (DTU 13-12 mars 1988)- sondage PS3*

Le bassin de traitement pourra être fondé sur un radier porteur rigide de 0.20 m d'épaisseur reportant les charges avec une contrainte qui devra être inférieure à l'ELU à :

$$\frac{q_u}{2} = \frac{k_c \cdot q_{ce} \cdot i_\delta + \gamma D}{2}$$

Avec

- k_c (facteur de portance) dans les limons argileux
- q_{ce} (résistance de pointe équivalente) ≈ 1.00 MPa
- i_δ (coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison) = 1
- γ (masse volumique du sol)

Ces terrains sont donc classés en classe de sol A (argiles et limons mous) et le coefficient de portance est donné par la relation suivante :

$$0.32 \left[1 + 0.35 \left(0.60 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$$

ce qui donne $k_c = 0.23$

$$\begin{aligned} \gamma \cdot D &= \gamma \times h - \gamma' \times kw \\ &= 18 \times 1.30 - 10 \times 1.30 \\ &= 10.40 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$q_u = 0.23 \times 1000 + 10.40 = 240.40 \text{ kPa}$$

D'où une contrainte de référence maximale admissible, à l'ELU:

$$q_{ad} < q'_u/2$$

Et une contrainte de référence maximale admissible, à l'ELS:

$$q_{ad} < q'_u/3$$

La contrainte verticale de référence à l'ELU doit être inférieure à : $q_{ad} < 120.2 \text{ kPa}$

Vérification des contraintes verticales à l'ELU :

$$q = (1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q) / S = 37.4 \text{ kPa} < q_{ad} = 120.2 \text{ kPa}$$

avec:

G: charge permanente (= 10.54 T);

Q: charge variable (= 6T).

S : 6.20 m²

- Tassements

Hypothèse d'une station enterrée de 1.30 m de profondeur / TA : en considérant un déchargement du sol dû au déblai ($\approx 2.34 \text{ T/m}^2$), les tassements seront de l'ordre de 1 cm (cas d'une nappe au delà de 1.50 m de profondeur et bassin en charge). Ces tassements devront être admissibles sans désordres par la structure.

- Sujétions d'exécution

Le radier sera mis en place après terrassement des limons argileux sur une épaisseur maximale de 1.30 m (*cote maximale 35.30 NGF*) et après la mise en œuvre d'une couche de forme d'une épaisseur minimale de 20 cm débordant d'autant du radier.

Après mise à niveau du fond de forme, celui-ci sera reconditionné. Son compactage sera adapté à la nature du sol et aux conditions climatiques au moment des travaux. Un rabattement de la nappe sera réalisé à au moins 50 cm sous le fond de forme par l'intermédiaire de puits courts. Un cloutage du fond de fouille sera probablement nécessaire pour le stabiliser avant de mettre en œuvre la couche de forme. Il pourra s'agir également de la pose d'un lit de cailloux 20/60 dans un géotextile. Le béton de propreté du radier sera coulé sur la couche de forme propre (*passant à $80\mu < 5 \%$ bien graduée ($ES > 30$, et compris dans le fuseau de Talbot) compactée au minimum à 95 % de l'OPM.*

IV.B.2 - TERRASSEMENTS

Le niveau fini du projet est prévu à la cote 35.30 NGF, ce qui nécessite des terrassements en déblai d'environ 1.30 / TA.

- Extraction

Dans les sols meubles (*limons argileux*) les travaux de terrassement ne poseront pas de problèmes particuliers d'exécution. Les déblais pourront être extraits par des engins à lame ou à godet.

- Stabilité des talus et des avoisinants

Des **talus en déblai provisoires secs et non surchargés en tête**, d'une hauteur maximale de 1.30 m, pourront être terrassés selon une pente de 3H/2V (3 horizontalement pour 2 verticalement) dans les limons argileux. Si l'environnement du site ne permet pas ce talutage au large, ou si des ouvrages se situent dans la zone d'influence du talus, on prévoira un ouvrage de soutènement, de type berlinoise par exemple.

En phase définitive, les murs adossés au terrain seront calculés en soutènement.

- Réemploi des matériaux du site en remblai

Les matériaux extraits sont classés A1, A1th, A2th ou A2h selon le GTR : ils sont réutilisables en remblai selon les conditions du GTR et notamment :

- réduction de la teneur en eau à prévoir à l'aide d'une aération ou d'un traitement à la chaux.

- réutilisation par temps de pluie exclue.

- sols A1th et A2th : non réutilisables en l'état

- sols A2h : sols difficile à mettre en œuvre du fait de leur portance faible. La mise en dépôt provisoire et le drainage préalable ne sont pas des solutions envisageables dans le climat français moyen. Le matelassage est à éviter au niveau de l'arase – terrassement. La réutilisation de ces sols en remblais sous une pluie même faible est à proscrire.

En aucun cas les matériaux du site ne pourront être réutilisés en remblais à une cote inférieure à celle de la nappe.

- Mise en œuvre des remblais

Les remblais constitués des matériaux de site seront mis en œuvre après décapage des limons argileux et de tout matériau évolutif ou de faible portance.

L'assise des remblais devra être horizontale.

Les remblais seront mis en œuvre par couches successives soigneusement compactées conformément aux recommandations GTR.

- Essais de contrôle

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

La bonne mise en œuvre des remblais nécessite une supervision géotechnique d'exécution (*mission G4*) incluant notamment un contrôle par essais à la plaque tout au long du chantier.

Un suivi continu de la qualité des terrassements en remblais est une condition nécessaire à l'obtention d'un résultat satisfaisant.

- Traitement du fond de forme

En fonction des surfaces à aménager et de la nature des sols (sols fins déformables), une solution de traitement des sols en place (*chaux/ciment*) pourra être adoptée.

Les teneurs en matière organique et en sulfates seront mesurées (risque de formation de sols expansifs par exemple).

Les dosages seront fonction de la teneur en eau au moment des travaux et du type de sol. Si cette solution est envisagée et/ou retenue, une étude spécifique d'aptitude au traitement devra être réalisée en laboratoire par l'entreprise titulaire.

- Sujétions d'exécution

Les règles de l'art seront respectées et notamment :

- drainage permanent de la plate-forme (*gravitaire, tranchées, pompage ...*) ;
- si malgré ces précautions, le drainage n'est pas suffisant, on devra prendre les dispositions suivantes : cloutage, géotextile, traitement au liant hydraulique,... ;
- protection des talus en phase provisoire (*fossés de tête et de pied, polyane ...*) ; dans certains cas, tranchées drainantes, masques drainants, éperons drainants, drains subhorizontaux à prévoir ;
- protection de talus en phase définitive (engazonnement, plantations, système pérenne de récupération des eaux,...) ;

IV.B.3 - MISE HORS D'EAU

- Phase provisoire

Lors de notre première intervention (*mars 2008*), nous avons observé de l'eau dans le sondage ST3* à une profondeur de 1.00 m/TA (soit à une cote de 35.60 NGF environ).

Ce niveau d'eau est considéré dans le calcul suivant.

Un pompage provisoire sera nécessaire afin d'épuiser les venues d'eau et d'assécher la fouille lors des terrassements généraux. D'après la formule de SCHNEEBELI, le débit d'exhaure $Q = 2.5 \times k \times H \times \sqrt{S}$, avec :

- k = perméabilité du sol (1.10^{-6} m/s)
- H = rabattement de nappe souhaité
- S = surface périmétrique mouillée

Une pompe de 20m³/h devrait être suffisante pour épuiser la fouille (en considérant une perméabilité de l'ordre de 10^{-6} m/s).

- Phase définitive

Le niveau d'eau dans le sol est toujours susceptible de remonter en période pluvieuse (on considérera un niveau des plus hautes eaux à la cote du terrain actuel).

Au vu des caractéristiques de l'ouvrage à réaliser, celui-ci sera autostable vis-à-vis des sous pressions induites par un niveau d'eau à la cote du NPHE supposée (voir paragraphe IV.B).

Dans tous les cas, l'incidence hydraulique de l'ouvrage devra être prise en compte vis à vis des avoisinants.

IV.B.4 - FONDATION DE LA STRUCTURE – BASSIN DE RETENTION

La fondation de l'ouvrage sera constituée par un **radier porteur rigide**, sollicitant les **argiles limono-sableuses** par l'intermédiaire d'une couche de forme, et descendu à la profondeur maximale de 3.35 m/TA (*cote 33.25 NGF environ*).

- Stabilité vis-à-vis d'un soulèvement hydraulique

La structure de la chambre est soumise à la poussée hydrostatique de la nappe qui s'applique sur le radier. On doit vérifier que l'action déstabilisatrice V_{dst} de la poussée hydrostatique est équilibrée par les actions stabilisatrices G_{stb} constituées par les poids de la structure et du radier. Dans cette vérification, le frottement des terrains sur la structure est négligé, ce qui va dans le sens de la sécurité.

$$\text{On doit donc vérifier : } V_{dst} \times \gamma_{G;dst} \leq G_{st} \times \gamma_{G;stb}$$

avec :

$$\gamma_{G;stb} = 0.90$$

$$\gamma_{G;dst} = 1.00 \text{ (valeurs issues de l'annexe A tableau A.15 de l'Eurocode 7)}$$

La poussée hydrostatique agissant sous le radier vaut (pression exercée par 3.35 m d'eau en supposant une épaisseur du radier de 0.95 m et le niveau de nappe à la cote du terrain actuel, supposée comme étant le NPHE) :

$$V_{dst} = 275 \text{ T.}$$

Le poids stabilisateur de la structure et du radier devra donc être supérieur à :

$$G_{stb} \geq 306 \text{ T}$$

En supposant le poids volumique du béton égal à 2.5 T/m^3 , pour les dimensions d'ouvrage (épaisseur des voiles et des dalles supérieure et inférieure de la chambre de 20 cm), cette condition est remplie en considérant l'ouvrage à vide et un radier de 0.95 m d'épaisseur (débordant de 95 cm autour de l'ouvrage à réaliser : soit un radier de dimensions $L \times l \times e = 13 \times 6.30 \times 0.95 \text{ m}$). l'épaisseur du radier pourra être réduite dans le cas où le débord périphérique est chargé par des terres.

- Contraintes limites de calcul (DTU 13-12 mars 1988)

Le bassin de traitement pourra être fondé sur un radier porteur rigide de 0.95 m d'épaisseur reportant les charges avec une contrainte ultime q_u qui devra être inférieure à l'ELS à :

$$\frac{q_u}{2} = \frac{k_c \cdot q_{ce} \cdot i\delta + \gamma D}{2}$$

avec :

- k_c (facteur de portance) dans les limons argileux

- q_{ce} (résistance de pointe équivalente) ≈ 1.00 MPa
- $i\delta$ (coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison) = 1
- γ (masse volumique du sol)

Ces terrains sont donc classés en classe de sol A (argiles et limons mous) et le coefficient de portance est donné par la relation suivante :

$$0.32 \left[1 + 0.35 \left(0.60 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$$

ce qui donne $k_c = 0.37$

$$\sigma'_{v0} = \gamma \times h - \gamma_w \times h_w = 18 \times 3.35 - 10 \times 2.35 = 36.80 \text{ kPa}$$

$$q'_u = 0.37 \times 1000 + 36.80 = 406.80 \text{ kPa}$$

D'où une contrainte de référence maximale admissible, à l'ELU:

$$q_{ad} < q'_u/2$$

et une contrainte de référence maximale admissible, à l'ELS:

$$q_{ad} < q'_u/3$$

La contrainte verticale de référence à l'ELU doit être inférieure à : $q_{ad} < 203.40 \text{ kPa}$

Vérification des contraintes verticales à l'ELU :

$$q = (1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q) / S = 78.40 \text{ kPa} < q_{ad} = 203.40 \text{ kPa}$$

avec:

G: charge permanente (= 275 T);

Q: charge variable (= 103 T).

S : surface radier = 67 m²

- Tassements

Hypothèse d'une station enterrée de 3.35 m de profondeur / TA : en considérant un déchargement du sol dû au déblai ($\approx 6.03 \text{ T/m}^2$), les tassements seront de l'ordre de 1 cm (on considère ici un bassin en charge avec un niveau de nappe inférieure à 3.40 m de profondeur)

- Sujétions d'exécution

Le radier sera mis en place après terrassement des limons argileux et des argiles limoneuses sur une épaisseur maximale de 3.35 m (*cote maximale 33.85 NGF*) et après la mise en œuvre d'une couche de forme d'une épaisseur minimale de 20 cm débordant d'autant du radier.

Après mise à niveau du fond de forme, celui-ci sera reconditionné. Son compactage sera adapté à la nature du sol et aux conditions climatiques au moment des travaux. Un rabattement de la nappe sera réalisé à au moins 50 cm sous le fond de forme par l'intermédiaire de puits courts. Un cloutage du fond de fouille sera probablement nécessaire pour le stabiliser avant de mettre en œuvre la couche de forme. Il pourra s'agir également de la pose d'un lit de cailloux 20/60 dans un géotextile. Le béton de propreté du radier sera coulé sur la couche de forme propre (*passant à $80\mu < 5\%$*) bien graduée (*ES > 30, et compris dans le fuseau de Talbot*) compactée au minimum à 95 % de l'OPM.

IV.B.5 - TERRASSEMENTS

Le niveau fini du projet est prévu à la cote 33.85 NGF, ce qui nécessite des terrassements en déblai d'environ 3.35 m / TA.

- Extraction

Dans les sols meubles (*limons argileux et argiles limoneuses*) les travaux de terrassement ne poseront pas de problèmes particuliers d'exécution. Les déblais pourront être extraits par des engins à lame ou à godet.

- Stabilité des talus et des avoisinants

Des **talus en déblai provisoires secs et non surchargés en tête**, d'une hauteur maximale de 3.35 m, pourront être terrassés selon une pente de 3H/2V (2 horizontalement pour 2 verticalement) dans les limons argileux et les argiles limoneuses. Si l'environnement du site ne permet pas ce talutage au large, ou si des ouvrages se situent dans la zone d'influence du talus, on prévoira un ouvrage de soutènement, de type berlinoise par exemple.

En phase définitive, les murs adossés au terrain seront calculés en soutènement.

- Réemploi des matériaux du site en remblai

Les matériaux extraits sont classés A1, A1th, A2th ou A2h selon le GTR : ils sont réutilisables en remblai selon les conditions du GTR et notamment :

- réduction de la teneur en eau à prévoir à l'aide d'une aération ou d'un traitement à la chaux.
- réutilisation par temps de pluie exclue.
- sols A₁th et A₂th : non réutilisables en l'état

- sols A2h : sols difficile à mettre en œuvre du fait de leur portance faible. La mise en dépôt provisoire et le drainage préalable ne sont pas des solutions envisageables dans le climat français moyen. Le matelassage est à éviter au niveau de l'arase – terrassement. La réutilisation de ces sols en remblais sous une pluie même faible est à proscrire.

En aucun cas les matériaux du site ne pourront être réutilisés en remblais à une cote inférieure à celle de la nappe.

- Mise en œuvre des remblais

Les remblais constitués des matériaux de site seront mis en œuvre après décapage des limons argileux et de tout matériau évolutif ou de faible portance.

L'assise des remblais devra être horizontale.

Les remblais seront mis en œuvre par couches successives soigneusement compactées conformément aux recommandations GTR.

- Essais de contrôle

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

La bonne mise en œuvre des remblais nécessite une supervision géotechnique d'exécution (*mission G4*) incluant notamment un contrôle par essais à la plaque tout au long du chantier.

Un suivi continu de la qualité des terrassements en remblais est une condition nécessaire à l'obtention d'un résultat satisfaisant.

- Traitement du fond de forme

En fonction des surfaces à aménager et de la nature des sols (sols fins déformables), une solution de traitement des sols en place (*chaux/ciment*) pourra être adoptée.

Les teneurs en matière organique et en sulfates seront mesurées (risque de formation de sols expansifs par exemple).

Les dosages seront fonction de la teneur en eau au moment des travaux et du type de sol. Si cette solution est envisagée et/ou retenue, une étude spécifique d'aptitude au traitement devra être réalisée en laboratoire par l'entreprise titulaire.

- Sujétions d'exécution

Les règles de l'art seront respectées et notamment :

- drainage permanent de la plate-forme (*gravitaire, tranchées, pompage ...*) ;

- si malgré ces précautions, le drainage n'est pas suffisant, on devra prendre les dispositions suivantes : cloutage, géotextile, traitement au liant hydraulique,... ;
- protection des talus en phase provisoire (*fossés de tête et de pied, polyane* ...) ; dans certains cas, tranchées drainantes, masques drainants, éperons drainants, drains subhorizontaux à prévoir ;
- protection de talus en phase définitive (engazonnement, plantations, système pérenne de récupération des eaux,...) ;

IV.B.6 - MISE HORS D'EAU

- Phase provisoire

Lors de notre première intervention (*mars 2008*), nous avons observé de l'eau dans le sondage ST3* à une profondeur de 1.00 m/TA (soit à une cote de 35.60 NGF environ).

Cette profondeur est considérée dans le calcul suivant.

Un pompage provisoire sera nécessaire afin d'épuiser les venues d'eau et d'assécher la fouille lors des terrassements généraux. D'après la formule de SCHNEEBELI, le débit d'exhaure $Q = 2.5 \times k \times H \times \sqrt{S}$, avec :

- k = perméabilité du sol (1.10^{-6} m/s)
- H = rabattement de nappe souhaité (≈ 2.85 m)
- S = surface périmétrique mouillée (≈ 460 m²)

Soit un débit théorique de 3.4 m³ / h.

Une pompe de 20 m³/h devrait être suffisante pour épuiser la fouille (en considérant une perméabilité de l'ordre de 10^{-6} m/s).

- Phase définitive

Le niveau d'eau dans le sol est toujours susceptible de remonter en période pluvieuse (on considérera un niveau des plus hautes eaux à la cote du terrain actuel).

La stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des sous pressions a été vérifiée précédemment.

Dans tous les cas, l'incidence hydraulique de l'ouvrage devra être prise en compte vis à vis des avoisinants.

IV.B.7 - FONDATION DE LA STRUCTURE – BASSIN DE STOCKAGE DES EAUX DE RECUPERATION

- La fondation de l'ouvrage sera constituée par un **radier porteur rigide**, sollicitant les **limons argileux marron** par l'intermédiaire d'une couche de forme, et arrêté à la cote 37.20 NGF environ (soit à environ 50 cm au dessus du niveau NPHEE).

- Contraintes limites de calcul (DTU 13-12 mars 1988)- sondage PD6

Le bassin de traitement pourra être fondé sur un radier porteur rigide de 0.20 m d'épaisseur reportant les charges avec une contrainte qui devra être inférieure à l'ELU à :

$$\frac{q_u}{2} = \frac{q_d}{14}$$

Avec

- Q_d (résistance dynamique de pointe) ≈ 2.4 MPa

Ces terrains sont donc classés en classe de sol A (argiles et limons mous).

Le calcul donne :

$$\frac{q_d}{7} \approx 0.34 \text{ MPa}$$

D'où une contrainte de référence maximale admissible, à l'ELU:

$$q_{ad} < q_u/2$$

Et une contrainte de référence maximale admissible, à l'ELS:

$$q_{ad} < q_u/3$$

La contrainte verticale de référence à l'ELU doit être inférieure à : $q_{ad} < 170$ kPa

Vérification des contraintes verticales à l'ELU :

$$q = (1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q) / S = 54.10 \text{ kPa} < q_{ad} = 170 \text{ kPa}$$

avec:

G: charge permanente (= 50 T);

Q: charge variable (= 85 T).

S : 36 m²

- Tassements

Hypothèse d'une station enterrée et arrêtée à la cote 37.20 NGF, les tassements seront de l'ordre de 1.50 cm. Ces tassements devront être admissibles sans désordres par la structure.

- Sujétions d'exécution

Le radier sera mis en place après terrassement de la frange superficielle des limons argileux sur une épaisseur maximale de 0.30 m (*cote maximale 36.70 NGF*) et après la mise en œuvre d'une couche de forme d'une épaisseur de l'ordre de 50 cm débordant d'autant du radier.

Après mise à niveau du fond de forme, celui-ci sera reconditionné. Son compactage sera adapté à la nature du sol et aux conditions climatiques au moment des travaux. Un rabattement de la nappe sera réalisé à au moins 50 cm sous le fond de forme par l'intermédiaire de puits courts. Un cloutage du fond de fouille sera probablement nécessaire pour le stabiliser avant de mettre en œuvre la couche de forme. Il pourra s'agir également de la pose d'un lit de cailloux 20/60 dans un géotextile. Le béton de propreté du radier sera coulé sur la couche de forme propre (*passant à $80\mu < 5\%$ bien graduée ($ES > 30$, et compris dans le fuseau de Talbot)* compactée au minimum à 95 % de l'OPM.

IV.B.8 - TERRASSEMENTS

Le niveau fini du projet est prévu à la cote 37.20 NGF, ce qui nécessite un simple reprofilage du terrain.

- Extraction

Dans les sols meubles (*limons argileux*) les travaux de terrassement ne poseront pas de problèmes particuliers d'exécution. Les déblais pourront être extraits par des engins à lame ou à godet.

- Stabilité des talus et des avoisinants

Des talus en déblai provisoires secs et non surchargés en tête, pourront être terrassés selon une pente de 3H/2V (3 horizontalement pour 2 verticalement) dans les limons argileux. Si l'environnement du site ne permet pas ce talutage au large, ou si des ouvrages se situent dans la zone d'influence du talus, on prévoira un ouvrage de soutènement, de type berlinoise par exemple.

En phase définitive, les murs adossés au terrain seront calculés en soutènement.

- Mise en œuvre des remblais

Les remblais constitués des matériaux de site seront mis en œuvre après décapage des limons argileux et de tout matériau évolutif ou de faible portance.

L'assise des remblais devra être horizontale.

Les remblais seront mis en œuvre par couches successives soigneusement compactées conformément aux recommandations GTR.

- Essais de contrôle

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

La bonne mise en œuvre des remblais nécessite une supervision géotechnique d'exécution (*mission G4*) incluant notamment un contrôle par essais à la plaque tout au long du chantier.

Un suivi continu de la qualité des terrassements en remblais est une condition nécessaire à l'obtention d'un résultat satisfaisant.

- Traitement du fond de forme

En fonction des surfaces à aménager et de la nature des sols (sols fins déformables), une solution de traitement des sols en place (*chaux/ciment*) pourra être adoptée.

Les teneurs en matière organique et en sulfates seront mesurées (risque de formation de sols expansifs par exemple).

Les dosages seront fonction de la teneur en eau au moment des travaux et du type de sol. Si cette solution est envisagée et/ou retenue, une étude spécifique d'aptitude au traitement devra être réalisée en laboratoire par l'entreprise titulaire.

- Sujétions d'exécution

Les règles de l'art seront respectées et notamment :

- drainage permanent de la plate-forme (*gravitaire, tranchées, pompage ...*) ;
- si malgré ces précautions, le drainage n'est pas suffisant, on devra prendre les dispositions suivantes : cloutage, géotextile, traitement au liant hydraulique,... ;
- protection des talus en phase provisoire (*fossés de tête et de pied, polyane ...*) ; dans certains cas, tranchées drainantes, masques drainants, éperons drainants, drains subhorizontaux à prévoir ;
- protection de talus en phase définitive (engazonnement, plantations, système pérenne de récupération des eaux,...) ;

V– ETUDE DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES (BASSIN DE RETENTION DES EAUX PLUVIALES A CIEL OUVERT, CHAUSSEE RESERVOIR)

Il est prévu de réaliser 2 bassins de rétention en terre des eaux pluviales à ciel ouvert à l'Est des bâtiments existants, l'un aura une capacité de 150 m³ (surface au sol de 210 m² et une profondeur de 0.80 m), l'autre une capacité de 210 m³ (surface au sol de 525 m² et une profondeur de 0.40 m).

Les niveaux d'eau dans les bassins sont prévus à une cote de 36.50 NGF.

Au vu du NPHEE considéré à la cote du terrain actuel, ce type de bassin n'est pas adapté. Il y aura lieu de s'orienter vers l'une des solutions suivantes :

- **Surélévation des bassins de manière à ce que le niveau d'assise soit au dessus de la cote du NPHEE (36.67 m NGF)**
- **Ou réalisation de bassins étanches en Génie Civil tels que étudiés dans les chapitres précédents.**

V.1. TERRASSEMENTS (CAS DE BASSINS EN REMBLAI SURELEVES)

La profondeur des bassins sera de 40 à 80 cm environ, ce qui nécessitera un simple reprofilage du terrain.

- Extraction

Dans les sols meubles (limons argileux et argiles limoneuses) les travaux de terrassement ne poseront pas de problèmes particuliers d'exécution. Les déblais pourront être extraits par des engins à lame ou à godet.

Dans tous les cas, la méthodologie mise en œuvre devra tenir compte des avoisinants. Si nécessaire, une étude de vibrations sera menée.

- Stabilité des talus

Le mode d'exécution des terrassements dépend étroitement du niveau d'assise des avoisinants : ouvrages mitoyens, voiries, réseaux, ...

Les talus en déblai auront une pente de 3H/2V (*3 horizontalement pour 2 verticalement*).

- Réemploi des matériaux du site en remblai

Les matériaux extraits sont classés A1, A1th, A2th ou A2h selon le GTR : ils sont réutilisables en remblai selon les conditions du GTR et notamment :

- réduction de la teneur en eau à prévoir à l'aide d'une aération ou d'un traitement à la chaux.
- réutilisation par temps de pluie exclue.
- sols A₁th et A₂th : non réutilisables en l'état (traitement à prévoir)
- sols A₂h : sols difficile à mettre en œuvre du fait de leur portance faible. La mise en dépôt provisoire et le drainage préalable ne sont pas des solutions envisageables dans le climat français moyen. Le matelassage est à éviter au niveau de l'arase – terrassement. La réutilisation de ces sols en remblais sous une pluie même faible est à proscrire.

- Compactage des remblais

Les essais de compactage réalisés (essais Proctor) ont permis de définir la teneur en eau optimale des terrains superficiels pour le compactage.

Ces teneurs en eau sont reprises dans le tableau suivant :

Sondages	F1	F3	F11
Profondeur (m)	0.30 → 1.90	0.00 → 1.30	0.00 → 1.80
formation	limon argileux marron		
W _{OPN} (%)	15.50	15.00	14.30
W nat (%)	18.10	18.50	20.80

Pour une mise en œuvre optimale des terrains en remblais, il conviendra donc d'assécher les sols après leur extraction par traitement à la chaux ou au liant hydraulique par exemple.

- Traitement du fond de forme

En fonction des surfaces à aménager et de la nature des sols (sols fins déformables), une solution de traitement des sols en place (*chaux/ciment*) pourra être adoptée.

Les teneurs en matière organique et en sulfates seront mesurées (risque de formation de sols expansifs par exemple).

Les dosages seront fonction de la teneur en eau au moment des travaux et du type de sol. Si cette solution est envisagée et/ou retenue, une étude spécifique d'aptitude au traitement devra être réalisée en laboratoire.

- Sujétions d'exécution

Les règles de l'art seront respectées et notamment :

- drainage permanent de la plate-forme (*gravitaire, tranchées, pompage ...*) ;
- si malgré ces précautions, le drainage n'est pas suffisant, on devra prendre les dispositions suivantes : cloutage, géotextile, traitement au liant hydraulique,... ;
- protection des talus en phase provisoire (*fossés de tête et de pied, polyane ...*) ; dans certains cas, tranchées drainantes, masques drainants, éperons drainants, drains subhorizontaux à prévoir ;

De même, la réalisation de noues et de chaussées réservoirs à la base des structures de chaussée, c'est-à-dire vers 1.00 m de profondeur d'après les plans fournis, n'est pas adaptée. En cas de remontée de la nappe, ces ouvrages seront saturés et provoqueront la mise en charge du réseau de collecte des eaux pluviales.

La surélévation générale du terrain est nécessaire afin de les implanter au dessus du NPHEE et de garantir leur fonctionnement tout au long de l'année. Si tel n'était pas le cas il devra être admis que le terrain sera inondé à certaines époques et que le fonctionnement hydraulique des chaussées réservoir sera inopérant (ouvrage en charge, noyé sous les eaux, exutoire noyé), ce qui engendrera des phénomènes d'engorgement, de refoulement et de colmatage temporaire des ouvrages. Cette remarque est d'ailleurs également valable pour les noues et les bassins à ciel ouverts prévus dans le cadre du projet.

VI. VOIRIES

Le projet comporte des voiries et parkings pour VL dont le niveau fini varie entre les cotes 36.38 NGF et 36.45 NGF pour les parkings et 36.27 NGF à 36.50 NGF pour la voirie d'accès. On considérera le niveau de la nappe à la cote du terrain actuel.

- Préparation du fond de forme

Après décapage de la terre végétale sur une épaisseur minimum de 0,30 m, le fond de forme sera constitué de limon argileux (*classe GTR A₁, A_{1th} et A_{2h}*) ; la classe d'arase sera de type P.S.T.0 au minimum dans les conditions climatiques les plus défavorables. On notera les valeurs faibles d'indice IPI mesurées sur le terrain naturel (de 0 à 5 voir page 12).

Toute poche décomprimée, de matériau évolutif ou de moindre consistance rencontrée en fond de forme sera purgée.

Des travaux d'amélioration de la plate-forme sont nécessaires afin de pouvoir compacter les matériaux en couche de forme. Il pourra s'agir d'un cloutage, de la pose d'un géotextile ou d'une substitution.

On prévoira la réalisation d'une couche de forme en classe D2 selon le GTR, comportant moins de 5 % de fines. Son épaisseur sera de l'ordre de 50 cm selon les conditions du GTR.

La couche de forme devra être réceptionnée à l'aide d'une campagne d'essais à la plaque (objectif minimum : EV2 > 50 MPa, correspondant à une classe de plate-forme support de chaussée de type PF2).

Les matériaux seront mis en œuvre conformément au GTR.

- Sujétions particulières

On veillera à limiter les infiltrations d'eau au niveau de ces sols supports de chaussée (*fossés, drainage...*).

Les couches de chaussée seront mises en œuvre, compactées et contrôlées suivant les spécifications en vigueur.

*

* *

La mise en œuvre de l'ensemble des missions géotechniques (G3 à G4) devra suivre la présente étude (mission G2).

*

* *

Nous restons à l'entière disposition des Responsables du Projet pour tout renseignement complémentaire.

CONDITIONS D'UTILISATION DU PRESENT DOCUMENT

1. **GEOTEC** ne peut être en aucun cas tenu à une obligation de résultats car les prestations d'études et de conseil sont réputées incertaines par nature, **GEOTEC** n'est donc tenu qu'à une obligation de moyens.
2. Le présent document et ses annexes constituent un tout indissociable. Les interprétations erronées qui pourront en être faites à partir d'une communication ou reproduction partielle ne saurait engager la Société **GEOTEC**. En particulier, il ne s'applique qu'aux ouvrages décrits et uniquement à ces derniers.
3. Toute modification du projet initial concernant la conception, l'implantation, le niveau ou la taille de l'ouvrage devra être signalée à **GEOTEC**. En effet, ces modifications peuvent être de nature à rendre caducs certains éléments ou la totalité des conclusions de l'étude.
4. Si, en l'absence de plans précis des ouvrages projetés, **GEOTEC** a été amené dans le présent document à faire une ou des hypothèses sur le projet, il appartient au Maître d'Ouvrage ou à son Maître d'Œuvre, de communiquer par écrit ses observations éventuelles à **GEOTEC** sans quoi, il ne pourrait en aucun cas et pour aucune raison être reproché à **GEOTEC** d'avoir établi son étude pour le projet décrit dans le présent document.

5. Des éléments nouveaux mis en évidence lors de reconnaissances complémentaires ou lors de l'exécution des fouilles ou des fondations et n'ayant pu être détectés au cours des opérations de *reconnaissance (par exemple : failles, remblais anciens ou récents, cavene de dissolution, hétérogénéité localisée, venue d'eau, pollution, etc.)* peuvent rendre caduques les conclusions du présent document en tout ou en partie.

Ces éléments nouveaux ainsi que tout incident important survenant au cours des travaux (*éboulements des fouilles, dégâts occasionnés aux constructions existantes, glissement de talus, etc.*) doivent être immédiatement signalés à **GEOTEC** pour lui permettre de reconsidérer et d'adapter éventuellement les solutions initialement préconisées et ceci dans le cadre de missions complémentaires.

6. Pour les raisons développées au § 4, et sauf stipulation contraire explicite de la part de **GEOTEC**, l'utilisation de la présente étude pour chiffrer, à forfait ou non, le coût de tout ou partie des ouvrages d'infrastructure ne saurait en aucun cas engager la responsabilité de **GEOTEC**. Une mission G2 minimum est nécessaire pour estimer des quantités, coûts et délais d'ouvrages géotechniques.
7. **GEOTEC** ne pourrait être rendu responsable des modifications apportées à la présente étude sans son consentement écrit.
8. Il est vivement recommandé au Maître d'Ouvrage, au Maître d'Œuvre ou à l'Entreprise de faire procéder, au moment de l'ouverture des fouilles ou de la réalisation des premiers pieux ou puits, à une visite de chantier par un spécialiste. Cette visite est normalement prévue par **GEOTEC** lorsqu'elle est chargée d'une mission spécifique G4 de suivi de l'exécution des travaux de fondations. Le client est alors prié de prévenir **GEOTEC** en temps utile.

Cette visite a pour objet de vérifier que la nature des sols et la profondeur de l'horizon de fondation sont conformes aux données de l'étude. Elle donne lieu à l'établissement d'un compte-rendu.

9. Les éventuelles altitudes indiquées pour chaque sondage (*qu'il s'agisse de cotes de références rattachées à un repère arbitraire ou de cotes NGF*) ne sont données qu'à titre indicatif. Seules font foi les profondeurs mesurées depuis le sommet des sondages et comptées à partir du niveau du sol au moment de la réalisation des essais. Pour que ces altitudes soient garanties, il convient qu'elles soient relevées par un Géomètre Expert. Il en va de même pour l'implantation des sondages sur le terrain.
10. Le Maître d'Ouvrage devra informer **GEOTEC** de la Date Réelle d'Ouverture du Chantier (*DROC*) et faire réactualiser le présent document en cas d'ouverture de chantier plus de 2 ans après la date d'établissement du présent document. De même il est tenu d'informer **GEOTEC** du montant global de l'opération et de la date prévisible de réception de l'ouvrage.

CLASSIFICATION DES MISSIONS TYPES D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique doit suivre les étapes d'élaboration et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géologiques. Chaque mission s'appuie sur des investigations géotechniques spécifiques. Il appartient au maître d'ouvrage ou à son mandataire de veiller à la réalisation successive de toutes ces missions par une ingénierie géotechnique.

ETAPE 1 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES PRELABLES (G1)

Ces missions excluent toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre d'une mission d'étude géotechnique de projet (étape 2). Elles sont normalement à la charge du maître d'ouvrage.

ETUDE GEOTECHNIQUE PRELIMINAIRE DE SITE (G11)

Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire ou d'esquisse et permet une première identification des risques géologiques d'un site :

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique spécifique du site et l'existence d'avoisinants.
- Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport avec un modèle géologique préliminaire, certains principes généraux d'adaptation du projet au site et une première identification des risques.

ETUDE GEOTECHNIQUE D'AVANT PROJET (G12)

Elle est réalisée au stade d'avant projet et permet de réduire les conséquences des risques géologiques majeurs identifiés :

- Définir 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, certains principes généraux de construction (notamment terrassements, soutènements, fondations, risques de déformation des terrains, dispositions générales vis-à-vis des nappes et avoisinants).

Cette étude sera obligatoirement complétée lors de l'étude géotechnique de projet (étape 2).

ETAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE PROJET (G2)

Elle est réalisée pour définir le projet des ouvrages géotechniques et permet de réduire les conséquences des risques géologiques importants identifiés. Elle est normalement à la charge du maître d'ouvrage et peut être intégrée à la mission de maîtrise d'œuvre générale.

Phase Projet

- Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir une synthèse actualisée du site et les notes techniques donnant les méthodes d'exécution proposées pour les ouvrages géotechniques (notamment terrassements, soutènements, fondations, dispositions vis-à-vis des nappes et avoisinants) et les valeurs seuils associées, certaines notes de calcul de dimensionnement niveau projet.
- Fournir une approche des quantités/délais/coûts d'exécution de ces ouvrages géotechniques et une identification des conséquences des risques géologiques résiduels.

Phase Assistance aux Contrats de Travaux

- Etablir les documents nécessaires à la consultation des entreprises pour l'exécution des ouvrages géotechniques (plans, notices techniques, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).
- Assister le client pour la sélection des entreprises et l'analyse technique des offres.

ETAPE 3 : EXECUTION DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES (G3 et G4, distinctes et simultanées)

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXÉCUTION (G3)

Se déroulant en 2 phases interactives et indissociables, elle permet de réduire les risques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures d'adaptation ou d'optimisation. Elle est normalement confiée à l'entrepreneur.

Phase Etude

- Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Etudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment validation des hypothèses géotechniques, définition et dimensionnement (calculs justificatifs), méthodes et conditions d'exécution (phasages, suivis, contrôles, auscultations en fonction des valeurs seuils associées, dispositions constructives complémentaires éventuelles), élaborer le dossier géotechnique d'exécution.

Phase Suivi

- Suivre le programme d'auscultation et l'exécution des ouvrages géotechniques, déclencher si nécessaire les dispositions constructives prédéfinies en phase Etude.
- Vérifier les données géotechniques par relevés lors des excavations et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).
- Participer à l'établissement du dossier de fin de travaux et des recommandations de maintenance des ouvrages géotechniques.

SUPERVISION GEOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Elle permet de vérifier la conformité aux objectifs du projet, de l'étude et du suivi géotechniques d'exécution. Elle est normalement à la charge du maître d'ouvrage.

Phase Supervision de l'étude d'exécution

- Avis sur l'étude géotechnique d'exécution, sur les adaptations ou optimisations potentielles des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, sur le programme d'auscultation et les valeurs seuils associées.

Phase Supervision du suivi d'exécution

- Avis, par interventions ponctuelles sur le chantier, sur le contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur, sur le comportement observé de l'ouvrage et des avoisinants concernés et sur l'adaptation ou l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur.

DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)

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

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

- Etudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, rabattement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans d'autres éléments géotechniques.

Des études géotechniques de projet et/ou d'exécution, de suivi et supervision, doivent être réalisées ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique, si ce diagnostic conduit à modifier ou réaliser des travaux.

EXTRAIT DE LA NORME NF P 94-500 REVISEE EN 2006

4. Classification et enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique

Tout ouvrage est en interaction avec son environnement géotechnique. C'est pourquoi, au même titre que les autres ingénieries, l'ingénierie géotechnique est une composante de la maîtrise d'œuvre indispensable à l'étude puis à la réalisation de tout projet.

Le modèle géologique et le contexte géotechnique général d'un site, définis lors d'une mission géotechnique préliminaire, ne peuvent servir qu'à identifier des risques potentiels liés aux aléas géologiques du site. L'étude de leurs conséquences et leur réduction éventuelle ne peut être faite que lors d'une mission géotechnique au stade de la mise au point du projet : en effet les contraintes géotechniques de site sont conditionnées par la nature de l'ouvrage et variables dans le temps, puisque les formations géologiques se comportent différemment en fonction des sollicitations auxquelles elles sont soumises (géométrie de l'ouvrage, intensité et durée des efforts, cycles climatiques, procédés de construction, phasage des travaux notamment).

L'ingénierie géotechnique doit donc être associée aux autres ingénieries, à toutes les étapes successives d'étude et de réalisation d'un projet, et ainsi contribuer à une gestion efficace des risques géologiques afin de fiabiliser le délai d'exécution, le coût réel et la qualité des ouvrages géotechniques que comporte le projet.

L'enchaînement et la définition synthétique des missions types d'ingénierie géotechnique sont donnés dans les tableaux 1 et 2. Les éléments de chaque mission sont spécifiés dans les chapitres 7 à 9. Les exigences qui y sont présentées sont à respecter pour chacune des missions, en plus des exigences générales décrites au chapitre 5 de la présente norme. L'objectif de chaque mission, ainsi que ses limites, sont rappelés en tête de chaque chapitre. Les éléments de la prestation d'investigations géotechniques sont spécifiés au chapitre 6.

Tableau 1 – Schéma d'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique

Étape	Phase d'avancement du projet	Missions d'ingénierie géotechnique	Objectifs en termes de gestion des risques liés aux aléas géologiques	Prestations d'investigations géotechniques *
1	Étude préliminaire	Étude géotechnique préliminaire de site (G11)	Première identification des risques	Fonction des données existantes
	Étude d'esquisse			
	Avant projet	Étude géotechnique d'avant-projet (G12)	Identification des aléas majeurs et principes généraux pour en limiter les conséquences	Fonction des données existantes et de l'avant-projet
2	Projet Assistance aux Contrats de Travaux (ACT)	Étude géotechnique de projet (G2)	Identification des aléas importants et dispositions pour en réduire les conséquences	Fonction des choix constructifs
3	Exécution	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3)	Identification des aléas résiduels et dispositions pour en limiter les conséquences	Fonction des méthodes de construction mises en œuvre
		Supervision géotechnique d'exécution (G4)		Fonction des conditions rencontrées à l'exécution
Cas particulier	Étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques	Diagnostic géotechnique (G5)	Analyse des risques liés à ce ou ces éléments géotechniques	Fonction de la spécificité des éléments étudiés
* NOTE : A définir par l'ingénierie géotechnique chargée de la mission correspondante				