Mission géotechnique d'avant-projet

Projet de développement du site sportif de l'île de Vaires sur Marne (77)

Décembre 2012
Rapport A69 386 /A

Préparé pour :

îledeFrance
REGION ILE DE FRANCE
Direction de la Culture, du Tourisme, des Sports et des Loisirs
Unité Société
115 rue du Bac - 75007 PARIS

DIRECTION DE LA CULTURE, DU TOURISME ET DES SPORTS LOISIRS - UNITE SOCIETE
REGION ILE DE FRANCE
MANDATAIRE : SAERP
7 rue Watt
75 629 PARIS Cedex 13

Préparé par :

Agence Paris Centre Normandie
Implantation d'Arcueil
29 avenue Aristide Briand
94117 Arcueil cedex
Tél. : 01 57 63 14 00

Sommaire

Pages

1. NATURE DU PROJET ET OBJECTIFS 5

2. CONTEXTE GEOLOGIQUE, HYDROGEOLOGIQUE 6

2.1. GEOLOGIE AU DROIT DU SITE 7
2.2. HYDROGEOLOGIE 7
2.3. RISQUES NATURELS 8

3. CAMPAGNE D'INVESTIGATIONS 2012 10

3.1. PROGRAMME 10
3.2. RESULTATS 10
3.2.1. CARACTERISATION GEOMECANIQUE DES HORIZONS 10
3.2.2. MODELE GEOTECHNIQUE 14

4. ETUDE DES OUVRAGES 15

4.1. METHODES DE CALCUL 15
4.2. LES EXISTANTS 16
4.2.1. EXISTANTS DU POLE 4 16
4.2.2. BATIMENT NAUTIQUE A DEMOLIR 17
4.3. POLE 1 17
4.3.1. GEOMETRIE DE L'OUVRAGE 17
4.3.2. PREDIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS 18
4.3.3. MISE EN PLACE DES REMBLAIS CONTRE LES FAÇADES 19
4.4. POLE 2 20
4.4.1. GEOMETRIE DE L'OUVRAGE 20
4.4.2. PREDIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS 21
4.5. POLE 3 24
4.5.1. GEOMETRIE DE L'OUVRAGE 24
4.5.2. MISE EN PLACE DES REMBLAIS CONTRE LES FAÇADES 26
4.6. POLE 4 27
4.6.1. GEOMETRIE DE L'OUVRAGE 27
4.6.2. PREDIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS 27
4.7. TOUR D'ARRIVEE EAU PLATE ET PASSERELLE D'ACCES 29
4.8. BATIMENT D'ARRIVEE EAU VIVE 31
4.8.1. PREDIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS 31
4.9. PASSERELLE D'ACCES A L'ILOT CENTRAL DU STADE D'EAU VIVE 32
4.9.1. GEOMETRIE ET HYPOTHESES DE CALCUL 32
4.9.2. PREDIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS 33
4.10. PONTS PAYSAGERS 1 ET 2 33
4.10.1. GEOMETRIE ET HYPOTHESES DE CALCUL 33
4.10.2. PREDIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS 34
4.1. PONTS N°1 ET N°2 35
4.1.1. GEOMETRIE ET HYPOTHESES DE CALCUL 35

4.1.2. PREDIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS DU PONT 1 36
4.1.3. PREDIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS DU PONT 2 37
4.2. STADE D'EAU VIVE 38
4.2.1. METHODE 38
4.2.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE 38
4.2.3. MODELES GEOTECHNIQUES 38
4.2.4. AMELIORATION DES SOLS 44
4.2.5. TRAVAUX SOUS LE NIVEAU DE LA NAPPE 46
4.2.6. STABILITE DES OUVRAGES EN CAS DE CRUE 46
4.1. VOIRIES 47
4.1.1. HYPOTHESES DE CALCULS 47
4.1.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE 48
4.1.3. VERIFICATION DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE AVEC UN NIVEAU DE RISQUES A 30% 48
4.1.4. REMPLOI DES MATERIAUX 49

5. RECOMMANDATIONS 50

5.1. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES 50
5.2. TERRASSEMENTS ET REUTILISATION DES MATERIAUX 51

Liste des figures

Figure 1 : Photographie aérienne du site et implantation du projet 6
Figure 2 : Zone d'inondabilité (Extrait Cartorisque, (www.prim.net) 9
Figure 3 : coupe de principe – pieux pole 4 16
Figure 4 : coupe transversale pole 1 17
Figure 5 : coupe transversale – remblai contre façade 19
Figure 6 : coupe longitudinale bâtiment pont 1 20
Figure 7 : Vue façade Sud bâtiment pont 1 20
Figure 8 : coupe longitudinale bâtiment pont 2 21
Figure 9 : Vue façade Est du pole 4 27
Figure 10 : Principe de conception du bâtiment d'arrivée eau Vive 31
Figure 11 : Vue de la passerelle de la rivière de compétition 32
Figure 12 : localisation du pont n°1 35
Figure 13 : Implantation des sondages dans les bassins 5 et 6 40
Figure 14 : Implantation des sondages dans les bassins 2 et 3 42

Liste des tableaux

Tableau 1 : Résultats des analyses réalisées sur les prélèvements d'eau 11
Tableau 2 : Classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques des eaux souterraines (NF EN 206-1) 11
Tableau 3 : Résultats des analyses d'agressivité vis-à-vis des bétons 12
Tableau 4 : Classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques des sols naturels (NF EN 206-1)..... 12
Tableau 5 : Estimation de la portance des pieux selon le diamètre 600 19
Tableau 6 : Estimation de la portance des pieux de 14 m avec une tête à 41 m NGF..... 23
Tableau 7 : Estimation de la portance des pieux 2 longueurs avec une tête à 38 m NGF 23
Tableau 8 : Estimation de la portance des pieux selon 1 diamètre 600 26
Tableau 9 : Estimation de la portance des pieux selon un diamètre 400 28
Tableau 10 : Estimation de la portance d'un pieu Ø 800 de 20 m 30
Tableau 11 : Estimation de la portance d'un pieu Ø 600 de 13 m 30
Tableau 12 : Estimation de la portance des pieux selon 1 diamètre 400 33
Tableau 13 : Estimation de la portance des pieux selon deux diamètres..... 35
Tableau 14 : Estimation de la portance des pieux selon un diamètre 400 36
Tableau 15 : Estimation de la portance des pieux selon un diamètre 800 37
Tableau 16 : Modèle géotechnique du bassin 6 39
Tableau 17 : Modèle géotechnique du bassin 5 40
Tableau 18 : Essais de caractérisation des dépôts silteux 40
Tableau 19 : Modèle géotechnique du bassin 2 41
Tableau 20 : Essais de caractérisation des dépôts silteux 41
Tableau 21 : Modèle géotechnique du bassin 3 42
Tableau 22 : Essais de caractérisation des dépôts silteux 42
Tableau 23 : Composition des digues 43
Tableau 24 : Succession des couches structurelles de la chaussée 48
Tableau 25 : Caractéristiques mécaniques – Tref=15°C/f=10 Hz..... 48
Tableau 26 : Vérification de structure 48
Tableau 27 : Classification GTR des matériaux à la cote voirie..... 49

Liste des annexes

Annexe 1 : Plan d'implantation des sondages des campagnes antérieures et sondages de références (sélection pour l'analyse des données au droit des bassins)
Annexe 2 : Plan d'implantation des sondages Antea Group 2012
Annexe 3 : Fiches de prélèvement des sols
Annexe 4 : Fiches de reconnaissance des fondations
Annexe 5 : Résultats de laboratoire géomécanique
Annexe 6 : Résultats de laboratoire environnemental
Annexe 7 : Résultats des essais Lefranc
Annexe 8 : Coupes des sondages pressiométriques
Annexe 9 : Profils géotechnique sous les batiments
Annexe 10 : Modélisation Foxta des inclusions

1. Nature du projet et objectifs

Le projet de réaménagement du site sportif de l'île de Vaires (77), créé en 1991 sur d'anciennes carrières de sables et de graviers, concerne une zone de 180 hectares, dont un plan d'eau de 90 hectares, aménagé spécialement pour la compétition d'aviron et de canoë-kayak. La région est propriétaire du site depuis 1997, attribuant la gestion à l'UCPA pour la partie sportive et à l'Agence des espaces verts pour les espaces naturels.

A partir de 1977, la zone d'étude était une ancienne gravière occupée par 6 bassins de décantation séparés par des merlons en remblais faisant office de cloisonnement. Ces derniers ont été comblés, d'une part par décantation des boues de lavage des matériaux en cours d'exploitation et d'autre part en fin d'exploitation au moyen de matériaux hétérogènes pouvant être en partie d'origine anthropique. Le comblement final a été approximativement opéré en 1990.

La région Ile-de-France a missionné Antea Group pour la réalisation d'une étude géotechnique d'avant-projet (G12).

Le présent rapport présente l'interprétation des résultats de la campagne, ainsi que des recommandations constructives qui en découlent au stade de l'avant-projet.

La mission a pour objectif :

- la définition du type de fondations et un exemple de predimensionnement pour les bâtiments, ponts et passerelles ainsi que pour les ouvrages du stade d'eau vive (bassins, rivières et stations de pompage).
- la proposition de structures de chaussées.
- Une estimation du tassement des remblais contre les façades des bâtiments des pôles 1, 2, 3, 4 et bâtiments annexes aux bassins et leurs incidences sur les fondations.
- la reconnaissance des fondations des bâtiments existants (pole 4 existant et bâtiment nautique).
- une proposition et un predimensionnement de solution pour la réalisation des ouvrages situés sous le niveau de la nappe.
- une proposition et un predimensionnement de solution pour assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des sous pressions.
- une proposition et un predimensionnement de solution pour assurer la stabilité des talus en phase provisoire et définitive.

2. Contexte géologique, hydrogéologique

Le projet se situe dans le sud de la commune de Vaires sur Marne, dans le département de la Seine-et-Marne (77). Le projet est bordé au Sud Est par la Marne, et à l'Ouest par le lac de Vaires. Le terrain naturel où sera réalisé le futur projet se situe entre 42.4 NGF et 43.6 NGF.

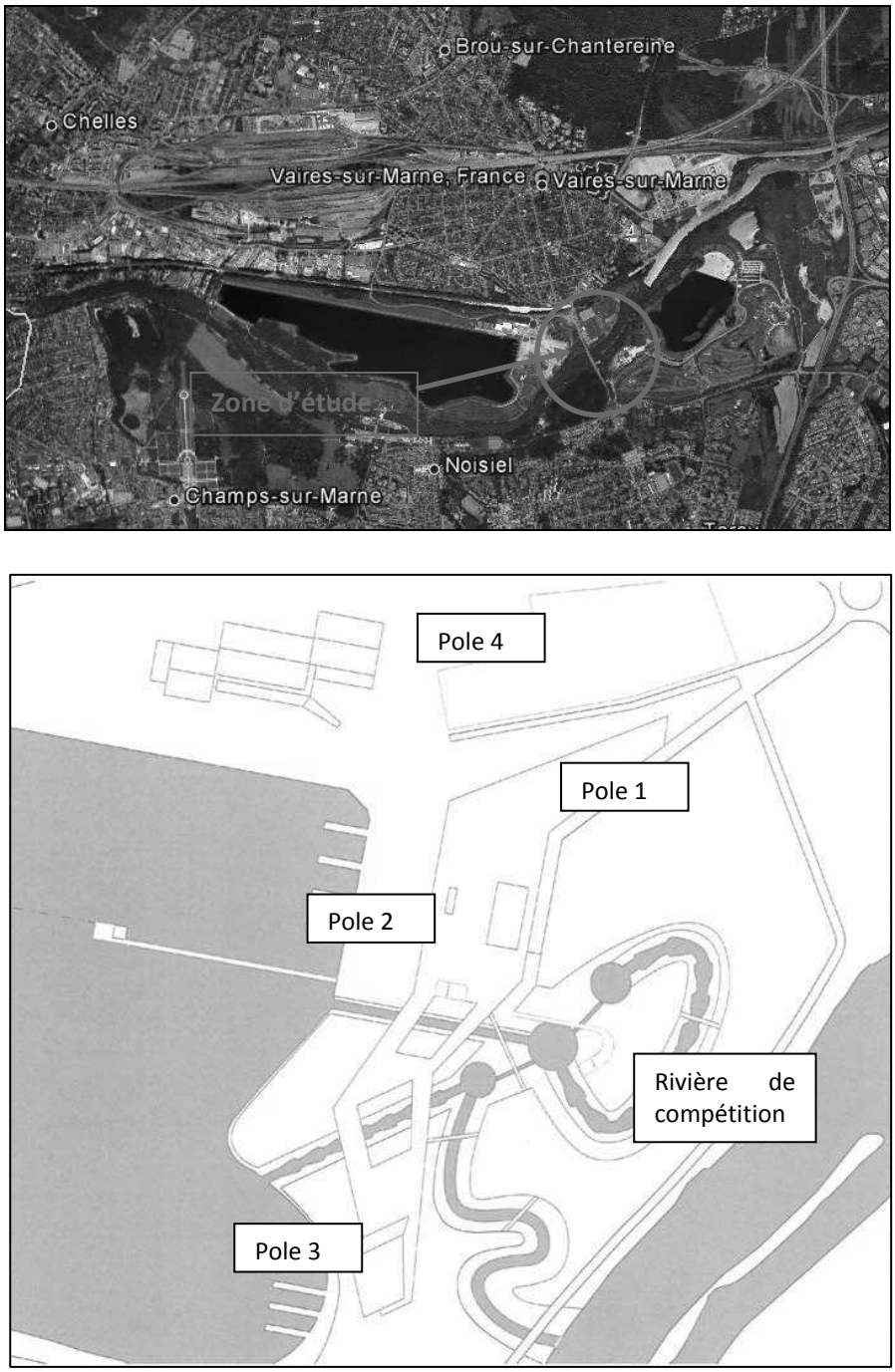


Figure 1 : Photographie aérienne du site et implantation du projet

2.1. Géologie au droit du site

D'après les données collectées sur le site, la succession géologique au droit du projet est la suivante, les terrains étant décrits du plus récent au plus ancien. Nous donnons ci-après l'épaisseur moyenne rencontrée au droit des forages.

- **Remblais (R) :** ils sont par nature hétérogène : limoneux, argileux et sableux avec des débris coquillers voire parfois des débris anthropiques (plastique, briques, polystyrène). Ils sont d'épaisseur variable, en fonction du profilage du site.

Epaisseur comprise entre 3,5 et 14 m.

- **Alluvions modernes (Am) :** Silts argileux ou sablons silteux de plasticité faible à moyenne.

Epaisseur moyenne : 2,5 m.

- **Alluvions anciennes (Aa) :** Sables beiges silteux à graveleux avec présence de débris coquillers. Cette formation a fait l'objet d'exploitation comme granulat sablo-graveleux.

Epaisseur moyenne : 7,5 m.

- **Marno-calcaire de Saint-Ouen (MSO) - Bartonien supérieur :** constitués d'une alternance de marnes beiges plus ou moins sableuses et de bancs calcaires.

Epaisseur comprise entre 1,5 et 4 m

- **Sables ou grès de Beauchamp (SB) - Bartonien inférieur** : il s'agit de sables fins verdâtres parfois argileux présentant des petits graviers.

Epaisseur moyenne : 10 m.

- **Marnes et Caillasses (MC) - Lutétien supérieur** : Les marnes et caillasses constituent une série laguno-lacustre. Au sommet prédominent les marnes blanches, plus ou moins argileuses et magnésiennes, alors qu'à la base, les bancs de calcaires siliceux (caillasses) deviennent nombreux. Il est relevé des passages gypseux.

2.2. Hydrogéologie

Deux aquifères sont susceptibles d'intéresser le projet :

- la nappe alluviale au sein des remblais et des alluvions anciennes située en moyenne à +38,5 m NGF (cote retenue dans nos calculs) ;
- la nappe captive de l'Eocène relevée à +38,4 m NGF. Nous attirons l'attention sur le fait que la nappe de l'éocène est captive, voire proche de l'artesianisme et a nécessité le comblement des forages profonds avec une cimentation adaptée afin de ne pas générer de circulation entre les nappes.

Les nappes plus profondes (Craie et Albien) ne présentent pas d'impacts sur le projet.

Dans les piézomètres ayant une prise de pression dans la nappe alluviale, les niveaux d'eau mesurés sont les suivants :

- Pz04-1 : +38,55 NGF/Pz04-2 : +37,75 NGF (à proximité de la rivière pédagogique),
- PZ1 : +39,94 NGF/PZ2 : +39,98 NGF/PZ3 : +37,98 NGF (rivière d'entrainement),
- PZ4 : +42,24 NGF (entre la Marne et la rivière de compétition),
- PZ03-1 : +38,15 NGF/PZ03-2 : +37,9 NGF (respectivement au Sud et au Nord de la rivière de compétition),
- PZ03-3 : +38,5 NGF (bassin d'arrivée).

Les niveaux d'eau mesurés en fin de campagne en décembre 2012 sont les suivants :

Piézomètre	**Niveau statique mesuré (m par rapport au repère)**	**Hauteur du repère par rapport au sol (m)**	**Niveau m NGF**
SP2 (canal d'amené)	2,46	0,3	39.6
SP3 (rivière d'entrainement)	3,8	0,42	38.7
SP8 (bassin d'arrivée)	1,26	0,3	41.6
SP11 (bassin de départ)	1,93	0,2	41.7

Globalement, le niveau moyen de la nappe alluviale dans les différents sondages réalisés en aout 2002 est proche de +38,5 NGF, sauf en bordure de Marne et du plan d'eau où le niveau piézométrique est plus important.

Il est à noter que les niveaux d'eau relevés en décembre 2012 au centre des rivières et bassins présentent des cotes proches de 41,5 m NGF et sont probablement dues à la période de mesure et par la présence de pièges d'impluvium causés par des horizons ponctuellement peu perméables dans les remblais hétérogènes. Dans le cadre de l'étude de projet, ces niveaux devront être vérifiés.
Le niveau des plus hautes eaux est fixé à 41,5 m NGF.

2.3. Risques naturels

Aucune carrière souterraine n'est répertoriée ni à proximité, ni au droit du site.

Selon le nouveau zonage sismique de la France (Mis à jour 01/01/2010), le site est répertorié en zone de sismicité faible.

Selon la base de données BSS, le site d'étude est répertorié en zone d'aléa faible (cf. figure ci-dessous).

Selon le PPRn, la commune de Vaires-sur-Marne est concernée par le risque d'inondation par crue (débordement de la Marne) ou par débordement lent (nappe sub-affleurante). La figure suivante représente l'emprise des risques d'inondation par crue et remontée de nappe.

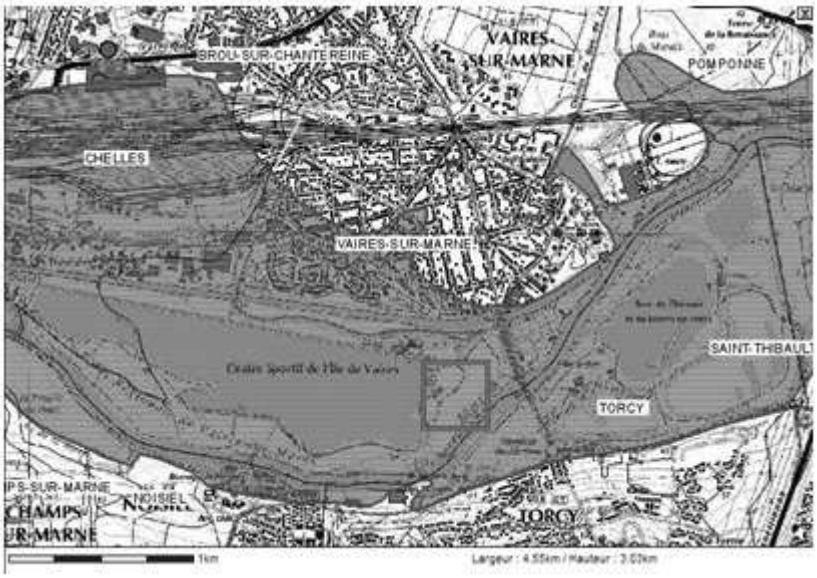


Figure 2 : Zone d'inondabilité (Extrait Cartorisque, (www.prim.net)

3. Campagne d'investigations 2012

3.1. Programme

Les investigations ont été réalisées entre le 8 novembre et le 7 décembre 2012.
Elles ont consisté en la réalisation de :

- 13 sondages destructifs jusqu'à 30 m de profondeur/TN avec essais pressiométriques et enregistrements des paramètres de forages (vitesse d'avancement de l'outil, pression sur l'outil, pression du fluide, couple de rotation). Ces sondages ont été réalisés au droit des bâtiments des pôles 1 à 4 et ouvrages (bassins/ponts/passerelles/rivière) noté SP1 à SP13 ; ces sondages ont été rebouchés vis-à-vis du phénomène d'artésianisme de la nappe captive de l'Eocène.
- réalisation de 4 sondages destructifs en tube piézométrique couplés aux SP2, SP3, SP8 et SP11 d'une longueur ed 10 m pour s'affranchir des phénomènes d'artesianisme de la nappe sous-jacente.
- 4 essais de perméabilité type LEFRANC réalisés dans les formations superficielles ;
- 2 analyses sur les sols et l'eau réalisées pour déterminer la classe d'agressivité sur les bétons.
- 8 fouilles à la pelle mécanique au droit des futures voiries descendues entre 3 m/Tn et 4,70 m/TN, avec 3 prélèvements pour des essais GTR et 1 essai Proctor.
- 2 fouilles extérieures de reconnaissance des fondations du bâtiment nautique, notées PM9 et PM12.

Ayant obtenu les données sur la structure des terrains de tennis couverts (pole 4) il n'a pas été nécessaire de réaliser les fouilles de reconnaissances de fondations. Ces fouilles ont été mises a profit sur le volet environnent.

3.2. Résultats

3.2.1. Caractérisation géomécanique des horizons

Suite à la synthèse des données géotechniques issues des campagnes précédentes nous avons comparé les valeurs pressiométriques de chaque formation vis-à-vis des sondages de la campagne 2012.
Les coupes des sondages pressiométriques sont jointes en Annexe 8.

3.2.1.1. Les Remblais

La valeur moyenne calculée lors de notre présente campagne est similaire à celle calculée à l'issue des campagnes précédentes

campagnes	$E_{M\ moyen}$(Mpa)	$P_{L\ moyen}$ (Mpa)
Antérieures	2,4	0,3
Antea group	2,8	0,4

Cette moyenne est établie en dehors des valeurs fortes enregistrées en base du sondage SP9 (sable à passées rouge rencontré de 11,5 m à 15,5m/TN).

Il est à noter que des surépaisseurs de remblais ont été rencontrées en dehors des délimitations des anciens bassins d'exploitation.

3.2.1.2. Analyses d'agressivité des eaux vis-à-vis des bétons

Des analyses sur prélèvements d'eau présentées en Annexe 6, ont été réalisées afin de déterminer l'agressivité des eaux souterraines vis-à-vis des bétons, selon la norme NF EN 206-1 :

Paramètres	Unité	SP2	SP8
pH		6,9	7,3
Ammonium	mg/l	0,3	0,3
CO2 agressif	mg/l	<3	<3
Sulfates (SO4)	mg/l	75	220

Tableau 1 : Résultats des analyses réalisées sur les prélèvements d'eau

Selon la norme NF EN 206-1, l'eau constitue un environnement dont l'agressivité vis-à-vis des bétons est donnée dans le tableau suivant :

Caractéristique chimique	Méthode d'essai de référence	XA1	XA2	XA3
Eaux de surfaces et souterraines				
SO_4^{2-} en mg/l	EN 196-2	≥ 200 et ≤ 600	> 600 et ≤ 3 000	> 3 000 et ≤ 6 000
pH	ISO 4316	≤ 6,5 et ≥ 5,5	< 5,5 et ≥ 4,5	< 4,5 et ≥ 4,0
CO_2 agressif, en mg/l	prEN 13577:1999	≥ 15 et ≤ 40	> 40 et ≤ 100	> 100 jusqu'à saturation
NH_4^+, en mg/l	ISO 7150-1 ou ISO 7150-2	≥ 15 et ≤ 30	> 30 et ≤ 60	> 60 et ≤ 100
Mg^{2+}, en mg/l	ISO 7980	≥ 300 et ≤ 1 000	> 1 000 et ≤ 3 000	> 3 000 jusqu'à saturation

Tableau 2 : Classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques des eaux souterraines (NF EN 206-1)

Les analyses sur l'ensemble des échantillons caractérisent un environnement faiblement agressif (XA1), ne nécessitant pas de mesures particulières.
Les analyses environnementales réalisées dans le cadre du diagnostic montrent des valeurs variables en concentration de sulfates et ammonium classant également ces échantillons comme un environnement XA1.

3.2.1.3. Analyses d'agressivité des sols vis-à-vis des bétons

Des analyses sur des échantillons de sols prélevés en PM8 et PM14 à 1,50 m de profondeur/TN) ont été réalisées afin de déterminer l'agressivité de ces sols vis-à-vis des bétons, selon la norme NF EN 206-1 :

Paramètres	Unité	PM8	PM14
SO_4^{2-}	mg/kg	1 600	1 000
Acidité	ml/kg	10	8

Tableau 3 : Résultats des analyses d'agressivité vis-à-vis des bétons

Selon la norme NF EN 206-1, les sols constituent un environnement dont l'agressivité vis-à-vis des bétons est donnée dans le tableau suivant :

Caractéristique chimique	Méthode d'essai de référence	XA1	XA2	XA3
Sol				
SO_4^{2-} mg/kg [a)] total	EN 196-2 [b)]	≥ 2 000 et ≤ 3 000 [c)]	> 3 000 [c)] et ≤ 12 000	> 12 000 et ≤ 24 000
Acidité ml/kg	DIN 4030-2	> 200 Baumann Gully	N'est pas rencontré dans la pratique	

a) Les sols argileux dont la perméabilité est inférieure à 10^{-5} m/s peuvent être classés dans une classe inférieure.

b) La méthode d'essai prescrit l'extraction du SO_4^{2-} à l'acide chlorhydrique ; alternativement il est possible de procéder à cette extraction à l'eau si c'est l'usage sur le lieu d'utilisation du béton.

c) La limite doit être ramenée de 3 000 mg/kg à 2 000 mg/kg, en cas de risque d'accumulation d'ions sulfate dans le béton due à l'alternance de périodes sèches et de périodes humides, ou par remontée capillaire.

Tableau 4 : Classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques des sols naturels (NF EN 206-1)

Les analyses sur les échantillons des remblais superficiels caractérisent un environnement non agressif (<XA1), ne nécessitant pas de mesures particulières.

Remarque :
Des analyses au droit des ouvrages profondément enterrés devront être réalisées au stade PRO.

3.2.1.4. Les Alluvions

La valeur moyenne calculée lors de notre présente campagne est plus pessimiste à celle calculée à l'issue des campagnes précédentes car les alluvions modernes et anciennes sont indifférenciées.

campagnes	$E_{M\ moyen}$(Mpa)	$P_{L\ moyen}$ (Mpa)
Antérieures	29,1	2,5
Antea group	5	1,2

3.2.1.5. Le Marno-calcaire de St Ouen

La valeur moyenne calculée lors de notre présente campagne est similaire à celle calculée à l'issue des campagnes précédentes

campagnes	$E_{M\ moyen}$(Mpa)	$P_{L\ moyen}$ (Mpa)
Antérieures	20,9	1,9
Antea group	20	2,4

3.2.1.6. Les Sables de Beauchamp

La valeur moyenne calculée lors de notre présente campagne est similaire à celle calculée à l'issue des campagnes précédentes

campagnes	$E_{M\ moyen}$(Mpa)	$P_{L\ moyen}$ (Mpa)
Antérieures	22,5	2,3
Antea group	21	2,8

3.2.1.7. Les Marnes et Caillasses du Lutétien

La valeur moyenne calculée lors de notre présente campagne présente des valeurs de module pressiométrique plus faible pour une pression limite équivalente à celle calculée à l'issue des campagnes précédentes.

campagnes	$E_{M\ moyen}$(Mpa)	$P_{L\ moyen}$ (Mpa)
Antérieures	37,2	2,5
Antea group	20	3

Cette moyenne est établie en dehors des valeurs faibles enregistrées à 29 m /TN dans SP7 et SP10.

3.2.2. Modèle géotechnique

A l'issue de la confrontation avec les données des campagnes antérieures, ci-dessous le modèle géotechnique proposé au stade de l'avant-projet.

Nature de l'horizon	Profondeur de la base (NGF)	α	γd	E_M (Mpa)	P_L (Mpa)	C'	ϕ'
Remblais Passées argileuses Passées sableuses	+40 à +28,6	1/2	17	2,8	0,4	10 0	5 30
Alluvions	+29,4 à +27,5	1/4	19	10	1,2	30	15
calcaire de St Ouen	+27,9 à +26,7	2/3	20	20	2,4		
Sables de Beauchamp	+23,7 à +14,2	1/3	20	21	2,8	20	30
Marnes et Caillasses	>+17	2/3	20	25	2,5		

4. Etude des ouvrages

4.1. Méthodes de calcul

Les profils géotechniques sont présentés en Annexe 9 et les résultats de modélisations en Annexe 10. Les fondations profondes sont calculés conformément au CCTG - Fascicule 62 - Titre V.
La charge limite reprise par le pieu en pointe est donnée par la relation :

$$Q_{PU} = q_u \; S = P_{le}^{*} \; k_p \; S$$

avec :
S : section de la pointe
q_u : contrainte relative au terme de pointe
k_p : coefficient de portance dépendant du sol rencontré
p_{le}* : pression limite nette équivalente

Le frottement latéral total mobilisable à la rupture est donné par la formule :

$$Q_{Su} = p \sum_{1}^{n} h_i q_{si}$$

avec :
- p : périmètre du pieu
- h_i : épaisseur de la couche i
- q_{si} : frottement latéral unitaire de la couche i
- n : nombre de couches traversées ou atteintes par le pieu.

Les charges admissibles aux Etats Limites Ultimes et Etats de Service sont égales à :

	Combinaisons	Qmin	Qmax
ELU	Fondamentales	$-\frac{Qtu}{1,4}$	$\frac{Qu}{1,4}$
	Accidentelles	$-\frac{Qtu}{1,3}$	$\frac{Qu}{1,2}$
ELS	Rares	$-\frac{Qtc}{1,4}$	$\frac{Qc}{1,1}$
	Quasi Permanente	0	$\frac{Qc}{1,4}$

Le taux de travail du béton en compression est pris égal à 5 MPa (cf. CCTG Fascicule 62 – Titre V). A titre d'exemple, la charge admissible en fonction du diamètre des pieux pourra être de :

Diamètre 0,4 m $Q_{béton}$ = 60 t (600 kN).
Diamètre 0,5 m $Q_{béton}$ = 90 t (900 kN).
Diamètre 0,6 m $Q_{béton}$ = 140 t (1 400 kN).
Diamètre 0,8 m $Q_{béton}$ = 250 t (2 500 kN).
Diamètre 1 m $Q_{béton}$ = 390 t (3 900 kN).
Diamètre 1,2 m $Q_{béton}$ = 565 t (5 650 kN).

4.2. Les existants

4.2.1. Existants du pole 4

La reconnaissance des fondations des existants du pole 4 a été réalisée par l'analyse des données transmise le 8 novembre 2012 :

- Plan 3022 01b, zone tennis implantation pieux, ensemble ;
- Plan 3022 03, zone squash implantation pieux, ensemble ;
- Plan 3022 A1b, fondations, têtes de pieux A et P attentes, coffrage-armatures ;
- Plan 3022 04, Zone squash fondations coffrage ;
- Plan 3022 02a, Zone tennis fondations coffrage.

Au droit des bâtiments existants du pole 4, les fondations sont de type pieu de Ø 400 mm.
Selon la coupe type transmise et la capacité portante requise de 50 t par pieu, nous estimons la longueur minimale à 11 m au vu des résultats pressiométriques enregistrés au droit du SP10.
Au vu de la disposition de l'extension (distant de 1,6 m) et du mode de fondation profond envisagé, nous considérons qu'il n'y aura pas d'interaction entre les deux structures.
De plus, le dallage présente une épaisseur de 15 cm sur terre plein.

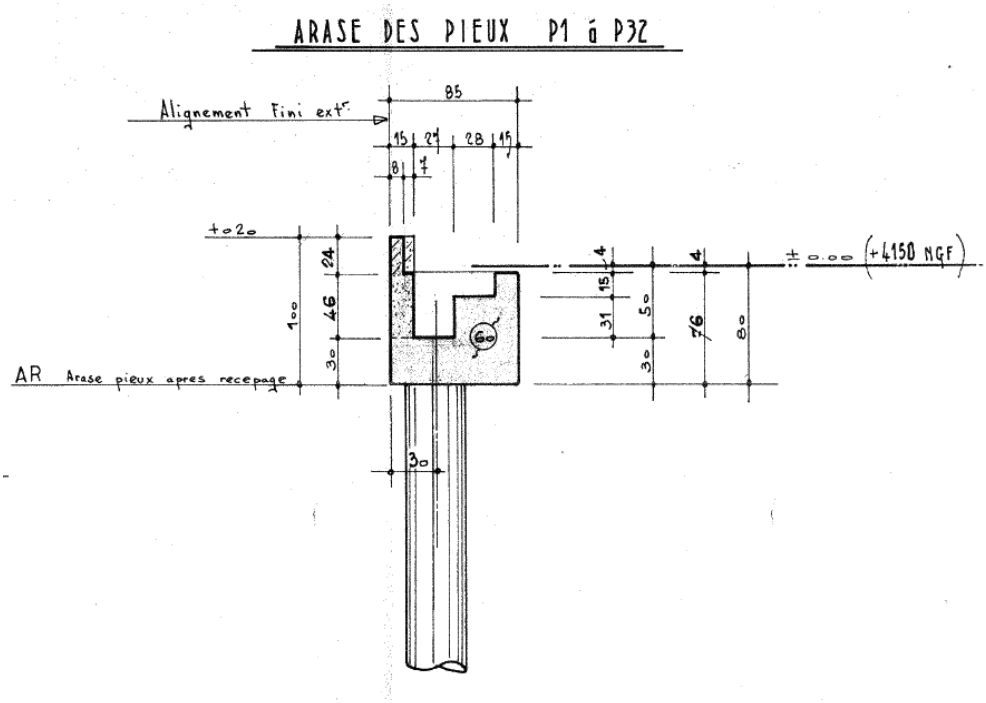


Figure 3 : coupe de principe – pieux pole 4

4.2.2. Bâtiment nautique à démolir

Les fouilles de reconnaissance des fondations au droit du bâtiment nautique ont été effectuées par le biais de 2 fouilles à la pelle mécanique descendues jusqu'à 1,90 m au droit de PM9 et 3 m au droit de PM12.

Les coupes de reconnaissance sont jointes en Annexe 4.
Les reconnaissances n'ont pas permis d'observer les têtes de pieux sous les massifs. Cependant, au vu des coupes des sondages S1 et S2 de la campagne de sondage de sol conseil en 1989 réalisée de part et d'autre du bâtiment nautique, les remblais peu porteurs ont été identifiés jusqu'à environ 12m/TN. Aussi, nous privilégions un mode profond de fondation de ce bâtiment.

4.3. Pole 1

4.3.1. Géométrie de l'ouvrage

Le pole 1 est constitué de 3 blocs :
- Le bloc Nord à usage de garage à bateaux aviron a pour particularité, la mise en place d'un remblai contre les façades Nord et Est d'une hauteur d'environ 5 m.
- Le bloc central à usage de bureaux, vestiaires et salles de sport.
- Le bloc Sud à usage de garage à bateaux canoë-kayak a pour particularité, la mise en place d'un remblai contre la façade d'une hauteur d'environ 4,5 m.

Pole 1	Cote NGF actuel	Cote NGF Projet	Surface [m²]	Effort G [kN] Par trame de 7,5x7,5	Effort Q [kN] Par trame de 7,5x7,5	Effort G+Q [kN] Par trame de 7,5x7,5
Bloc Nord	41,5 à 43	41,25	1305	1910	560	2470
Bloc Centre	41,5 à 43	41,25	2193			
Bloc Sud	41,5 à 43	41,25	1634			

Le projet n'est pas concerné par les nappes en présence.

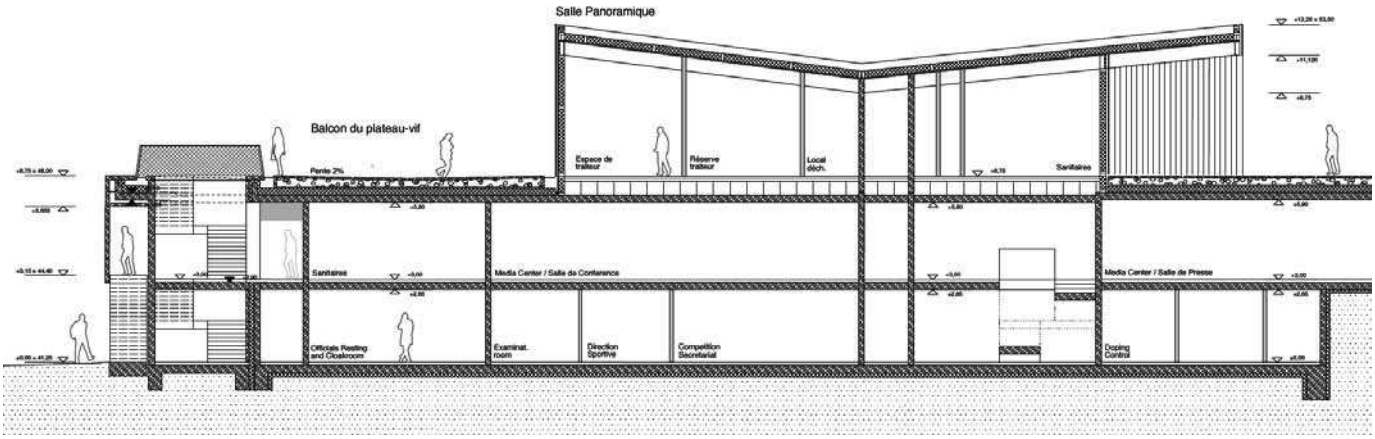


Figure 4 : coupe transversale pole 1

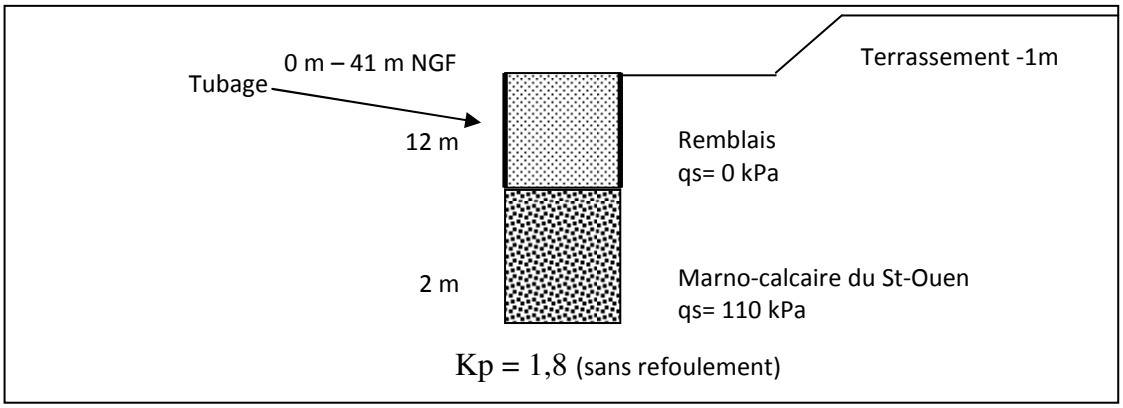
4.3.2. Predimensionnement des fondations

4.3.2.1. Hypothèses de calcul

Il est présenté ci-dessous un exemple de pré-dimensionnement de pieux. Le niveau d'ancrage recherché correspond au toit des marno-calcaire de Saint-Ouen. Il sera respecté un ancrage minimal de trois fois le diamètre du pieu.

Hypothèses de calcul :

- Sondage pressiométrique Antea Group de référence : SP2, SP5 et SP6 ;
- longueur de pieu de 14 mètres (en supposant un terrassement des remblais de 1 m de profondeur/TN en moyenne pour une tête de pieu à 41 m NGF et une profondeur d'ancrage suffisante) ;
- longueur d'ancrage dans la formation des marno-calcaire de Saint-Ouen ;
- le frottement latéral sera négligé en partie supérieure dans les remblais ;
- les pieux sont forés et tubés avec le tubage remontée en partie inférieur et laissé au niveau des remblais ;
- Les descentes de charge pour une maille de 7,5mx7,5m est de 2470 KN.



4.3.2.2. Estimation de la capacité portante

Le diamètre des pieux ainsi que leur longueur d'ancrage est à adapter aux charges de la structure. Dans les calculs de portance ci-après, le diamètre des pieux est pris égal à 0,60 m et une longueur d'ancrage dans les marno-calcaire de Saint-Ouen de 2 mètres.

Les pieux seront de type pieux forés tubés avec tubage récupéré au niveau du marno-calcaire de Saint-Ouen et laissé en place en partie supérieure dans les remblais.

La portance des pieux de 14 m a été déterminée pour un diamètre 600 :

		Profondeur ancrage 2m
Pieu de diamètre 0,6 m	Charges admissibles ELS (kN)	605
	Charges admissibles ELU (kN)	1091

Tableau 5 : Estimation de la portance des pieux selon le diamètre 600

Pour un maillage de 7,5mx7,5m il sera donc nécessaire de mettre en place 5 pieux de Ø 600 mm.

4.3.3. Mise en place des remblais contre les façades

Le remblai d'apport présentera une hauteur d'environ 4,5 m à 5 m.
Etant donné l'apport de charge d'environ 80 Kpa que représente la mise en place du remblai une solution de renforcement par inclusion permettra de limiter les tassements.

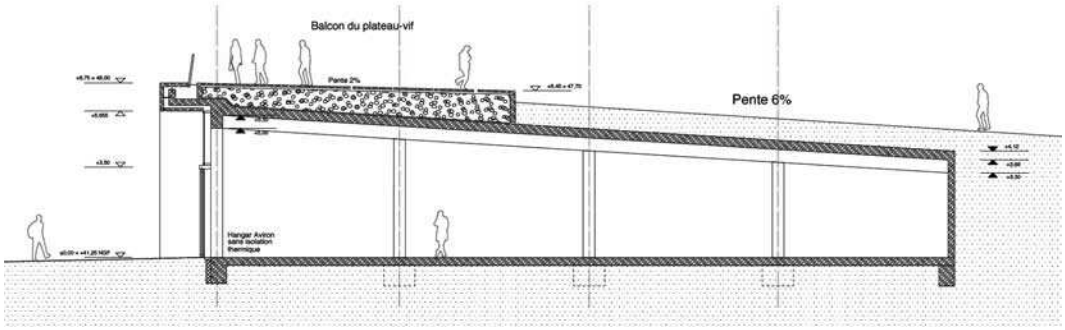


Figure 5 : coupe transversale – remblai contre façade

Nous avons étudié une maille d'inclusion de 2x2 de Ø 400 mm. Les longueurs d'inclusion ont été fixées à 13 m sous un matelas de répartition forfaitaire de 1 m.
Les résultats de la modélisation sous le logiciel Foxta sont présentés en Annexe. La mise en place de ce renforcement permettra de limiter les tassements à moins de 5 cm.

Concernant la stabilité des pentes, le calcul a été étudié avec une valorisation des remblais extraits de la mise en œuvre des bassins. Aussi une pente maximale de l'ordre de 3 horizontal/1 vertical devra être respectée.
De plus, afin d'éviter les phénomènes d'érosion de pied et de flanc de talus à long terme, il sera nécessaire de drainer les talus avec un système adapté.

4.4. Pole 2

4.4.1. Géométrie de l'ouvrage

4.4.1.1. Blocs hors bâtiments pont

La charge générale à prendre en compte est de 6t/m².
Pour une trame de 6x4 m, la charge totale à reprendre sera de 150 t environ.
Pour une trame de 6x6 m, la charge totale à reprendre sera de 220 t environ.

4.4.1.2. Bâtiment pont 1

Le bâtiment pont n°1 est fondé sur 4 lignes d'appuis :

- une ligne de rive Nord sur 3 poteaux.
- deux lignes de 3 poteaux de part et d'autre des rivières.
- appui en rive du mur du niveau 0 au Sud.

Les descentes de charges maximales sur les poteaux des files centrales supports du bâtiment pont n° 1 sont G=563t, et Q=113t, soit 676 tonnes à l'ELS. Les descentes de charges maximales sur les poteaux des files de rive du bâtiment pont n° 1 sont G=188t, et Q=38t, soit 226 tonnes à l'ELS.

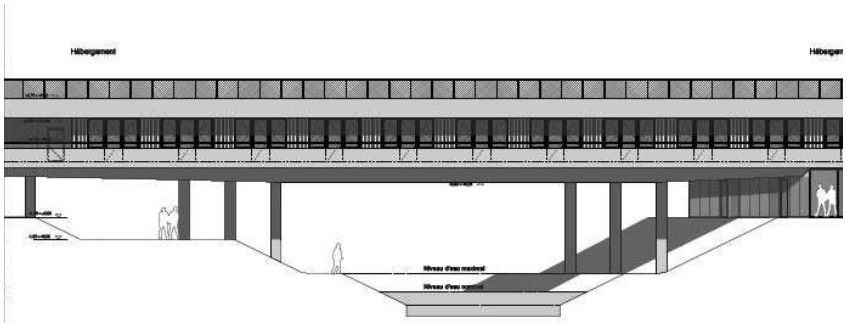


Figure 6 : coupe longitudinale bâtiment pont 1

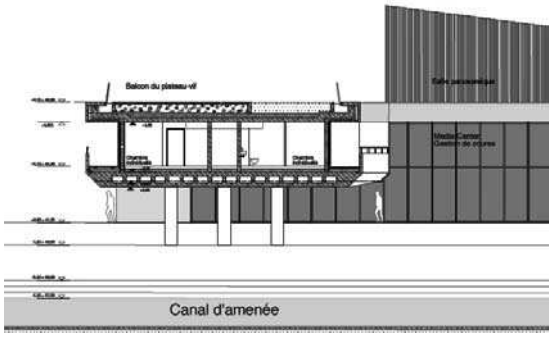


Figure 7 : Vue façade Sud bâtiment pont 1

4.4.1.3. Bâtiment pont 2

Le bâtiment pont n°2 est fondé sur 4 lignes d'appuis :

- deux lignes de 3 poteaux de part et d'autre des rivières.
- des longrines sur pieux en partie haute des talus des rivières.

Les descentes de charges maximales sur les poteaux des files centrales supports du bâtiment pont n° 2 sont G=303t, et Q=64t, soit 367 tonnes à l'ELS.
Les descentes de charges en file de rive sont de 650 tonnes ELS.

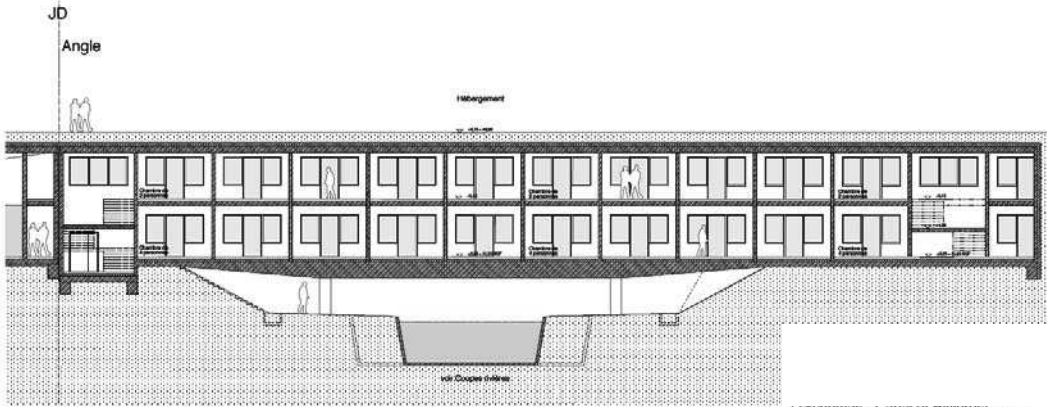


Figure 8 : coupe longitudinale bâtiment pont 2

4.4.2. Predimensionnement des fondations

Les sondages de références sont :

- Campagne antea Group de 2012 : SP2 et SP3 amélioration des caractéristiques respectivement entre 28,8 m NGF et 30 m NGF
- Campagne Sol conseil de 2002 : S1 amélioration des caractéristiques à 31,5 m NGF au droit du pole 3

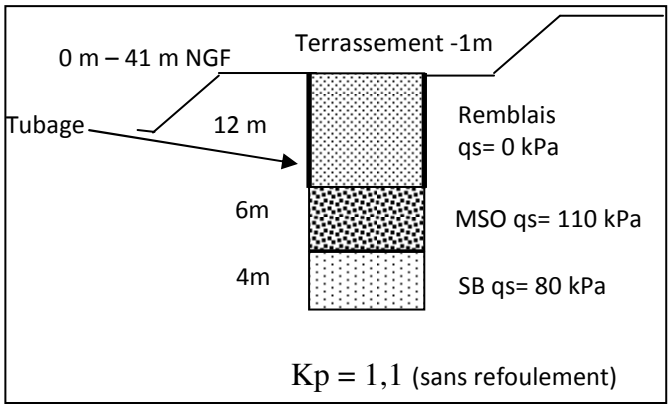
Une pente d'inclinaison vers le Sud sera à considérer.

4.4.2.1. Hypothèses de calcul

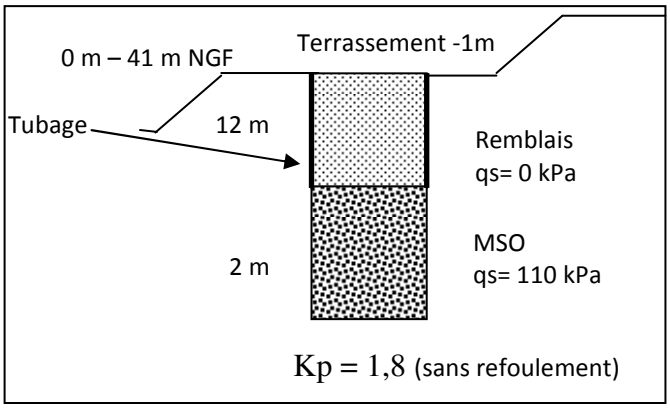
Il est présenté ci-dessous un exemple de pré-dimensionnement de pieux. Le niveau d'ancrage recherché correspond au toit des marno-calcaire de Saint-Ouen. Il sera respecté un ancrage minimal de trois fois le diamètre du pieu.

Hypothèses de calcul :

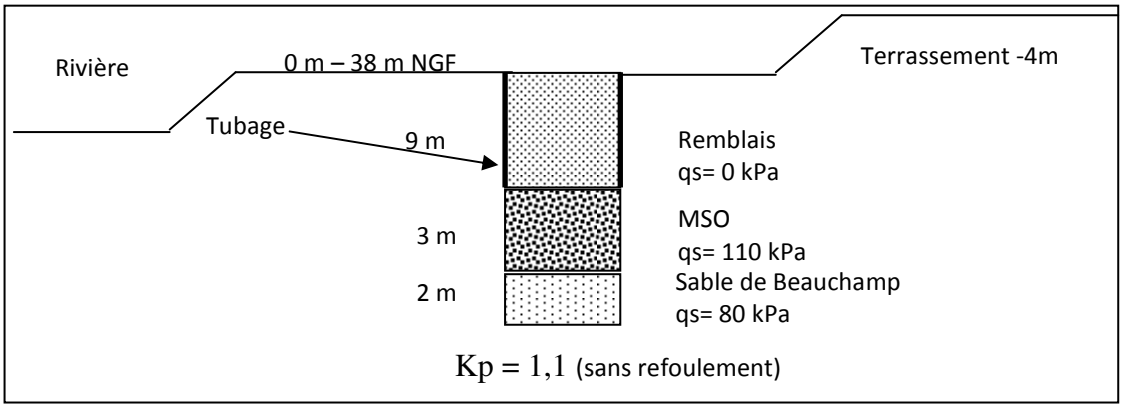
- longueur de pieu de 14 mètres (en supposant un terrassement des remblais de 1 m de profondeur/TN environ pour une tête de pieu à 41 m NGF et en supposant un terrassement des remblais de 4 m de profondeur/TN environ pour une tête de pieu à 38 m NGF) ;
- longueur d'ancrage dans la formation des marno-calcaire de Saint-Ouen pour les têtes de pieux à 41 m NGF et d'ancrage dans les sables de Beauchamp pour les têtes de pieux à 38 m NGF ;
- le frottement latéral sera négligé en partie supérieure dans les remblais ;
- les pieux sont forés et tubés avec le tubage remontée en partie inférieur et laissé au niveau des remblais.



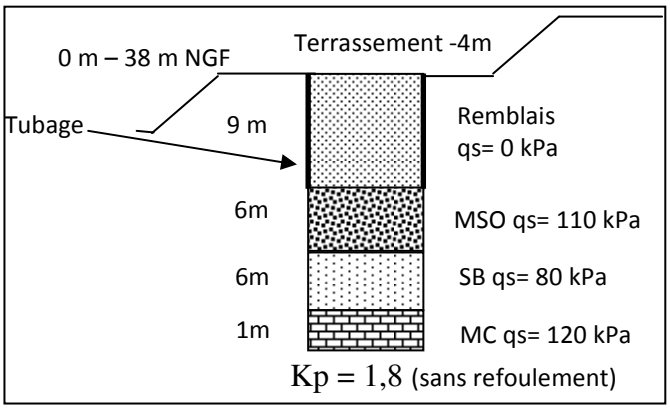
Cas de figure des pieux de 22



et 14 m sur les rives et parties hautes



Cas de figure des pieux de 14 m de part et d'autre de la rivière/canal



Cas de figure des pieux de 22 m de part et d'autre de la rivière/canal

4.4.2.2. Estimation de la capacité portante

Le diamètre des pieux ainsi que leur longueur d'ancrage est à adapter aux charges de la structure. Dans les calculs de portance ci-après, les diamètres des pieux sont pris égaux à 0,40 et 0,50 m et une longueur d'ancrage dans les marno-calcaire de Saint-Ouen de 2 mètres.

Les pieux seront de type pieux forés tubés avec tubage récupéré au niveau du marno-calcaire de Saint-Ouen et laissé en place en partie supérieure dans les remblais.

La portance des pieux a été déterminée pour différents diamètres :

		Tête de pieu à 41 m NGF Longueur 14 m
Pieu de diamètre 0,4 m	Charges admissibles ELS (kN)	333
	Charges admissibles ELU (kN)	588
Pieu de diamètre 1,2 m	Charges admissibles ELS (kN)	2160
	Charges admissibles ELU (kN)	4082

Tableau 6 : Estimation de la portance des pieux de 14 m avec une tête à 41 m NGF

		Tête de pieu à 38 m NGF Longueur de 14m	Tête de pieu à 38 m NGF Longueur de 22m
Pieu de diamètre 1,2 m	Charges admissibles ELS (kN)	1883	4527
	Charges admissibles ELU (kN)	3239	7696

Tableau 7 : Estimation de la portance des pieux 2 longueurs avec une tête à 38 m NGF

4.4.2.1. Blocs hors bâtiments pont

Pour une trame de 6x4 m, la charge totale à reprendre sera de 150 t environ. Il sera donc nécessaire de mettre en place 5 pieux de 14 m de Ø 400 mm.

Pour une trame de 6x6 m, la charge totale à reprendre sera de 220 t environ. Il sera donc nécessaire de mettre en place 7 pieux de 14 m de Ø 400 mm.

4.4.2.1. Bâtiment pont 1

Pour les lignes de part et d'autre de la rivière à 38 m NGF, la charge à reprendre sera de 676 t environ. Il sera donc nécessaire de mettre en place 2 pieux de 22 m Ø 1200 mm.

Pour les files de rive à 41 m NGF, la descente de charge à prendre en compte est de 226 t à l'ELS. Il sera donc nécessaire de mettre en place 2 pieux de 14 m de Ø 1200 mm.

4.4.2.2. Bâtiment pont 2

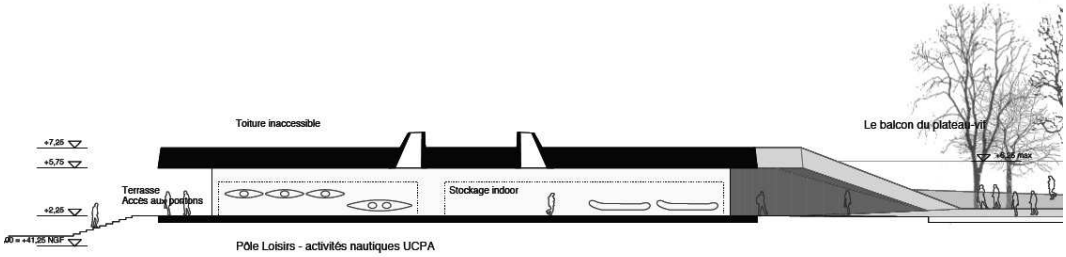
Pour les lignes de part et d'autre de la rivière à 38 m NGF, la charge à reprendre sera de 367 t environ. Il sera donc nécessaire de mettre en place 2 pieux de Ø 1200 mm de 14 m de longueur
Avec une longueur de pieu de 22 m, il est envisageable de mettre en œuvre 1 pieu de Ø 1200 mm.

Pour les files de rive à 41 m NGF, la descente de charge à prendre en compte est de 650 t à l'ELS. Il sera donc nécessaire de mettre en place 2 pieux de 22 m de Ø 1200 mm.

4.5. Pole 3

4.5.1. Géométrie de l'ouvrage

Le positionnement du pole 3 a été modifié (déplacement vers le Nord) ; cependant la géométrie du bâtiment sera a priori conservée. Il s'agit d'un bâtiment en rez-de-chaussée avec toit végétalisé. Le bâtiment sera rehaussé d'environ 1 m par rapport au TN actuel.



4.5.1.1. Hypothèses de calcul

Bien que les descentes de charge soient limitées à 4t/m² à l'ELS, le modèle géotechnique présente une épaisseur de 12 m de remblais rehaussé de 1 m de matériaux rapportés qui seront à intégrer dans le calcul des descentes de charges à appliquer au sol.

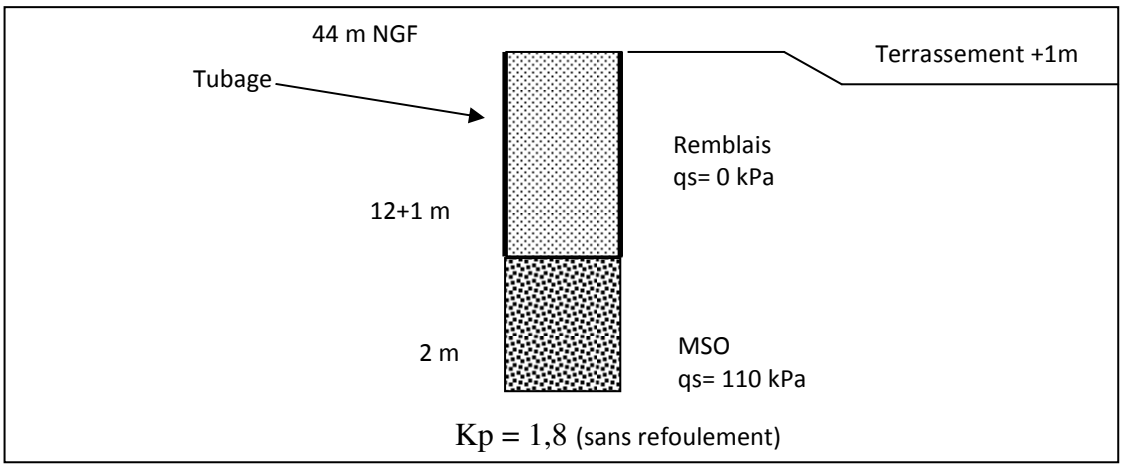
Aussi un système de renforcement de sol de type inclusion rigide est recommandé.
Nous proposons également un exemple de predimensionnement par fondations profondes.

Concernant le mode de fondation par pieu, le niveau d'ancrage recherché correspond au toit des marno-calcaire de Saint-Ouen. Il sera respecté un ancrage minimal de trois fois le diamètre du pieu.

Hypothèses de calcul :

- Les sondages de références sont :
    - Campagne antea Group de 2012 : SP13 amélioration des caractéristiques à 30,8 m NGF
    - Campagne Sol conseil de 2002 : S1 amélioration des caractéristiques à 31,5 m NGF au droit du pole 3
    - *Campagne Fugro de 2005 : PRES-04-3 amélioration des caractéristiques à 26,4 m NGF avec de bonnes caractéristiques de 33,4 m NGF à 29,4 m NGF (bord du plan d'eau)*
    - *Campagne BS consultant de 2001 : P4 amélioration des caractéristiques à 26 m NGF environ (bord du plan d'eau)*

- longueur de pieu de 15 mètres (avec une cote basse de structure à 43,5 m NGF minimum) ;
- longueur d'ancrage dans la formation des marno-calcaire de Saint-Ouen ;
- le frottement latéral sera négligé en partie supérieure dans les remblais ;
- les pieux sont forés et tubés avec le tubage remontée en partie inférieur et laissé au niveau des remblais ;
- Les descentes de charges du pole 3 sont dans le cas défavorable (planché porté) de 6t/m² à l'ELS (avec un remblai d'apport) soit pour une maille de 6x7,5 m, 2700 KN.



4.5.1.2. Estimation de la capacité portante des pieux

Le diamètre des pieux ainsi que leur longueur d'ancrage est à adapter aux charges de la structure. Dans les calculs de portance ci-après, le diamètre des pieux est pris égal à 0,60 m et une longueur d'ancrage dans les marno-calcaire de Saint-Ouen de 2 mètres.

Les pieux seront de type pieux forés tubés avec tubage récupéré au niveau du marno-calcaire de Saint-Ouen et laissé en place en partie supérieure dans les remblais.

La portance des pieux de 15 m a été déterminée pour un diamètre 600 :

		Profondeur ancrage 2m
Pieu de diamètre 0,6 m	Charges admissibles ELS (kN)	615
	Charges admissibles ELU (kN)	1111

Tableau 8 : Estimation de la portance des pieux selon 1 diamètre 600

Pour un maillage de 6mx7,5m il sera donc nécessaire de mettre en place 5 pieux de Ø 600 mm.

4.5.1.1. Estimation de la capacité portante des inclusions

Etant donné les descentes de charge de 60 KPa une solution de renforcement par inclusion est envisageable.

Nous avons étudié une maille d'inclusion de 2x2m de Ø 400 mm. Les longueurs d'inclusion ont été fixées à 13 m sous un matelas de répartition forfaitaire de 1 m.
Les résultats de la modélisation sous le logiciel Foxta sont présentés en Annexe. La mise en place de ce renforcement permettra de limiter les tassements à environ 2 cm.

4.5.2. Mise en place des remblais contre les façades

Le remblai d'apport présentera une hauteur de l'ordre de 3,7 m.
Etant donné l'apport de charge d'environ 65 KPa que représente la mise en place du remblai une solution de renforcement par inclusion permettra de limiter les tassements.

Nous avons étudié une maille d'inclusion de 2,5x2,5 de Ø 400 mm. Les longueurs d'inclusion ont été fixées à 13 m sous un matelas de répartition forfaitaire de 1 m.
Les résultats de la modélisation sous le logiciel Foxta sont présentés en Annexe. La mise en place de ce renforcement permettra de limiter les tassements à environ 5 cm.

Concernant la stabilité des pentes, le calcul a été étudié avec une valorisation des remblais extraits de la mise en œuvre des bassins. Aussi une pente maximale de 3horizontal/1 vertical devra être respectée.
De plus, afin d'éviter les phénomènes d'érosion de pied et de flanc de talus à long terme, il sera nécessaire de drainer les talus avec un système adapté.

4.6. Pole 4

4.6.1. Géométrie de l'ouvrage

Le pole 4 s'articulera autour du bâtiment de tennis existant. L'extension se compose de 3 blocs construits à environ 1,60 m de l'existant fondé sur pieux et distants entre eux de 1,60 m.
La structure reprendra globalement la cote du TN actuel à environ 41,50 m NGF pour des descentes de charges de 2,7t/m² (hypothèse considérée avec un plancher porté).

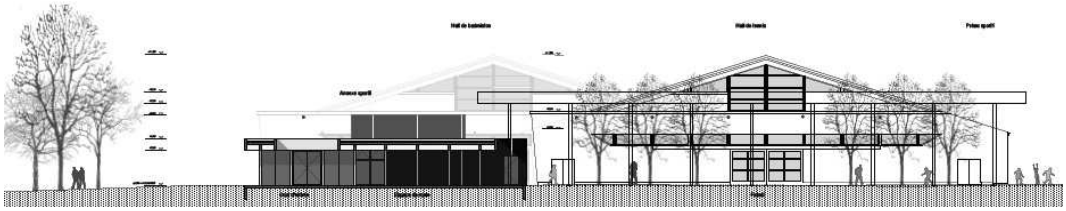


Figure 9 : Vue façade Est du pole 4

4.6.2. Predimensionnement des fondations

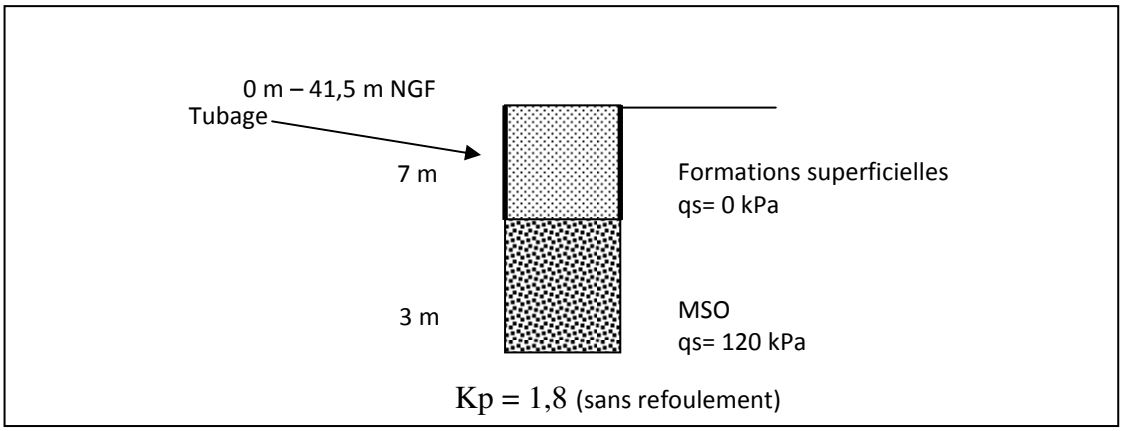
Etant donné les caractéristiques médiocres de sol enregistrés jusqu'à 6,5 m/TN au droit de SP10 (sondage le plus proche) et la présence de mitoyens fondés sur pieux, nous recommandons la réalisation des fondations de type pieu. Un renforcement du sol par inclusion rigide est également envisageable.

4.6.2.1. Hypothèses de calcul des pieux

Il est présenté ci-dessous un exemple de pré-dimensionnement de pieux. Le niveau d'ancrage recherché correspond au toit des marno-calcaire de Saint-Ouen. Il sera respecté un ancrage minimal de trois fois le diamètre du pieu.

Voici les hypothèses de calcul :

- Les sondages de références sont :
  - Campagne Antea Group de 2012 : SP1 et SP10 amélioration des caractéristiques respectivement entre environ 34 m NGF et 34,8 m NGF (SP1 étant situé en contre bas).
- longueur de pieu de 10 mètres ;
- longueur d'ancrage dans la formation des marno-calcaire de Saint-Ouen de 2m ;
- le frottement latéral sera négligé en partie supérieure dans les remblais ;
- les pieux sont forés et tubés avec le tubage remontée en partie inférieur et laissé au niveau des remblais et formations superficielles ;
- Les descentes de charge sont de 162 t pour une trame de 60 m².



4.6.2.2. Estimation de la capacité portante

Le diamètre des pieux ainsi que leur longueur d'ancrage est à adapter aux charges de la structure. Dans les calculs de portance ci-après, le diamètre des pieux est pris égal à 0,40 m et une longueur d'ancrage dans les marno-calcaire de Saint-Ouen de 3 mètres.

Les pieux seront de type pieux forés tubés avec tubage récupéré au niveau du marno-calcaire de Saint-Ouen et laissé en place en partie supérieure dans les remblais.

La portance des pieux de 10 m a été déterminée pour un diamètre 400 :

		Profondeur ancrage 3m
Pieu de diamètre 0,4 m	Charges admissibles ELS (kN)	402
	Charges admissibles ELU (kN)	675

Tableau 9 : Estimation de la portance des pieux selon un diamètre 400

Pour un maillage de 60m² il sera donc nécessaire de mettre en place 5 pieux de Ø 400mm. La résistance à la compression du béton à l'ELU devra être affinée au stade PRO.

4.7. Tour d'arrivée Eau Plate et passerelle d'accès

La tour d'arrivée en eau plate sera fondée sur pilotis. Les descentes de charge seront de 830 t à l'ELS répartis sur 4 appuis soit 210 t par appui.
Selon le diagnostic et avant-projet réalisé par le centre d'ingénierie aquatique en mars 2009, le tirant d'eau serait de 5 m dans la zone de la tour d'arrivée.
Le niveau nominal du plan d'eau étant à 37 m NGF, la base des terrains se situe à 32 m NGF.

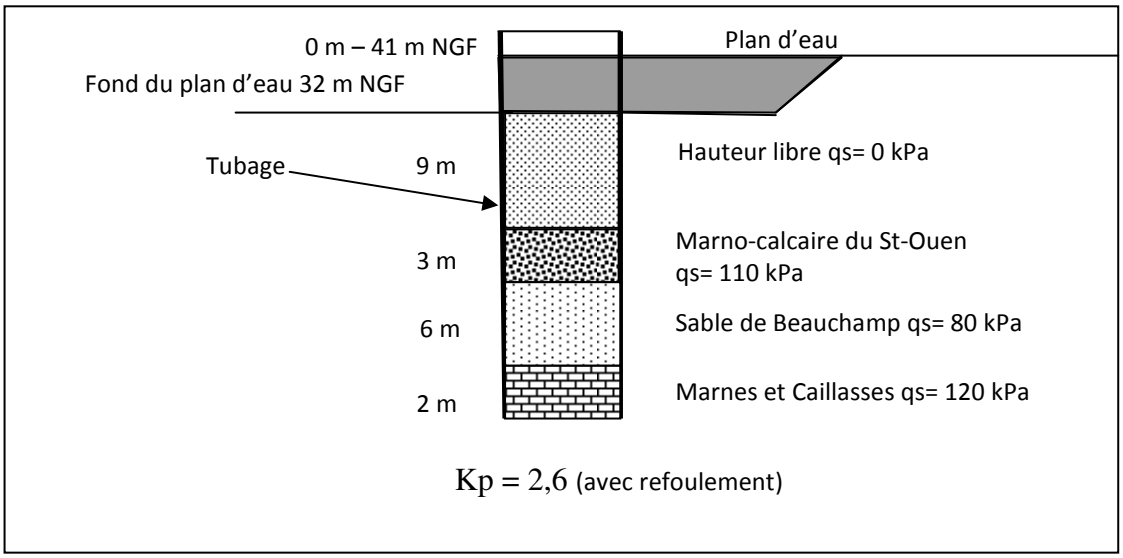
Il sera nécessaire de considérer une épaisseur de dépôt forfaitaire (devant être vérifiée lors de sondages spécifique à programmer au stade de la mission PRO) de 2 à 3 m avant d'atteindre la formation des marno-calcaire de Saint-Ouen.

Les sondages de références sont P4 de BS consultant réalisé en 2001 et SP2 d'Antea Group de 2012.

4.7.1.1. Hypothèses de calcul des pieux

Il est présenté ci-dessous des exemples de pré-dimensionnement de pieux. Le niveau d'ancrage recherché correspond au toit des sables de Beauchamp. Il sera respecté un ancrage minimal de trois fois le diamètre du pieu.

Voici les hypothèses de calcul :
- longueur de pieu de 20 mètres pour la tour et de 13 m pour la passerelle ;
- longueur d'ancrage dans la formation des marnes et caillasses de 2m minimum pour la justification ;
- le frottement latéral sera négligé en partie supérieure libre du pieu;
- les pieux tubulaires sont en métal battu fermé.



Cas de figure des pieux de 20 m fichés dans les Marnes et Caillasses

4.7.1.1. Estimation de la capacité portante

La portance d'un pieu de 20 m fiché dans les marnes et caillasses a été déterminée comme suit :

		Tête de pieu à 41 m NGF Longueur de 20m
Pieu de diamètre 0,8 m	Charges admissibles ELS (kN)	2136
	Charges admissibles ELU (kN)	3519

Tableau 10 : Estimation de la portance d'un pieu Ø 800 de 20 m

Pour la passerelle, la portance d'un pieu de 13 m fiché dans les sables de Beauchamp a été déterminée comme suit :

		Tête de pieu à 41 m NGF Longueur de 13m
Pieu de diamètre 0,6 m	Charges admissibles ELS (kN)	835
	Charges admissibles ELU (kN)	1449

Tableau 11 : Estimation de la portance d'un pieu Ø 600 de 13 m

Pour reprendre 210 t par appui de la tour d'arrivée eau plate, un pieu tubulaire métallique Ø 800 de 20 m de long sera nécessaire.

Pour reprendre 75 t par appui de la passerelle, un pieu tubulaire métallique Ø 600 de 13m de long sera nécessaire.

4.8. Bâtiment d'arrivée Eau Vive

La descente de charge du bâtiment d'arrivée eau vive est de 185 tonnes pour les charges permanentes et de 50 tonnes pour les charges d'exploitation (hors poids du radier) sur 100 m² de surface au sol.

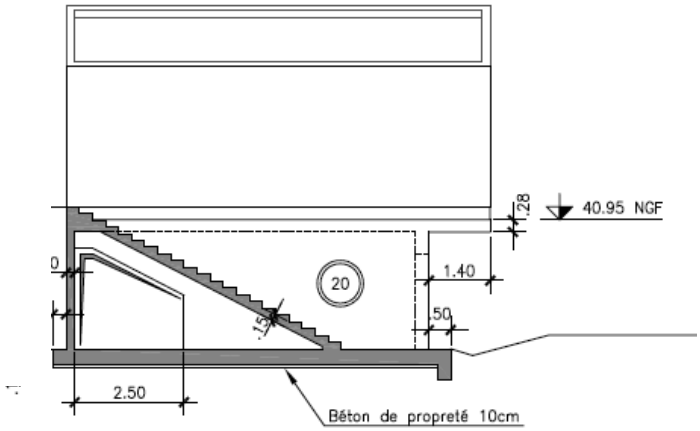


Figure 10 : Principe de conception du bâtiment d'arrivée eau Vive

La cote de fond de fouille devra être limitée à 38,5 m NGF pour être hors nappe, sur la base d'une hypothèse de niveau de nappe à 38,50 m NGF. Cette cote représente un terrassement de 4 m/TN (70 KPa environ).
La présence d'un vide sanitaire restant ouvert, donc inondable, nous affranchi du risque de soulèvement.

4.8.1. Predimensionnement des fondations

La base de l'ouvrage est fixée à 38,5 m NGF alors que le TN est proche de 42,5 m NGF. Le chargement actuel par les terrains (soit 70 kPa environ) conduit à des contraintes verticales supérieures à celles qui seront appliquées au sol par l'ouvrage définitif (23 kPa aux ELS). Même si les remblais en fond de fouille présente des caractéristiques mécaniques faibles (pression limite nette P_{LM}^{*} de calcul fixée à 0,4 MPa), l'ouvrage pourra être fondé sur un radier. Cependant étant donnée l'hétérogénéité des remblais, la structure devra être renforcée afin d'éviter les déformations liées aux tassements différentiels. Un renforcement par inclusion peut être envisagé pour s'affranchir de cette problématique.

Estimation de la portance

Au vu des cotes de fond de fouille, le radier sera ancré dans les remblais. La pression limite nette dans cette formation étant fixée à 0,4 MPa, la portance du sol sera égale à :

q_U = kp PLM* = 1 * 0,4 MPa
q_{ELU} = 0,200 MPa
q_{ELS} = 0,130 MPa

Donc la portance du sol aux ELS (0,130 MPa) est supérieure à la contrainte appliquée au sol (0,023 MPa).

⇒ la portance du sol est vérifiée

4.9. Passerelle d'accès à l'ilot central du stade d'Eau Vive

4.9.1. Géométrie et hypothèses de calcul

La passerelle d'une largeur de 1,80 m présente une distance entre poteaux d'appui de 13m.

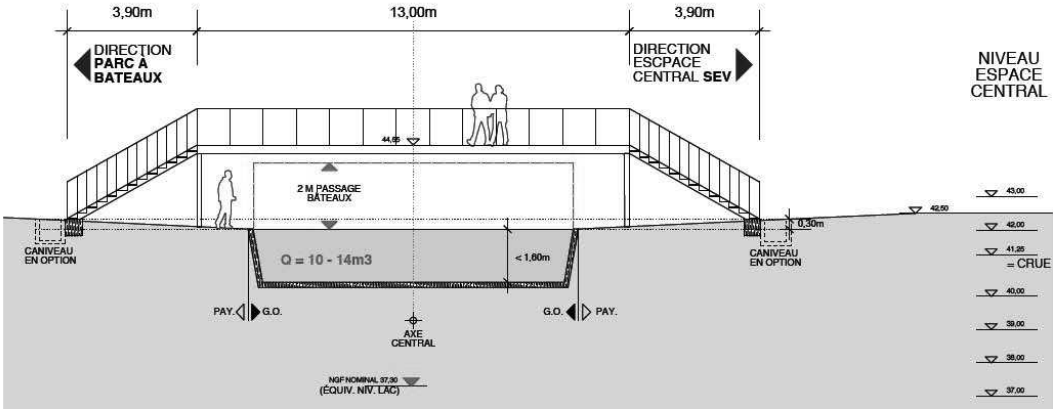


Figure 11 : Vue de la passerelle de la rivière de compétition

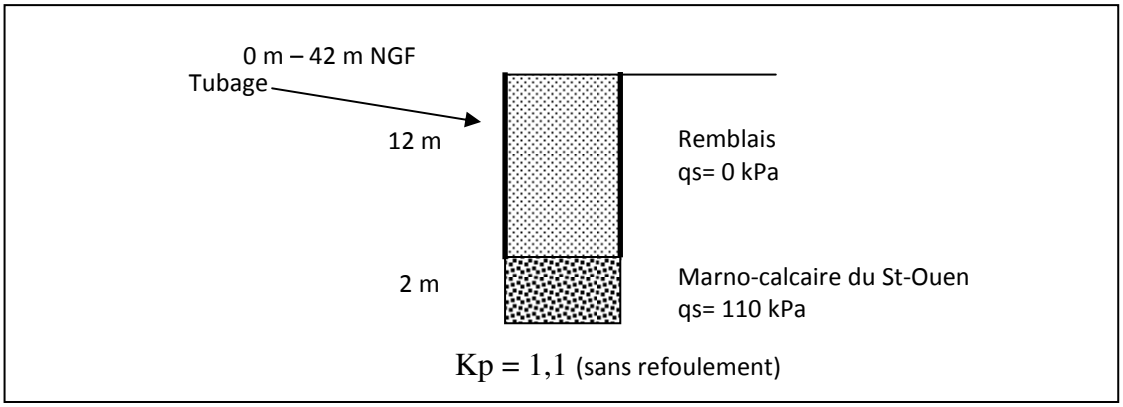
Il est présenté ci-dessous un exemple de pré-dimensionnement de pieux. Le niveau d'ancrage recherché correspond au toit des marno-calcaire de Saint-Ouen. Il sera respecté un ancrage minimal de trois fois le diamètre du pieu.

Hypothèses de calcul :

- Le sondage de référence sera le SP8 d'Antea Group 2012.
- longueur de pieu de 10 mètres ;
- longueur d'ancrage dans la formation des marno-calcaire de Saint-Ouen de 2m ;
- le frottement latéral sera négligé en partie supérieure dans les remblais ;
- les pieux sont forés et tubés avec le tubage remontée en partie inférieur et laissé au niveau des remblais et formations superficielles ;
- Les descentes de charge estimées au stade APD à 29 t soit 14,5 t par appui.

4.9.2. Predimensionnement des fondations

Le diamètre des pieux ainsi que leur longueur d'ancrage est à adapter aux charges de la structure. Dans les calculs de portance ci-après, le diamètre des pieux est pris égal à 0,40 m et une longueur d'ancrage dans les marno-calcaire de Saint-Ouen de 2 mètres.



Les pieux seront de type pieux forés tubés avec tubage récupéré au niveau du marno-calcaire de Saint-Ouen et laissé en place en partie supérieure dans les remblais.

La portance des pieux de 14 m a été déterminée ci-dessous :

		Profondeur ancrage 2m
Pieu de diamètre 0,4 m	Charges admissibles ELS (kN)	200
	Charges admissibles ELU (kN)	320

Tableau 12 : Estimation de la portance des pieux selon 1 diamètre 400

Pour reprendre 14,5 t par appui, il sera donc nécessaire de mettre en place 1 pieu de Ø 400 mm.

4.10.Ponts paysagers 1 et 2

4.10.1. Géométrie et hypothèses de calcul

Les ponts paysagers sont fondés sur 4 lignes d'appui :

- deux lignes de 3 poteaux de part et d'autre des rivières.
- des longrines sur pieux incorporées aux culées, sur lesquelles le tablier prend appui par l'intermédiaire de 3 ou 4 appuis en néoprène fretté.

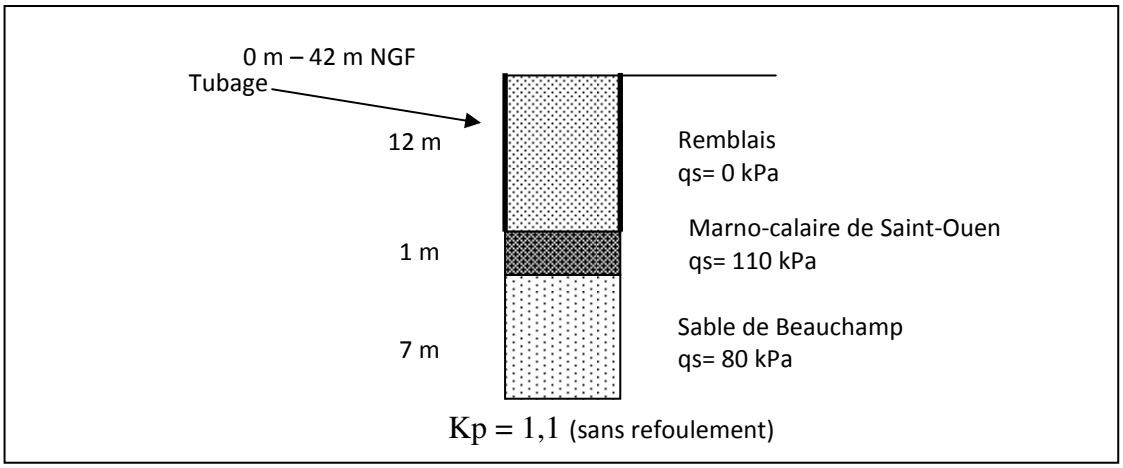
Pont paysager 1
La charge maximale sur un poteau est de 242 tonnes ELS pour le pont paysager 1.
Les sondages de références Antea Group sont : SP4 et SP5.

Pont paysager 2

La charge maximale sur un poteau est de 375 tonnes ELS pour le pont paysager 2.
Les sondages de références sont : SP4 d'Antea Group 2012 et PRES04-1 de Fugro 2005.

4.10.2. Predimensionnement des fondations

Etant données les variations d'épaisseur de formation au droit des passerelles, le modèle défavorable suivant a été fixé :



Au vu des descentes de charge transmise par point d'appui nous étudierons trois cas de figures :

- Les pieux à considérer pour les descentes de charges inférieures à 100t
- Les pieux à considérer pour les descentes de charges inférieures à 245t
- Les pieux à considérer pour les descentes de charges à 375t maximum

Le diamètre des pieux ainsi que leur longueur d'ancrage est à adapter aux charges de la structure. Dans les calculs de portance ci-après, le diamètre des pieux est pris égal à 1,2 m maximum et une longueur d'ancrage dans les sables de Beauchamp de 7 mètres.

Les pieux seront de type pieux forés tubés avec tubage récupéré au niveau des sables de Beauchamp et laissé en place en partie supérieure dans les remblais.

La portance des pieux de 20 m a été déterminée pour différents diamètres :

		Longueur 20 m
Pieu de diamètre 0,8 m	Charges admissibles ELS (kN)	1256
	Charges admissibles ELU (kN)	2032
Pieu de diamètre 1,2 m	Charges admissibles ELS (kN)	2195
	Charges admissibles ELU (kN)	3669

Tableau 13 : Estimation de la portance des pieux selon deux diamètres

Pour reprendre un maximum de 100 t par appui, il sera nécessaire de mettre en place 1 pieu de Ø 800 mm.
Pour reprendre un maximum de 245 t par appui, il sera nécessaire de mettre en place 2 pieux de Ø 800 mm.
Pour reprendre un maximum de 375 t par appui, il sera nécessaire de mettre en place 2 pieux de Ø 1200 mm.

4.1. Ponts n°1 et n°2

4.1.1. Géométrie et hypothèses de calcul

Pont n°1
Le pont est situé le long des façades Ouest du pole 2.
Les descentes de charges à considérer au droit des culées sont de 100 t à l'ELS soit 50t par appui.
Le pont présente une largeur de 3,50 m.

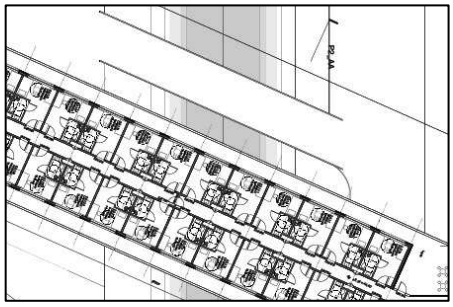


Figure 12 : localisation du pont n°1

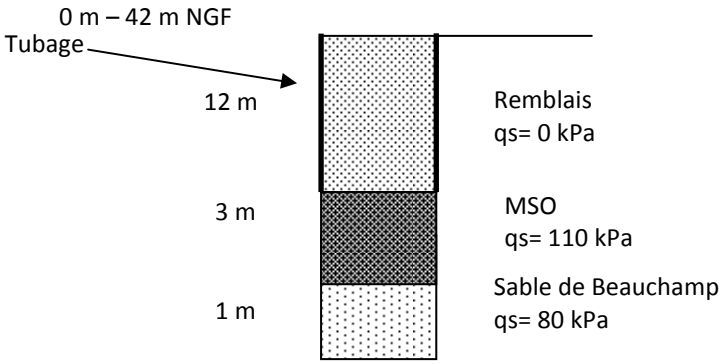
Le sondage Antea Group de référence est le SP2.

Pont n°2
Le pont franchit la rivière paysagère près de son raccordement à la Marne.
Le pont présente une largeur de 5 m environ.
Les descentes de charges à considérer au droit des culées sont de 350 t à l'ELS soit 175t par appui.

Le sondage Antea Group de référence est le SP9.

4.1.2. Predimensionnement des fondations du pont 1

Le diamètre des pieux ainsi que leur longueur d'ancrage est à adapter aux charges de la structure. Dans les calculs de portance ci-après, le diamètre des pieux est pris égal à 0,40 et une longueur d'ancrage dans les sables de Beauchamp de 1 mètre pour la justification.



Kp = 1,1 (sans refoulement)

Les pieux seront de type pieux forés tubés avec tubage récupéré au niveau des sables de Beauchamp (ou marno-calcaire de Saint-Ouen) et laissé en place en partie supérieure dans les remblais.

La portance des pieux de 16 m a été déterminée pour un diamètre 400 :

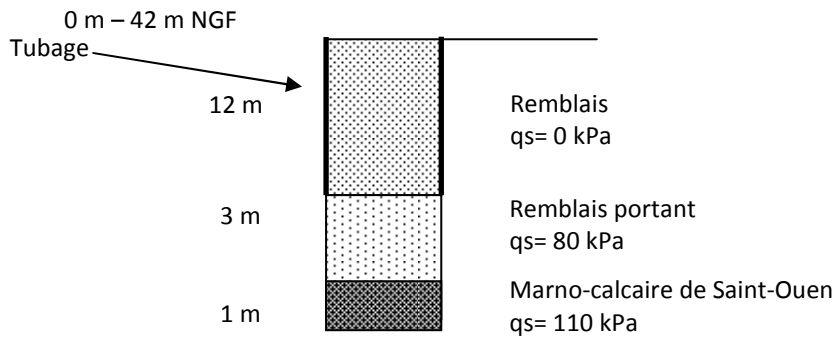
		Longueur 16 m
Pieu de diamètre 0,4 m	Charges admissibles ELS (kN)	366
	Charges admissibles ELU (kN)	584

Tableau 14 : Estimation de la portance des pieux selon un diamètre 400

Pour reprendre une descente de charge de 50t par appui, il sera nécessaire de mettre en place 2 pieux de Ø 400 mm.

4.1.3. Predimensionnement des fondations du pont 2

Le diamètre des pieux ainsi que leur longueur d'ancrage est à adapter aux charges de la structure. Dans les calculs de portance ci-après, les diamètres des pieux est pris égal à 0,8 m et une longueur d'ancrage dans les marno-calcaire de Saint-Ouen de 1 mètre pour la justification.



Kp = 1,8 (sans refoulement)

Les pieux seront de type pieux forés tubés avec tubage récupéré au niveau des marno-calcaire de Saint-Ouen et laissé en place en partie supérieure dans les remblais.

La portance des pieux de 16 m a été déterminée pour un diamètre 800 :

		Longueur 16 m
Pieu de diamètre 0,5 m	Charges admissibles ELS (kN)	502
	Charges admissibles ELU (kN)	847
Pieu de diamètre 0,8 m	Charges admissibles ELS (kN)	1021
	Charges admissibles ELU (kN)	1792

Tableau 15 : Estimation de la portance des pieux selon un diamètre 800

Pour reprendre une descente de charge de 175t par appui, il sera nécessaire de mettre en place 2 pieux de Ø 800 mm.

4.2. Stade d'eau vive

4.2.1. Méthode

Cette étude d'avant projet concernant les dispositions géotechniques à prendre pour construire le stade d'eau vive est basée sur des recommandations ASIRI (Amélioration des Sols par Inclusions Rigides 2012).
Cette étude vise à réduire les risques géotechniques majeurs identifiés dans les études précédentes et l'étude géotechnique préliminaire.
Cette étude vise à :

- définir plusieurs modèles géotechniques en fonction de l'hétérogénéité du site, le niveau du substratum réputé indéformable sera situé plus ou moins précisément en fonction des données disponibles,
- identifier les risques géotechniques,
- utiliser les modèles géotechniques pour examiner les solutions envisageables en fonction des charges apportées et des contraintes liées à l'ouvrage,
- proposer des essais complémentaires si nécessaire,
- préconiser des solutions de renforcement de sol et des solutions pour assurer la stabilité des ouvrages en cas de crue,
- préconiser des dispositions constructives pour réaliser les ouvrages en déblai.

4.2.2. Description de l'ouvrage

Le stade d'eau vive sera construit au droit des bassins 2, 3, 5 et 6 de l'ancienne sablière et sera réalisé en déblai par rapport au terrain en place. Il est constitué d'ouvrages de surface du type bassins et rivières de 1 à 2 mètres de profondeur qui prennent appui sur le sol par l'intermédiaire d'un radier, la charge transmise au sol est inferieure au poids des terres excavées. On identifie :

- trois bassins circulaires (bassin de départ de la rivière de compétition, bassin de départ de la rivière d'entrainement, bassin d'arrivée),
- quatre canaux et rivières (canal d'amenée d'eau, rivière de compétition, rivière d'entrainement, rivière paysagère),
- deux stations de pompage.

L'ensemble des ouvrages est supposé en appui sur une assise stable et des dispositions doivent être prises pour que les tassements différentiels aux joints n'excèdent pas 2 centimètres.
La rivière paysagère sera à ce stade du projet traitée en terrassement recouvert de géomembrane puis mis en eau. Ainsi elle ne sera pas étudiée en renforcement de sol.

4.2.3. Modèles géotechniques

De nombreux essais in situ ont été réalisés sur ce site depuis 10 ans. Le plan « PL2 - VDI_PSTMG-planche1 » (Annexe 1) présente l'implantation des différents sondages, la position des anciens bassins de décantation et la localisation approximative de l'ouvrage à construire. Malgré le nombre important d'essais réalisés, nous ne disposons que de deux rapports :

- Sol Conseil Sondage en 2002 : Etude de sol en vue de la « Réalisation d'un parcours d'eaux vives sur le site sportif de Vaires-sur-Marne (77).
- FUGRO en 2006 : Rapport d'avant-projet géotechnique sur le site sportif de l'Ile de Vaires - Réalisation du parcours d'eau vive - Reconnaissance géotechnique et environnementale.

Ainsi, un nouveau plan a été dessiné (Annexe 1) à partir des données existantes et mises à notre disposition concernant les sondages et essais réalisés sous le stade d'eau vive. Pour définir le modèle géotechnique nous disposons donc des essais suivants :

- CPTU (Fugro 2006),
- essais pressiométriques (Fugro 2006),
- essais pressiométriques (Sol Conseil 2002),
- sondage carotté (Sol Conseil 2002),
- essais pressiométriques (Antea Group 2012).

L'exploitation du site en bassins séparés par des digues implique de proposer un modèle géotechnique par bassin et un modèle pour les digues qui sont de compressibilité différente.

4.2.3.1. Bassin 6

Seront construits au droit du bassin 6 (Figure 1) :

- le bassin de départ de la rivière d'entrainement,
- la zone de départ de la rivière d'entrainement,
- un tronçon de la rivière paysagère,
- le tapis roulant reliant le bassin de départ de la rivière d'entrainement et le bassin d'arrivée, la station de pompage n°2.

Nous disposons de 6 sondages pressiométriques (SP1, SP3 et SP4 d'Antea Group 2012 ; S2 de Sol Conseil 2002 ; PR04-1 et PR04-2 de Fugro 2006) et 3 CPTU (Fugro 2006).

Tous les essais mettent en évidence une couche compressible de 12 à 13 m (d'épaisseur base située entre +29 NGF et +30 NGF) constituée de remblai d'apport limono-sableux (Tableau 1).

Horizon	toit	base	Em (MPa)	Pl (MPa)	qc (MPa)
Remblai sableux	+42 NGF	+40 NGF	3 à 7	0,25 à 1	10
Dépôt décantés silteux	+40 NGF	+29 NGF à +30 NGF	1 à 4	0,1 à 0,2	0,5 à 2
Marno-calcaire de Saint Ouen	+29 NGF à +30 NGF		20 à 70	1 à 3	

Tableau 16 : Modèle géotechnique du bassin 6

4.2.3.2. Bassin 5

Le bassin 5 est en bordure de l'ouvrage à construire, une part minime du bassin d'arrivée se situe au droit du bassin 5 (Figure 1).

Nous disposons d'un sondage pressiométrique (SP5 d'Antea Group 2012) d'un sondage carotté (C3 Sol Conseil 2002 – Tableau 3) et de deux CPTU (Fugro 2006). La couche de sol compressible atteint 12 m à 13 m d'épaisseur (base située entre +29 NGF et +30 NGF) et est constituée de sables fins et argiles grises avec quelques tâches noires.
Seul le sondage pressiométrique permet d'apprécier l'épaisseur de la couche compressible, les CPTU et le sondage carotté étant trop court (Tableau 2).

Horizon	toit	base	Em (MPa)	Pl (MPa)	qc (MPa)
Remblai sableux	+42 NGF	+40 NGF	4 à 7	0,15 à 0,6	3
Silts décantés NC	+40 NGF	+39 NGF			0,5
Remblai sableux	+39 NGF	+38 NGF			3
Dépôt décantés silteux ± SC	+38 NGF	+29 NGF à +30 NGF	3 à 6	0,1 à 0,3	1
Marno-calcaire de Saint Ouen	+29 NGF à +30 NGF		15 à 80	1 à 3	

Tableau 17 : Modèle géotechnique du bassin 5

Sol	z (m)	ρs (Mg/m^3)	ρh (Mg/m^3)	w (%)	Cc/1+e0	Ip
Argile beige A2	6,6	1,56	1,93	23,5	0,08	22,5
Argile beige A2	7,5	1,56	1,91	22,0	0,07	
Argile grise A2	8,8	1,32	1,62	22,5	0,07	-

Tableau 18 : Essais de caractérisation des dépôts silteux

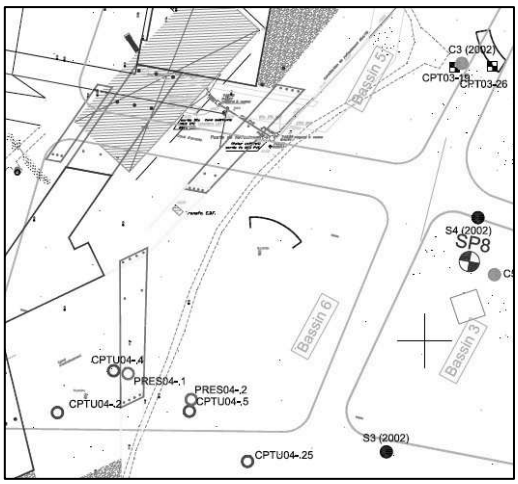


Figure 13 : Implantation des sondages dans les bassins 5 et 6

4.2.3.3. Bassin 2

Seront construits au droit du bassin 2 (Figure 2) :
- le bassin de départ de la rivière de compétition,
- un tronçon de la rivière de compétition,
- un petit tronçon du bassin d'arrivée,
- le tapis roulant reliant le bassin de départ de la rivière de compétition et le bassin d'arrivée,
- la station de pompage n°1.

Nous disposons d'un sondage pressiométrique (SP11 d'Antea Group 2012) sous le bassin de départ de la rivière de compétition, un sondage pressiométrique (SP7 d'Antea Group 2012), un sondage carotté (C4 Sol Conseil 2002 – Tableau 5) et de six CPTU (Fugro 2006) sous la rivière de compétition.
Seuls les sondages pressiométriques permettent d'apprécier l'épaisseur de la couche compressible, les CPTU et le sondage carotté étant trop courts. L'épaisseur de la couche compressible est estimée à 13 m (base située entre +29 NGF et +30 NGF) et est constituée d'un mélange de sable et d'argile (Tableau 4).

Horizon	toit	base	Em (MPa)	Pl (MPa)	qc (MPa)
Sables de stériles	+43 NGF	+38 NGF	0	0,35	10
Dépôt décantés silteux NC en alternance avec sablonneux lâches	+38 NGF	+29 NGF à +30 NGF	5 à 16	0,17 à 1,18	1 à 2
Marno-calcaire de Saint Ouen	+29 NGF à +30 NGF		13 à 110	0,35 à 4	

Tableau 19 : Modèle géotechnique du bassin 2

Sol	z (m)	ρs (Mg/m^3)	ρh (Mg/m^3)	w (%)	Cc/1+e0	Cv (m/s)
Argile beige A2	2,4	1,3	1,8	38,4	0,1	5.10^{-4}

Tableau 20 : Essais de caractérisation des dépôts silteux

4.2.3.4. Bassin 3

Le tronçon final de la rivière de compétition sera construit au droit du bassin 3 ainsi qu'une partie du bassin d'arrivée (Figure 2).

Nous disposons de deux sondages pressiométriques (SP8 d'Antea Group 2012 et S4 de Sol Conseil 2002) et d'un sondage carotté (C5 Sol Conseil 2002 – Tableau 7). L'épaisseur de la couche compressible varie entre 12,5 m (base située à + 30,1 NGF) identifiée par SP8 d'Antea Group 2012, et 14 m identifiée par S4 et C5 de Sol Conseil 2002 (Tableau 6).

Notons qu'il existe une forte hétérogénéité dans les bassins puisque par exemple les SP8 et le C5 donnent des informations sur l'épaisseur de la couche compressible assez différentes alors qu'ils sont très proches l'un de l'autre.

Horizon	toit	base	Em (MPa)	Pl (MPa)
Sables de stériles	+42,5 NGF	+35 NGF à +37,5 NGF	1,5 à 4	0,3
Silts décantés NC	+35 NGF à +37,5 NGF	+34 NGF à +35 NGF	4	0,2
Dépôt décantés silteux ± SC	+34 NGF à +35 NGF	+29 NGF à +30 NGF	4 à 6	0,2
Marno-calcaire de Saint Ouen	+29 NGF à +30 NGF		15 à 80	0,5 à 3

Tableau 21 : Modèle géotechnique du bassin 3

Sol	z (m)	ρs (Mg/m^3)	ρh (Mg/m^3)	w (%)	Cc/1+e0	Cv (m/s)
Argile	13,0	1,51	1,9	26,5	0,11	$1,5.10^{-4}$

Tableau 22 : Essais de caractérisation des dépôts silteux

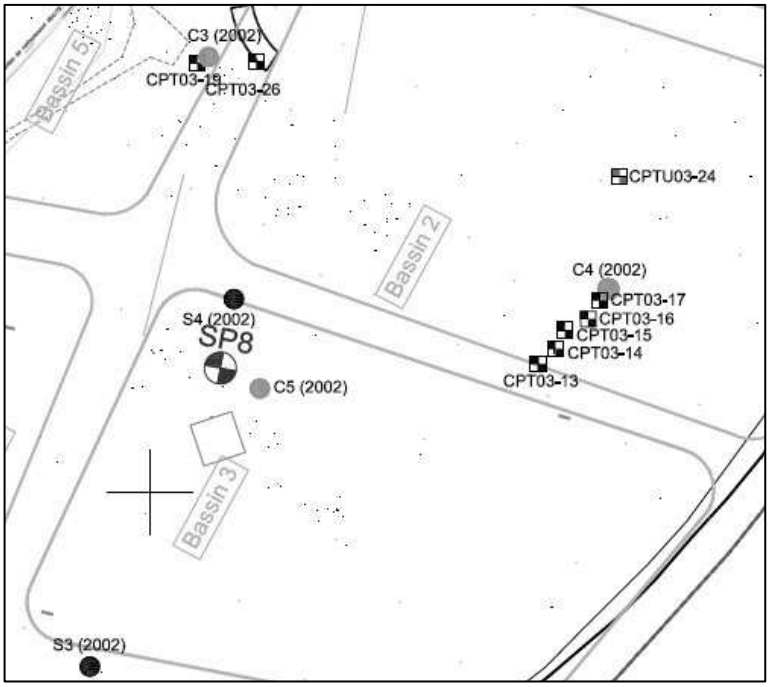


Figure 14 : Implantation des sondages dans les bassins 2 et 3

4.2.3.5. Digues de séparation des bassins

Les essais de Fugro (2006) permettent de déterminer qualitativement la composition des digues séparant les bassins (Tableau 8).

Digues	Composition
entre bassins 2 et 3	Silts sablonneux jusqu'à + 35 NGF
entre bassins 4 et 5	Sables et silts consolidés jusqu'à + 38 NGF avec une rehausse tardive de silts rapporté jusqu'au TN
entre bassins 4 et 5	Sables et silts consolidés jusqu'à + 38 NGF avec une rehausse tardive de silts rapporté jusqu'au TN

Tableau 23 : Composition des digues

4.2.3.6. Bassin d'arrivée

Le bassin d'arrivée sera disposé au droit d'un merlon de séparation des bassins 2, 3, 5 et 6 en débordant un peu sur tous les bassins occasionnant des différences de compressibilité importante sous son assise.

4.2.3.7. Synthèse

Les épaisseurs des couches de sol compressible sont peu variables dans les anciens bassins (entre 12 et 14 m). Ce sol présente potentiellement de fortes hétérogénéités en termes de compressibilité (remblai de comblement) ; il peut être de nature limoneuse, argileuse et sableuse avec des débris divers. Certaines couches sont surconsolidées alors que d'autres sont normalement consolidées. Cette couche compressible peut présenter des variations importantes de nature et d'épaisseur en particulier en bordure des zones exploitées et au droit des digues de séparation des bassins.

En fonction de la nature des sols rapportés, certaines couches de remblai de comblement mis en œuvre dans les bassins peuvent aussi être sensibles au fluage.
Sous les sablières on trouve un horizon marno-calcaire de Saint Ouen, les sables de Beauchamp et un horizon de marnes et caillasse du lutétien. Le substratum peut être défini au niveau de l'horizon marno-calcaire de Saint Ouen en fonction des résultats pressiométriques et des faibles charges apportées pour l'ouvrage à construire.
Le rapport de Fugro 2006 donne une bonne définition des différents horizons de sol rencontrés dans les bassins.
Le rapport de Sol Conseil 2002 indique un risque de dissolution gypseuse au sein de l'horizon de marne et caillasse situé à 40 m de profondeur.

Sur plusieurs sondages pressiométriques d'Antea Group (2012), on observe des horizons lâches d'un mètre d'épaisseur dans les marnes situées entre 25 et 30 m de profondeur.

Une campagne d'essais complémentaire de pénétromètres statiques permettrait d'identifier rigoureusement l'épaisseur de la couche compressible dans chaque bassin et dans les digues et d'apprécier la compressibilité de ces couches.

4.2.4. Amélioration des sols

4.2.4.1. Solution proposée

Dans un contexte de sol compressible homogène en place, la construction en déblai du stade d'eau vive ne poserait pas de problème de tassement puisque les charges apportées par l'ouvrage seront inférieures aux charges supportées actuellement. Cependant la nature et l'exploitation des sols sous-jacents génèrent une hétérogénéité importante au sein même des matériaux de comblement des bassins et entre les bassins et les digues de séparation avec un risque de fluage de certaines couches de sol.

Cette hétérogénéité et ce tassement à long terme nécessitent une amélioration du sol afin d'obtenir une assise stable sous les ouvrages. La solution d'amélioration de sol par inclusions rigides apparait la plus adaptée à ce type de terrain très hétérogène.

Cette technique consiste à transférer la charge apportée par l'ouvrage vers le substratum par l'intermédiaire d'inclusions rigides verticales et une plateforme de transfert de charge. L'amélioration du sol par inclusions rigides est une technique moins onéreuse qu'une solution de renforcement par pieux et permet cependant de maitriser les tassements différentiels qui ne pourraient pas l'être par une amélioration de sol par colonnes ballastées.

Même si la solution d'amélioration de sol par inclusions rigides n'avait pas été proposée dans les précédentes études (Fugro 2006), la nouvelle configuration du stade d'eau vive qui est construit entièrement en déblai ainsi que les avancées importantes dans le dimensionnement et la mise en œuvre des inclusions rigides apportées notamment par le projet national ASIRI confortent notre choix. Cette solution permettra aussi une bonne transition entre les remblais et les bâtiments fondés sur pieux.

L'amélioration de sol par inclusions rigides permettra d'homogénéiser les terrains sous-jacents en assurant une assise stable sous les radiers. Les zones de faiblesses identifiées par les sondages pressiométriques (Antea Group 2012) sont suffisamment profondes et peu épaisses pour ne pas affecter la stabilité des inclusions rigides.

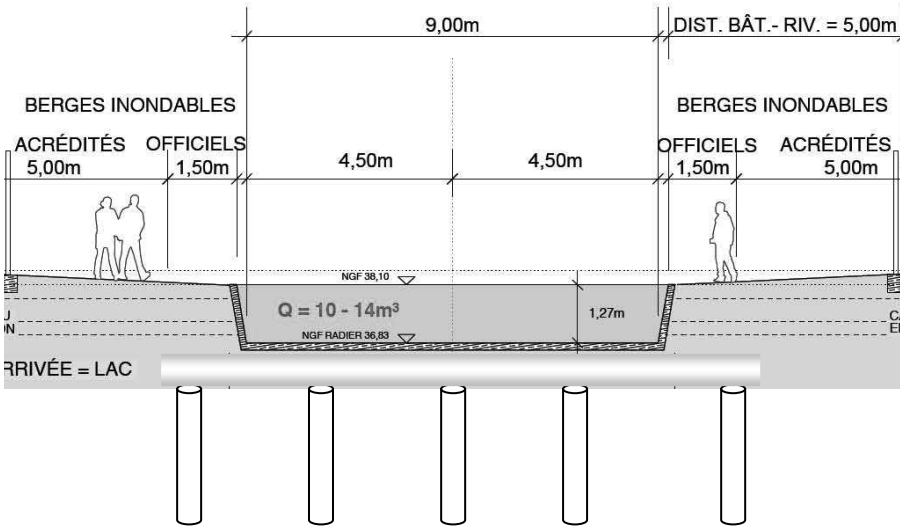
4.2.4.2. Dispositions constructives

Les dispositions proposées sont conformes aux recommandations ASIRI (2012). Les inclusions rigides peuvent être exécutées par extraction du sol ou par refoulement. Nous préconisons des inclusions rigides par refoulement réalisées soit à la tarière refoulante soit par vibrofonçage.
Le diamètre minimal usuel est égal à 250 mm, la note de dimensionnement de la mission d'étude géotechnique de projet (G2) précisera le diamètre des inclusions. Les inclusions rigides seront réalisées jusqu'à l'horizon porteur et seront ancrées d'une longueur qui sera elle aussi à préciser dans la note de dimensionnement.

Afin de limiter le nombre d'inclusions rigides à réaliser, l'amélioration du sol suivra le tracé des ouvrages et sera constituée de plusieurs files d'inclusions rigides inscrites dans un maillage qui sera précisé ultérieurement mais respectant les critères suivants :

- la distance minimale entre inclusions sera de quatre diamètres,
- la distance maximale entre inclusions sera de 3 m,
- l'axe de chaque file d'inclusions bordant les ouvrages demeurera à une distance du bord de l'ouvrage inférieure ou égale au quart de la dimension de l'entraxe.

Les ouvrages n'apportant pas de surcharge par rapport aux terres extraites, on peut recommander un maillage large (de l'ordre de 2,5 m à 3 m) pour un diamètre de 300 mm.
Ainsi, selon la largeur des ouvrages, par exemple 9 m au droit d'un tronçon de la rivière de compétition ; cela représente une rangée de 5 inclusions de 3 m d'entraxe sur le linéaire.



La plateforme de transfert de charge sera réalisée en deux phases : une première couche d'au moins 20 cm d'épaisseur assurant le rôle de plateforme de trafic et une seconde couche d'au moins 30 cm d'épaisseur complétant la première couche pour constituer une plateforme de 50 cm d'épaisseur minimum. Les inclusions rigides seront recépées à la base de la plateforme de trafic.

Etant donné les conditions hydrauliques du site et notamment les possibles crues, il est préférable que la plateforme de transfert de charge soit constituée en matériaux granulaires (sans fines) plutôt qu'en sol traité. En fonction du dimensionnement, la plateforme de transfert de charge pourra ou non être renforcée par une nappe géosynthétique de type géogrille améliorant l'enchevêtrement des particules granulaire à la mise en œuvre et améliorant le report de charge.

La particularité de l'ouvrage est qu'il présente un dénivelé de pratiquement 6 m entre le radier du bassin de départ et le radier de la station de pompage n°1. La rivière de compétition présente un dénivelé de 4,50 m pour une longueur de 300 mètres. Il faudra donc envisager un terrassement adapté (en terrasses) pour réaliser la plateforme de trafic permettant de circuler et de travailler tout le long du parcours de la rivière de compétition.

4.2.5. Travaux sous le niveau de la nappe

Certains ouvrages du stade d'eau vive seront réalisés sous le niveau de la nappe. Leur construction nécessitera donc de prendre des dispositions pour assurer l'étanchéité le temps des travaux.

La station de pompage n°1 située sous le niveau de la nappe et proche du bassin de départ de la rivière de compétition nécessitera la pose d'un rideau de palplanches (ancré vers 29 m NGF) et la mise en place d'un pompage approprié. La cote maximum de la nappe ne nécessitant pas l'arrêt des travaux est à + 38 NGF, l'ouvrage de soutènement provisoire présentera donc une hauteur de fond de fouille de 4,5 m avec un talus entre la tête du rideau de palplanche et l'assise du radier du bassin de départ de la rivière de compétition.
Le rideau de palplanche n'assurera pas une étanchéité totale et un épuisement en fond de fouille sera à prévoir.

<u>Mise hors d'eau de la fouille</u>

Pour les calculs de mise hors d'eau des fonds de fouilles en phase travaux, nous retenons le cas de bassin le plus défavorable situé à 34m NGF. Le niveau de nappe étant fixé à 38.5 m NGF, pour l'estimation du débit d'exhaure, nous nous basons sur ce niveau.

Sur la base de la formule de Schneebeli, en l'absence d'écran d'étanchéité, le débit d'exhaure dans la fouille peut être estimé à :

$Q = 2,5\ k\ H \sqrt{S}$

Où k : perméabilité du milieu, en m/s
H : hauteur de rabattement de la nappe en m
S : surface de la fouille, en m^2.

$Q = 2,5 * 1.10^{-5} * 4,5 * \sqrt{(1130)} < 100\ m^3/h$

Compte tenu des débits d'exhaure estimés, la mise en œuvre d'une étanchéité à la périphérie de la fouille n'apparaît pas nécessaire. Les travaux de terrassement pourront être gérer par passe, ce qui limiterait le débit d'exhaure en fond de fouille.
Cependant l'estimation de la perméabilité a été principalement basée par l'analyse des résultats d'essais Lefranc présentés en Annexe 7 (facteur 100 entre la perméabilité mesurée et la perméabilité en grand) et les résultats issus de l'étude de rabattement réalisée par Burgeap en 2002.
Les essais Lefranc présentant des valeurs ponctuelles, nous recommandons la réalisation d'un essai de pompage au droit du bassin d'arrivée de la rivière de compétition.

4.2.6. Stabilité des ouvrages en cas de crue

En cas de crue (jusqu'à + 41,5 m NGF), les radiers des bassins et des rivières seront soumis à des sous-pressions variables selon la cote de l'ouvrage ; le cas le plus défavorable étant une crue hors période d'utilisation des bassins. La solution d'amélioration de sol proposée ne permettant pas d'assurer la stabilité des ouvrages soumis à des sous-pressions, il est nécessaire de mettre en place un dispositif assurant leur stabilité.

Il faudra vérifier la stabilité des deux stations de pompage enterrée lorsque celles-ci subiront des sous-pressions en cas de crue.
Si leur stabilité n'est pas assurée on pourra soit les « alourdir », soit les ancrer par micro-pieux, plutôt que de renforcer le sol par inclusions rigides sous leur position.
Pour les autres ouvrages potentiellement soumis à des sous-pression en cas de crue, une solution simple et moins onéreuse qu'un ancrage par micro-pieux est de mettre en place des dispositifs de clapets de décharge qui s'ouvrent lorsque la nappe atteint un certain niveau et qui permet ainsi aux ouvrages de se remplir d'eau équilibrant les sous-pressions appliquées sous leur radier.

4.1. Voiries

Dans le cadre de ce projet, il est prévu la réalisation d'une voirie parcourant le site du futur centre nautique. Pour cette étude d'avant-projet (mission G12), nous réalisons un pré-dimensionnement de structures de chaussées pour ces voiries en utilisant le logiciel Alizé-LCPC, développé par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

4.1.1. Hypothèses de calculs

Pour la détermination de la structure de chaussée, il faut préalablement définir le type, la fréquence et l'agressivité du trafic auxquels sera soumise la chaussée.

Ne disposant pas d'informations à ce sujet, **les hypothèses retenues concernant le trafic** pour le pré-dimensionnement sont les suivantes :

- <u>Hypothèses sur le trafic, à préciser ultérieurement par le maitre d'ouvrage</u>

  - Intensité du trafic prévue (en moyenne journalière annuelle) : 3 poids lourds / jour / sens / voie,
  - Charge prévue sur un essieu : 15 tonnes,
  - Durée de vie de la chaussée souhaitée : 20 ans,
  - Taux de croissance : nous faisons l'hypothèse d'une croissance du trafic avec un taux de croissance linéaire annuelle de 2 % du trafic de l'année de mise en service.

Le logiciel Alizé-LCPC calcule ainsi le nombre de poids lourds cumulé sur 20 ans TCi_{20} :

$$TCi_{20}=26061 \text{ Poids lourds}$$

- <u>Hypothèses complémentaires nécessaires au pré-dimensionnement</u>

  - Durée de vie : 20 ans,
  - Coefficient d'Agressivité Moyen : CAM = 0.5 (catalogue des structures de chaussées neuves 1998, SETRA – LCPC),
  - Risque : 30 % (catalogue des structures de chaussées neuves 1998, SETRA – LCPC).

4.1.2. Pré-dimensionnement de la structure de chaussée

Une structure de chaussée est choisie de façon à mettre en place des épaisseurs minimisées tout en assurant la stabilité mécanique. Le **principe de pré-dimensionnement** consiste à vérifier que les déformations dans les différentes couches engendrées par la charge standard sont inférieures aux valeurs admissibles liées aux matériaux. Les valeurs admissibles correspondent à :

- Déformation tangentielle en base de couche bitumeuse (hors couche de roulement),
- Déformation verticale pour les plateformes support de chaussée.

Les valeurs admissibles sont déterminées par calcul à partir des lois de comportement rhéologiques des matériaux, du trafic supporté par la chaussée et des paramètres de dimensionnement usuel (durée de vie et risque).

A l'issue du pré-dimensionnement, **la structure choisie** pour les hypothèses énoncées précédemment est la suivante :

Nom	**Cote de Base (m)**	**Epaisseur (m)**
Béton Bitumineux (BB)	-0,06	0,06
Grave Bitume 2 (GB2)	-0,16	0,10
PF2	< -0,16	-

Tableau 24 : Succession des couches structurelles de la chaussée

Avec les caractéristiques suivantes :

Nom	Module Elastique (Mpa)	nu
BB	5400	0.35
GB2	9300	0.35
PF2	50	0,35

Tableau 25 : Caractéristiques mécaniques – Tref=15°C/f=10 Hz

Les interfaces sont considérées comme collées.

4.1.3. Vérification de la structure de chaussée avec un niveau de risques à 30%

Les vérifications sous le logiciel Alizé-LCPC aboutissent aux informations suivantes :

Produits	Résultats Alizé-LPCP	Limites admissibles
10 cm de grave-bitume de classe 2 (gb2)	ε_T=183,3 µdef	ε_{Tadm} = 235,7 µdef
Plate-Forme Support PF2 Module= 50 MPa	ε_Z = 715,4 µdef	ε_{Zadm} = 1952,5 µdef

Tableau 26 : Vérification de structure

La couche de roulement ne fait pas l'objet d'un dimensionnement.
Sur la base de la structure proposée, les sollicitations des couches de la structure demeurent inférieures aux valeurs admissibles. La structure est vérifiée vis-à-vis du trafic et des hypothèses retenues pour le pré-dimensionnement.

Le niveau de portance de la chaussée devra être au moins égal à celui d'une **plateforme de type PF2**, c'est-à-dire avec un module d'Young de 50 MPa. La portance devra être contrôlée avant la mise en œuvre des couches de la structure de voirie. Ces essais pourront correspondre à des essais à la plaque.
Il est à noter que cette structure pourra être renforcée par une géogrille.

4.1.4. Remploi des matériaux

Les essais en laboratoire ont permis de déterminer la classification GTR des matériaux notamment à proximité de la cote de la future voirie (environ 41 NGF).

Désignation sondage	**Nature du matériau**	**Cote / Profondeur**	**Classe GTR**
Sol Conseil Sondage			
C4	Remblai	41,7 NGF	B_1/B_2
P1	Remblai	41,6 NGF	B_1
P3	Remblai	41,2 NGF	A_2th
P6	Remblai	40,9 NGF	A_3
C4	Remblai	40,8 NGF	A_2
Antea Group			
PM5	Sable grossier beige très légèrement argileux	- 0,60 à -0,80 m	B_4
PM8	Argile sableuse	-1,50 m	A_2
PM14	Argile sableuse	-1,50 m	A_1h

Tableau 27 : Classification GTR des matériaux à la cote voirie

D'après ces résultats, la cote 41 NGF correspond approximativement au passage de sols sableux et graveleux avec fines (classe B) à des sols fins (classe A).

Les sols très humides, th, sont inutilisables en l'état pour la construction de la chaussée.

La mise en œuvre d'un matériau traité répondant à une qualité « couche de forme » n'est pas réalisable. Il conviendra d'effectuer un traitement selon un technique « remblai » sur une épaisseur d'au moins 0,50 m. Pour l'obtention d'une couche de forme de type PF2, il sera nécessaire d'effectuer un traitement par liant hydraulique associé à la chaux. L'épaisseur préconisée de la couche de forme est de 0,35 m.

La structure peut être revue en fonction des évolutions de trafic et de la qualité des matériaux in-situ et mis en œuvre. L'entreprise pourra, selon ses méthodologies propres, proposer une structure équivalente permettant de supporter le trafic.

5. Recommandations

5.1. Dispositions constructives

Sur la base des données existantes et des résultats de la campagne menée par Antea Group les recommandations constructives en rapport avec le projet de création de la base nautique sont les suivantes :

La surépaisseur des remblais rencontrée et les descentes de charges orientent le mode de fondation des bâtiments vers des fondations profondes de type pieu.
Il est à noter que dans le cas de pieux forés béton, une surconsommation de béton au sein des remblais de comblement n'est pas à exclure sans dispositif spécifique de tubage.

Les ouvrages tels que les bassins, rivières et bâtiments peu chargés (tour d'arrivée eau vive et pole 3) peuvent être fondés superficiellement sous inclusions.
Cette technique de renforcement de sol permet principalement de s'affranchir des tassements différentiels dus à l'hétérogénéité des remblais.
Une campagne d'essais complémentaire au pénétromètre statique au stade PRO permettrait d'identifier rigoureusement l'épaisseur de la couche compressible dans chaque bassin et dans les digues et d'apprécier la compressibilité de ces couches.

D'après le CCTG – Fascicule 62, le tassement d'un pieu isolé chargé axialement à une valeur proche de sa charge de service (Q_{ELS}) est compris entre 0,3 à 1 % de son diamètre, soit pour les diamètres envisagés des tassements de l'ordre du centimètre.

Les venues d'eau en fond de fouille concerneront les ouvrages les plus profonds des rivières et bassins (y compris les 2 stations de pompage). Au vu du rabattement à atteindre et des perméabilités mesurées (notamment à l'analyse du rapport de BURGEAP de 2002), les débits d'exhaure en fond de fouille pourront être gérés par un pompage classique. Cependant, la période de pompage devra être choisie pour limiter les débits (préférentiellement au printemps).
Il est à noter que des poches d'eau alimentées par l'impluvium bloquées par des passages peu perméables dans les remblais peuvent occasionner des venues d'eau au dessus de la nappe alluviale fixée à 38,5 m NGF. Cette cote a été fixée au stade de l'avant-projet et Antea Group recommande la réalisation de suivi piézométrique sur de nouveaux sondages implantés autour des ouvrages concernés par le niveau de nappe superficielle.
L'estimation des débits d'exhaure en fond de fouille pourront être affinés par la réalisation au stade PRO d'un pompage d'essai au droit du bassin d'arrivée et d'une modélisation sous le logiciel MARTHE.

La mise en place de remblais (bute paysagère) représentant une surcharge rédhibitoire en terme de tassement et de frottement négatif pour les remblais contre les façades, un système de renforcement par inclusion devra être mise en œuvre. Ces remblais devront être équipés d'un système de drainage.

L'étude des fondations existantes au droit du pole 4 et du bâtiment nautique voué à la démolition, oriente nos conclusions sur un mode de fondations profondes au droit des 2 bâtiments.
Etant données les distances prévues entre l'existant et les extensions du pole 4, il n'y aura pas d'interaction en les structures, dans le cas où les fondations profondes auront le même niveau d'ancrage.

5.2. Terrassements et réutilisation des matériaux

Etant données les profondeurs et l'emplacement des déblais, les travaux de terrassement intéresseront l'horizon des remblais. Il devra être pris en compte la présence potentielle de blocs issus des matériaux de déconstruction (potentiellement > 1m de diamètre) présents dans ces remblais. Les éventuels points durs au sein des remblais (blocs, débris anthropiques), des alluvions anciennes, du marno-calcaire de Saint-Ouen (passages de bancs calcaires) et des sables de Beauchamp (passages gréseux) pourront nécessiter l'emploi d'outils de forage adaptés. Dans le cas de pieux battus, ces points durs peuvent occasionnés de faux refus.

Au vu de la profondeur d'excavation prévue et de l'absence de contrainte de mitoyens sur le site (en dehors des stations de pompage proche des bassins), Antea Group recommande de réaliser les travaux de terrassement par excavation. De plus, la classe des matériaux de la matrice étant à dominante sablo-limoneuse, leur caractéristiques intrinsèques ne permet pas une bonne tenue ; aussi, les talus de déblais ou de remblais réutilisant ces matériaux devront présenter une faible pente. Les talus de la fouille devront présenter une pente de l'ordre de 3 horizontal/1 vertical.

Ponctuellement, il sera nécessaire de mètre en place des soutènements (au droit des stations de pompage). Les hauteurs libres à considérer sont compatibles avec un mode de soutènement de type palplanches.

Le niveau de nappe ne devra pas être atteint pour les terrassements prévus jusqu'à environ à -4m/TN, cependant des circulations d'eau dans les formations superficielles issues de l'impluvium (cet aspect devra être vérifié au stade G2) devront être prises en compte avec les moyens de pompage adaptés.

En phase travaux, la circulation des engins de chantier nécessitera la réalisation de plateformes. La structure de chaussée proposée (définitive) pourra être renforcée par une géogrille en fonction de la tolérance de déformations souhaitée.

Dans les conditions d'hétérogénéité des remblais, la réutilisation des matériaux ne pourra s'effectuer qu'à l'avancement. Il sera nécessaire d'installer une unité de tri et de criblage des remblais de comblement.

Nous rappelons que la présente étude correspond à une étude géotechnique d'avant-projet (mission G12) au sens de la norme NF P 94 500 de décembre 2006 définissant les missions d'ingénierie géotechniques.

Conformément à l'esprit de cette norme, qui est de réduire étape par étape les risques liés au sol, elle doit être suivie par une étude de projet géotechnique (mission G2) dans le cadre du projet de développement de la base nautique.

Pour la phase de réalisation des travaux, la mission de supervision géotechnique (mission G4) devra être réalisée. Elle comportera, d'une part, la validation des documents géotechniques produits par l'entreprise, et d'autre part le suivi du chantier, permettant de s'assurer que les terrains rencontrés présentent des caractéristiques géotechniques cohérentes avec les hypothèses faites dans le cadre des études, et le cas échéant définir en concertation avec l'entreprise les adaptations nécessaires.

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 d'esquisse	Étude géotechnique préliminaire de site (G11)	Première identification des risques	Fonction des données existantes
	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 ces éléments géotechniques	Fonction de la spécificité des éléments étudiés

* NOTE À définir par l'ingénierie géotechnique chargée de la mission correspondante.

Observations sur l'utilisation du rapport

Ce rapport, ainsi que les cartes ou documents, et toutes autres pièces annexées constituent un ensemble indissociable ; en conséquence, l'utilisation qui pourrait être faite d'une communication ou reproduction partielle de ce rapport et annexes ainsi que toute interprétation au-delà des énonciations d'Antea Group ne saurait engager la responsabilité de celle-ci. Il en est de même pour une éventuelle utilisation à d'autres fins que celles définies pour la présente prestation.

Il est rappelé que les résultats de la reconnaissance s'appuient sur un échantillonnage et que ce dispositif ne permet pas de lever la totalité des aléas liés à l'hétérogénéité du milieu naturel ou artificiel étudié.

Antea Group réalise ses prestations dans le respect des principes de la norme AFNOR 31-620, de septembre 2003, aujourd'hui en attente de révision. Antea Group applique les recommandations de la politique de gestion des sites et sols pollués du MEEDDTL, initiée en février 2007 et exprimée dans les circulaires de 2007.

Annexe 1 :

Annexe 2 :

Annexe 3 :

Annexe 4 :

Annexe 5 :

Annexe 6 :

Annexe 7 :

Annexe 8 :

Annexe 9 :

Annexe 10 :

Fiche signalétique

Rapport

Titre : Etude géotechnique de type G12 – Projet de développement du site sportif de Vaires sur Marne (77)

Numéro et indice de version : A69386/vA
Date d'envoi : décembre 2012
Nombre de pages : 53
Diffusion (nombre et destinataires) :
5 ex. Client
1 ex. Agence

Nombre d'annexes dans le texte : 10
Nombre d'annexes en volume séparé : 0

Client

Coordonnées complètes: **SAERP pour la Région Ile de France**
7, rue Watt
75 629 PARIS Cedex

Nom et fonction des interlocuteurs : Mme Sylvie Remy

Antea Group

Unité réalisatrice : Agence-Paris-Centre-Normandie
Nom des intervenants et fonction remplie dans le projet :
Interlocuteur commercial : Michel BOISSEAU
Responsable de projet : Michel BOISSEAU
Auteur : Karine LEBAS
Secrétariat : Solène TOUTAIN

Qualité

Contrôlé par : *Michel BOISSEAU*
Date : 18/12/2012 - *Version A*

N° du projet : *IDFP120529*
N° et Date de la commande : Notification du 25 octobre 2012 - n°marché 1200386

Mots clés : fondations, bassins, renforcement de sol
Commune : Vaires sur Marne (77)

Stade Nautique – Rapport FUGRO 15-06-2006

- Sondage destructif (FUGRO 2005)
- Sondage tarière (FUGRO 2005)
- Sondage carotté (FUGRO 2005)
- Pénétromètre points piézocône (FUGRO 2005)
- Pénétromètre pointe électrique (FUGRO 2005)
- Sondage pressiométrique (FUGRO 2005)
- Puits à la pelle (SOLCONSEIL 2002)
- Sondages pressiométriques (SOLCONSEIL 2002)
- Sondages carottés (SOLCONSEIL 2002)
- Pénétromètre pointe piézocône (2003)
- Pénétromètres dynamiques (SOLCONSEIL 2002)
- Pénétromètre pointe électrique (2003)
- Puits à la pelle
- Pénétromètres dynamiques (BS CONSULT 2001)
- Sondages pressiométriques (BS CONSULT 2001)
- Sondages à la tarière (2003)
- Piézomètre (2003)
- Puits à la pelle (FUGRO 2003)
- Sondages carottés (FUGRO 2003)
- Piézocône (FUGRO 2003)
- Fouilles à la pelle
- Piezomètre
- Sondage pénétromètre (FUGRO 2004)
- Sondage piézomètre (FUGRO 2004)
- Sondage carotté (FUGRO 2004)
- Sondage gamma-ray (FUGRO 2004)
- Fouille à la pelle 5 x 1.5 x 5 m

- Bâtiment à démolir
- Bâtiment conservé
- Bâtiment à créer
- coreaux et bassins à créer
- Bassins de décantation existants
- Ponts et passerelles à créer

Zone Nord-Ouest Rapport FUGRO 18-11-2008

- HCT détectée/Matériaux suspects
- 30 mg/kg <HCT<200 mg/kg
- HCT non détectée / Matériaux non suspects
- Fouille à la pelle mécanique (profondeur maximale 4m)

N°	Profondeur des couches suspectes (m)
F2	1.5-4.0
F4	1.0-3.8
F7	0.0-1.6
F30	1.2-4.0
F32	2.5-3.5
F34	0.7-2.5
F35	1.2-4.0
F17	0.5-4.0
F38	0.5-4.0
F39	1.4-4.0
F20	0.5-4.0
F23	0.5-3.5
F27	2.5-3.5
F43	0.7-4.0
F45	0.7-4.0
F36	0.4-2.5
F46	0.4-2.5
F5	0.2-2.5
F31	0.2-3.0
F37	0.2-4.0
F28	0.5-4.0
F29	1.8-4.0
F40	2.0-3.0
F41	0.2-3.5
F42	0.5-2.8
F44	0.5-4.0
F48	2.0-4.0
F47	0.7-3.5

NOTA : Ce plan est la superposition
- Du plan topographique (altitudes_APS 2)
- Du plan masse (APS 2)
- Des plans des sondages géotechniques joints au rapport FUGRO 18-11-2008
- Le contour des bassins de décantation est complété à partir des photos aériennes jointes au rapport FUGRO 18-11-2008
L'ensemble des plans précédemment cités sont des plan scanés.

BIV	TEF	VDI	PSTMG - Planche 1
	PROJET	AUTEUR	PHASE

BASE DE LOISIRS
ILE DE VAIRES

+/- 0.00m = 41.25 ngf

MAITRE D'OUVRAGE
Institut d'Aménagement et d'Equipement de la Région Parisienne
Cité Pelleport
75980 Paris Cedex 20
Téléphone : 01 44 74 32 00 Fax : 01 44 74 31 20
www.iaurif.org

BUREAU DE CONTROLE

MENUISTE MANUFACTURE
Auer + Weber + Assoziierte GmbH
Stuttgarter Str. 25
D-70469 Munich, Allemagne
Téléphone 0049 89 361 617 30 Télécopie 0049 89 361 617 38
E-mail : ews.stuttgart@auer-weber.de

BET structure
Tractebel Engineering SA Le Delage, 5 rue du 19 mars 1962
92230 Gennevilliers Cedex Téléphone 01 41 85 25 09 Télécopie 01 41 85 22 14
engineering-fr@gdfsuez.com

ARCHITECTE MAITRISE D'ŒUVRE
OCTANT Architecture
73 rue de Martainville
76000 Rouen
Téléphone 02 35 59 04 41 Télécopie 02 35 60 50 20
octant@octant-architecture.fr

BET ENV. VRD TV
SARL Sogi Ingénierie
73 rue Martainville 76000 Rouen
Téléphone 02 32 10 02 90 Télécopie 02 35 61 36 41 bei@sogi-ing.fr

AQUARIUM ET ÉQUIPEMENTS
Aquarium de Paris
Allée du Parlement du Temple
75011 Paris
Téléphone 01 43 14 34 00 Télécopie 01 43 38 13 03
contact@aquariumdeparis.com

BET FLUIDES
RFR Fluides
Rue Ernest Renan
75015 Paris
Téléphone 01 44 79 37 10 Télécopie 01 42 46 82 47 bc@rfr-element.com

ECONOMISTE DE LA CONSTRUCTION
Vanguard
Tour Ariane
5 place de la Pyramide
92088 Paris La Défense
Téléphone 01 55 65 00 50 Télécopie 01 80 89 99 81
p.ledgerdier@cabinetvanguard.com

COORDINATEUR HQE/BREEAM ou AMPA
Sébtale Amin-Tahmasseb
Bureau d'Etudes
BETER Fontenay aux Roses
Téléphone 01 46 61 93 00
tabak@amin-tahmasseb.net

Phase	V-DIA	DATE : 16.07.2012

Plan de superposition topographique, masse et géotechnique - Planche 1

ECHELLE : 1:500