



ETUDES POUR LA CONCEPTION D'UNE RESERVE D'EAU POTABLE SUR LA COMMUNE DU MUY

RAPPORT D'AVANT-PROJET

30 mars 2022



Informations relatives au document

INFORMATIONS GÉNÉRALES

Auteur(s) Nicolas ZAMORA
Fonction Chef de projets

Version V 2 intégration du pompage vers le réservoir des Charles

HISTORIQUE DES MODIFICATIONS

Version	Date	Vérfié par	Fonction	Signature
V Provisoire	06/04/2020	C. CANALETA	Directeur de projets	CCA
V def		C. CANALETA	Directeur de projets	CCA
V 2	30/03/2022	C. CANALETA	Directeur de projets	CCA

DESTINATAIRES

Nom	Entité
Q.BLANCHARD	Syndicat de l'Eau du Var Est
JP.JOURTAU	Syndicat de l'Eau du Var Est

SOMMAIRE

1 - ATTENTES DU MAITRE D'OUVRAGE.....	7
1.1 - Contexte général de l'étude	7
1.2 - Périmètre des Etudes.....	7
1.3 - Décomposition du programme des études.....	7
1.4 - Objectifs de l'étude	8
2 - RAPPELS ETUDES PRELIMINAIRES.....	9
2.1 - Les sites d'implantations étudiés	9
2.1.1 - Sites en dehors du site classé.....	9
2.1.2 - Sites dans le site classé	10
2.1.2.1 - Contraintes réglementaires.....	13
2.1.2.2 - Compatibilité avec les équipements de pompage de la nouvelle UPEP	14
2.1.3 - ZONE 1 a et b Les Planettes	15
2.1.4 - ZONE 2a Baresse	16
2.1.5 - ZONE 2b baresse	18
2.1.6 - ZONE 3 Bourgaric.....	19
2.1.7 - ZONE 4 entre Baresse et Bourgaric.....	21
2.2 - Types d'ouvrages compatibles.....	22
2.1 - Conclusion étude préliminaire	23
Tableau d'analyses multicritères ZONE 1 a Les Planettes	23
Tableau d'analyses multicritères ZONE 1 b Les Planettes	24
Tableau d'analyses multicritères ZONE 2 a Baresse	25
Tableau d'analyses multicritères ZONE 2 b Baresse.....	26
Tableau d'analyses multicritères ZONE 3 Bourgaric	27
Tableau d'analyses multicritères ZONE 4 entre Baresse et Bourgaric.....	28
2.1.1 - Choix du site retenu	29
2.1.1.1 - ZONE 1 a et b Les Planettes	29
2.1.1.2 - ZONE 2 a et b Baresse.....	29
2.1.1.3 - ZONE 3 Bourgaric	29
2.1.1.4 - ZONE 4 entre Baresse et Bourgaric	30
2.1.2 - Choix du type d'ouvrage.....	30
2.2 - Récapitulatif des solutions retenues	31
3 - CARACTERISTIQUES GENERALE DE L'OUVRAGE.....	32
3.1 - Conception du bassin.....	32
3.2 - Fonctionnement hydraulique	32
3.2.1 - Compatibilité en mode distribution gravitaire.....	32
3.2.2 - Compatibilité avec l'équipement de pompage de la nouvelle UPEP	33
3.2.2.1 - Equipement de pompage de l'UPEP du MUY.....	33
3.2.2.2 - Vérification des capacités d'alimentation du nouveau réservoir.....	33
3.2.3 - Compatibilité avec l'adduction du réservoir des Charles commune du MUY.....	35

3.2.3.1 - Données d'entrée APS du 07 Mars 2019 VEOLIA – CMESE.....	35
3.2.3.2 - Vérification des données d'entrée	35
4 - ETUDES GEOTECHNIQUES (ANNEXE 1).....	38
4.1 - Rapport d'étude préalable G1 PGC réservoir	38
4.1.1 - Investigations réalisées.....	38
4.1.2 - Profil géologique du site.....	38
4.1.3 - Principes généraux de construction	39
4.1.3.1 - Principales sujétions géotechniques pour le projet	39
4.1.3.2 - Principes généraux de terrassements.....	39
4.1.3.3 - Principes de fondation	40
4.1.3.4 - Protection des ouvrages contre l'eau	40
4.2 - Rapport d'étude préalable G1 PGC réseaux	40
4.2.1 - Investigations réalisées.....	40
4.2.2 - Profil géologique du tracé	41
5 - DEFINITION DES ELEMENTS DE GENIE CIVIL.....	42
5.1 - Introduction générale	42
5.1.1 - Objectif de la présente note	42
5.1.2 - Normes d'application et recommandations.....	42
5.2 - Hypothèses de base pour la conception	42
5.2.1 - Classe des ouvrages et classes de conséquence.....	42
5.2.2 - Conditions de durabilité.....	43
5.2.3 - Durée de vie des Ouvrages.....	43
Les ouvrages provisoires prévus par l'entreprise seront justifiés comme des ouvrages de classe structurale S1 au sens de l'Eurocode 0.....	43
5.2.4 - Classe d'étanchéité	43
5.2.5 - Contraintes sismiques	43
5.2.6 - Situations de projet.....	44
5.2.7 - Classe d'exposition	44
5.2.8 - Les matériaux	44
5.2.8.1 - Le matériau béton.....	44
5.2.8.2 - Armatures	45
5.2.8.3 - Matériaux utilisés pour les ouvrages provisoires.....	45
5.2.9 - Dispositions constructives.....	45
5.2.9.1 - Enrobage des armatures	45
5.2.9.2 - Maitrise de la fissuration.....	45
5.2.10 - Les actions principales.....	45
5.2.10.1 - Actions permanentes	46
5.2.10.2 - Action hydraulique.....	46
5.2.10.3 - Actions variables	47
5.2.10.4 - Actions sismiques	48
5.2.11 - Contexte géotechnique	48
5.2.11.1 - Niveau phréatique.....	49

5.2.11.2 - Piézométrie.....	50
5.3 - DEFINITION DES SOLUTIONS TECHNIQUES	50
5.3.1 - Ouvrage.....	50
5.3.2 - Fondations	50
5.3.3 - Conditions limites de tassement	51
5.3.4 - Superstructure	51
5.4 - Effet des charges statiques et de l'eau de remplissage	52
5.4.1 - Descentes de charges.....	52
5.4.2 - Vérification de la stabilité au soulèvement	52
5.5 - Etat limite de stabilité d'ensemble au glissement.....	53
5.6 - Effets des actions permanentes et de l'eau sur la structure du réservoir.....	54
5.6.1 - Modélisation de la structure.....	54
5.6.2 - Récapitulatif des sollicitations principales dans le voile intérieur :.....	55
5.6.3 - Sollicitations appliquées à la dalle de couverture.....	56
5.6.4 - Sollicitations appliquées au radier.....	56
5.7 - Actions sismique.....	59
5.7.1 - Actions sismiques	59
5.7.2 - Effet des actions sismiques selon la méthode d'Housner	59
5.7.2.2 - Action active (actions d'oscillation)	61
5.8 - Principe de renforcement de sol sous fondations.....	62
5.8.1 - Renforcement de sol	62
5.8.2 - Dimension des inclusions rigide et emprise au sol	62
5.8.3 - Matelas de répartition	62
5.8.4 - Critères de dimensionnement des inclusions :.....	62
5.9 - Solutions d'optimisation et points singuliers.....	63
6 - LES EQUIPEMENTS DE L'OUVRAGE.....	64
6.1 - Equipements hydrauliques	64
6.1.1 - Équipements d'alimentation des cuves.....	64
6.1.2 - Équipements de vidange	65
6.1.3 - Équipements de trop plein.....	65
6.1.4 - Équipements de distribution	65
6.1.5 - Équipement aspiration groupe de pompage	66
6.1.6 - Équipement refoulement groupe de pompage	66
6.1.7 - Équipement de distribution extérieur à la chambre de vannes	67
6.1.8 - Équipement de vidange / trop plein extérieur à la chambre de vannes.....	67
6.2 - Huisseries (portes, fenêtres).....	67
6.3 - Métallerie (trappes, escalier, garde-corps, passerelles, ventilations)	67
6.3.1 - Équipements chambre de vanne	67
6.3.1.1 - Passerelle :.....	67
6.3.1.2 - Trappes et trémies:.....	67
6.3.1.3 - Escalier colimaçon de descente R - 1:	67

6.3.1.4 - Ventilation:.....	67
6.3.2 - Équipements cuves.....	68
6.3.2.1 - Trappes et trémies:.....	68
6.3.2.2 - Echelles de montée sur dalle supérieure :.....	68
6.3.2.3 - Echelles de descente aux cuves permanentes :.....	68
6.3.2.4 - Ventilation:.....	68
6.3.2.5 - Equipements de sécurité.....	68
6.4 - Matériel de levage.....	69
6.5 - Pompage.....	69
6.6 - Protection contre les régimes transitoires.....	69
6.7 - Ventilation / climatisation.....	70
6.8 - Alimentation électrique.....	70
6.8.1 - Données fournies à titre indicative.....	70
6.9 - Alimentation électrique basse tension.....	70
6.10 - Tableau Général Basse Tension.....	71
6.11 - Câblage, Liaisons électriques sur le site.....	73
6.12 - Circuit de terre.....	73
6.13 - Eclairage - Prises de courant.....	73
6.13.1 - Chambre de vanne.....	73
6.13.2 - Cuves.....	74
6.14 - Groupe électrogène mobile.....	74
6.15 - Automatisme et mesures.....	74
6.15.1 - Station de pompage.....	74
6.16 - Télégestion.....	75
7 - LE RESEAU.....	76
7.1 - Caractéristiques générales des travaux.....	76
7.2 - Principe de pose des réseaux.....	77
7.2.1.1 - Atelier d'ouverture de tranchée et de pose des réseaux.....	77
7.2.1.2 - Atelier fermeture de tranchée.....	77
8 - AMENAGEMENTS PAYSAGERS.....	79
9 - ACCES AU CHANTIER ET INSTALLATION DE CHANTIER.....	81
9.1 - Circulation chantier.....	81
9.2 - Installations de chantier / Zones de stockage.....	84
9.2.1 - Travaux de réseaux.....	84
9.2.2 - Travaux réservoir.....	85
10 - PLANNING D'EXECUTION DES TRAVAUX.....	86
11 - ESTIMATIONS FINANCIERES DES TRAVAUX.....	87

1 - ATTENTES DU MAITRE D'OUVRAGE

1.1 - Contexte général de l'étude

Le Syndicat de l'Eau du Var Est, a réalisé une extension de l'usine de potabilisation du MUY (le Rabinon) dont la capacité de potabilisation sera portée à 2 810 m³/h.

Afin d'accompagner cette extension, il est nécessaire d'accroître également la capacité de stockage d'eau traitée distribuable.

Il est donc prévu de remplacer le réservoir du MUY d'une capacité de 5 000 m³ par un nouvel ouvrage adapté aux nouvelles capacités de production de l'usine.

Cette nouvelle réserve devra permettre la sécurisation de l'alimentation en eau potable des communes desservies.

Au vu des caractéristiques et de la position des réseaux d'adduction et de distribution existants, cette nouvelle réserve devra être située au plus près du réservoir existant. De plus, afin de conserver le mode de fonctionnement hydraulique des réseaux en place, le stockage devra être concentré en un seul point.

Dans la suite de l'étude d'Avant-projet, les caractéristiques techniques et réglementaires sont développées

1.2 - Périmètre des Etudes

Les missions confiées dans le cadre de ce contrat d'études sont les suivantes:

- Etudes préliminaires de différents sites pour l'implantation du réservoir et des réseaux d'alimentation et de distribution (Rapport d'étude préliminaire réalisé en 2018/2019),
- Etude d'avant-projet du réservoir et des réseaux d'alimentation et de distribution,
- Assistance à la consultation d'un prestataire pour les études géotechniques G1 et G2 AVP (Cahier des charges et RAO réalisés en 2019),
- Etablissement et assistance à l'obtention des autorisations administratives réglementaires,
- Assistance réglementaire,
- Etablissement du dossier d'étude d'impact (en fonction de l'issue de la demande « au cas par cas »)
- Insertion paysagère en lien avec les contraintes du site
- Mise en compatibilité du PLU

Le présent document concerne la phase des études d'Avant-Projet

1.3 - Décomposition du programme des études

Le programme des études porte sur :

- La construction des accès,
- La construction d'un nouveau réservoir (en 2 cuves);
- Les travaux de raccordements hydrauliques;
- Les travaux de raccordements autres,
- La mise en sécurité du site,
- L'intégration du réservoir et ses automatismes dans la supervision de l'usine de Le Muy.

1.4 - Objectifs de l'étude

Les objectifs de l'étude sont les suivants :

- Assurer un stockage d'eau potable adapté au vu des nouvelles capacités de production en cours de construction,
- Assurer et sécuriser l'approvisionnement en eau des communes desservies,
- Remplacer le réservoir existant de 5 000 m³,

2 - RAPPELS ETUDES PRELIMINAIRES

2.1 - Les sites d'implantations étudiés

2.1.1 - Sites en dehors du site classé

En phase d'étude préliminaire, 7 sites situés en dehors du site classé ont été étudiés (voir plan en annexe 1) :

- Site A1 – Secteur entre site classé et autoroute, au droit de l'usine
- Site A2 – Secteur entre site classé, autoroute, et route de Sainte Maxime
- Site A3 – Secteur au Nord de l'autoroute, en partie centrale du territoire communal du Muy
- Site A4 – Secteur au Nord de l'autoroute, en partie Nord du territoire communal du Muy
- Site A5 – Secteurs au sud du territoire communal du Muy, à l'Ouest de la Route de Saint Maxime
- Site A6 – Secteur au sud-est du site classé
- Site A7 – Collines en bordure de la route de Draguignan

Le tableau de synthèse des sites étudiés est présenté ci-dessous

Site	Contraintes environnementales et paysagères	Linéaire de réseau Adduction (m)	Linéaire de réseau Distribution(m)	Eléments à prendre en compte (*)	Coût estimatif du réseau de transfert
A1		Cote altimétrique trop faible			
A2		Cote altimétrique trop faible			
A3		Cote altimétrique trop faible			
A 4	Très fortes Similaires au site classé (Colle du Rouet)	13 800	7 600	Autoroute, Argens, Voie Ferrée	22.4 M € HT
A 5-1	Très fortes, notamment au niveau paysager.	4 400	4 400	RD125, Obstacles topographiques	9.3 M € HT
A 5-2	Très fortes, notamment au niveau paysager. Très proche du site classé. Diagnostic environnemental effectué	3 200	3 200	RD125, Obstacles topographiques	6.6 M € HT
A 5-3	Très fortes, notamment au niveau paysager. En zone résidentielle	7 600	7 600	RD125, Obstacles topographiques	15.5 M € HT
A 5-4	Très fortes, notamment au niveau paysager	7 600	7 600	RD125, Obstacles topographiques	15.5 M € HT
A 5-5	Très fortes, notamment au niveau paysager	8 000	8 000	RD125, Obstacles topographiques	16.3 M € HT
A 6-1	Très fortes, notamment au niveau paysager. Diagnostic environnemental effectué. Très proche du site classé	4 100	4 100	Point haut, Capacité pompage	8.5 M € HT
A 7-1	Fortes, notamment au niveau paysager. Diagnostic environnemental effectué	6 000	6 000	Zone aménagée, Autoroute, Argens, Voie ferrée	13 M € HT
A 7-2	Fortes, notamment au niveau paysager	8 200	8 200	Zone aménagée, Autoroute, Argens, Voie ferrée	17.4 M € HT

(*) s'ajoute le problème de la maîtrise foncière des terrains.

En conclusion, les sites 1 à 3 sont incompatibles avec les contraintes techniques du système de production existant du fait des cotes altimétriques beaucoup trop faibles. Ils ne permettent pas la réalisation du projet.

Tous les autres sites (4, 5, 6 et 7) conduisent à s'éloigner fortement des ouvrages existants,

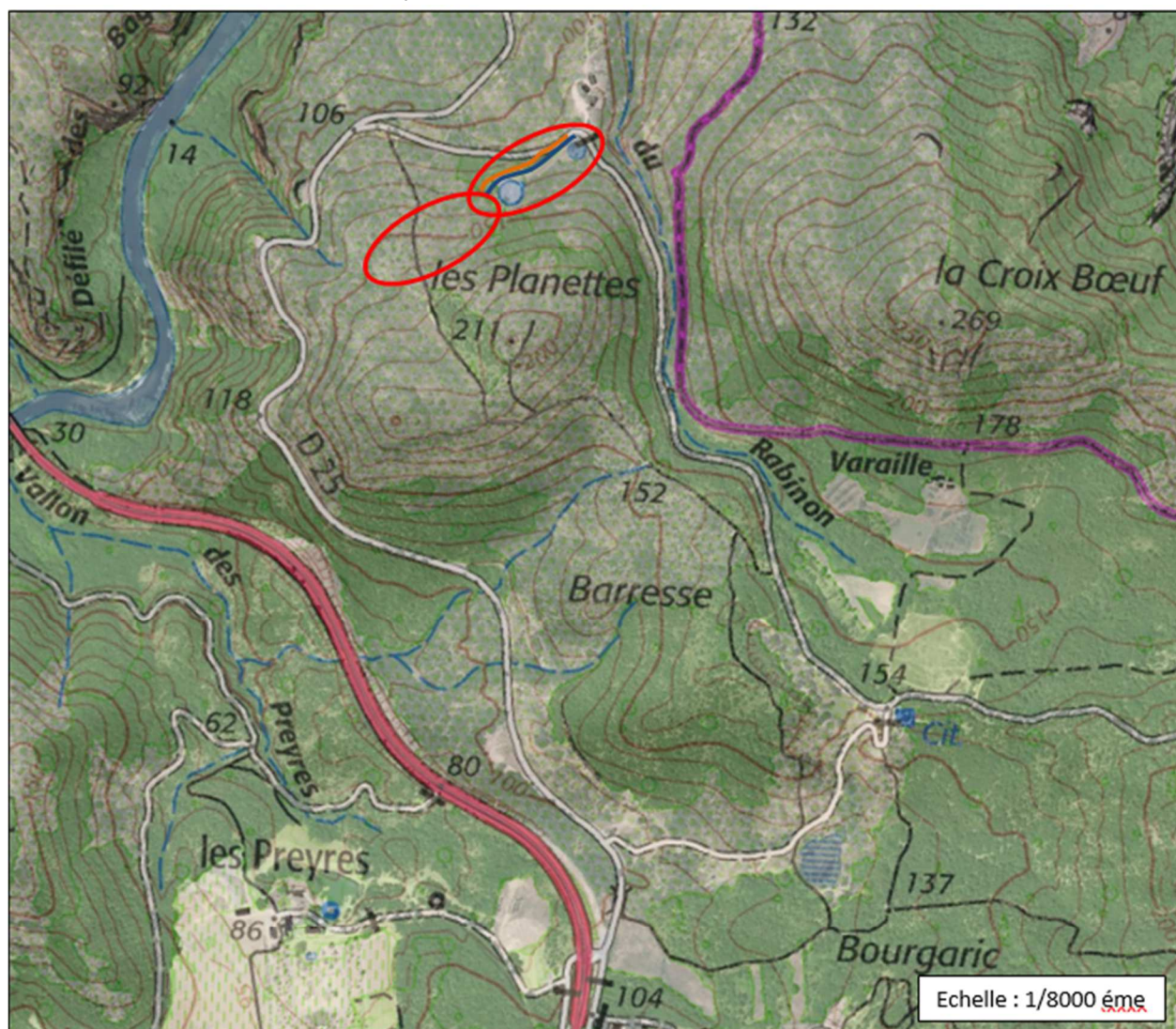
Cela conduit à des linéaires de réseaux d'adduction compris entre 3200 et 13 800 ml, alors que la distance maximale du réseau d'adduction des implantations étudiées est de 1200 ml. Ces linéaires importants augmentent significativement le coût du projet, sans pour autant apporter de bénéfices au niveau paysager ou environnemental.

Ces 7 sites ont donc été écartés de la suite des études en raison des incompatibilités techniques, financières du projet.

2.1.2 - Sites dans le site classé

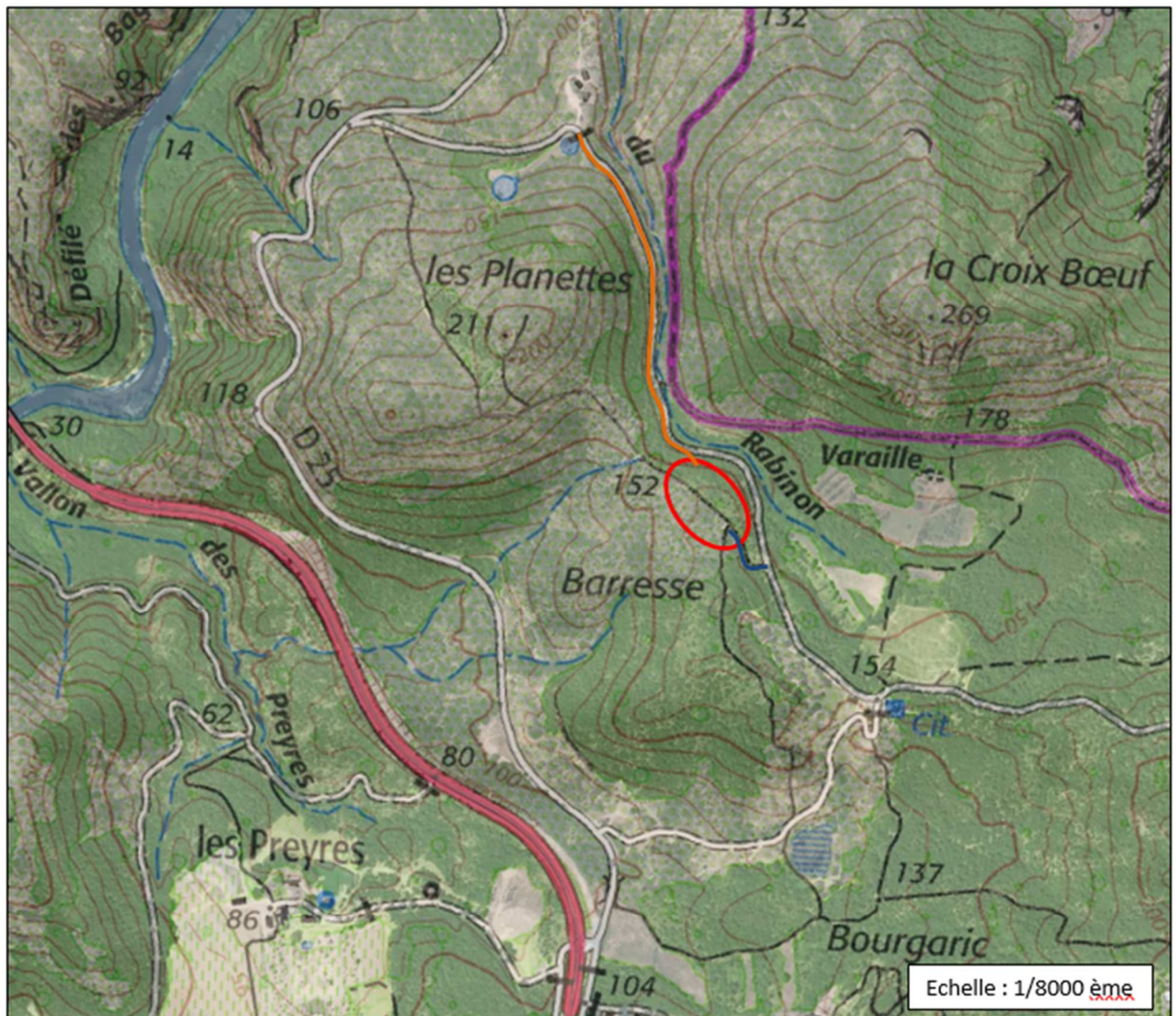
Quatre implantations envisageables d'un point de vue technique (Topographie compatible avec les besoins) dans le site classé ont été identifiées et ont été étudiées en phase préliminaire.

- Zone 1 les Planettes : site à proximité immédiate des réservoirs actuels



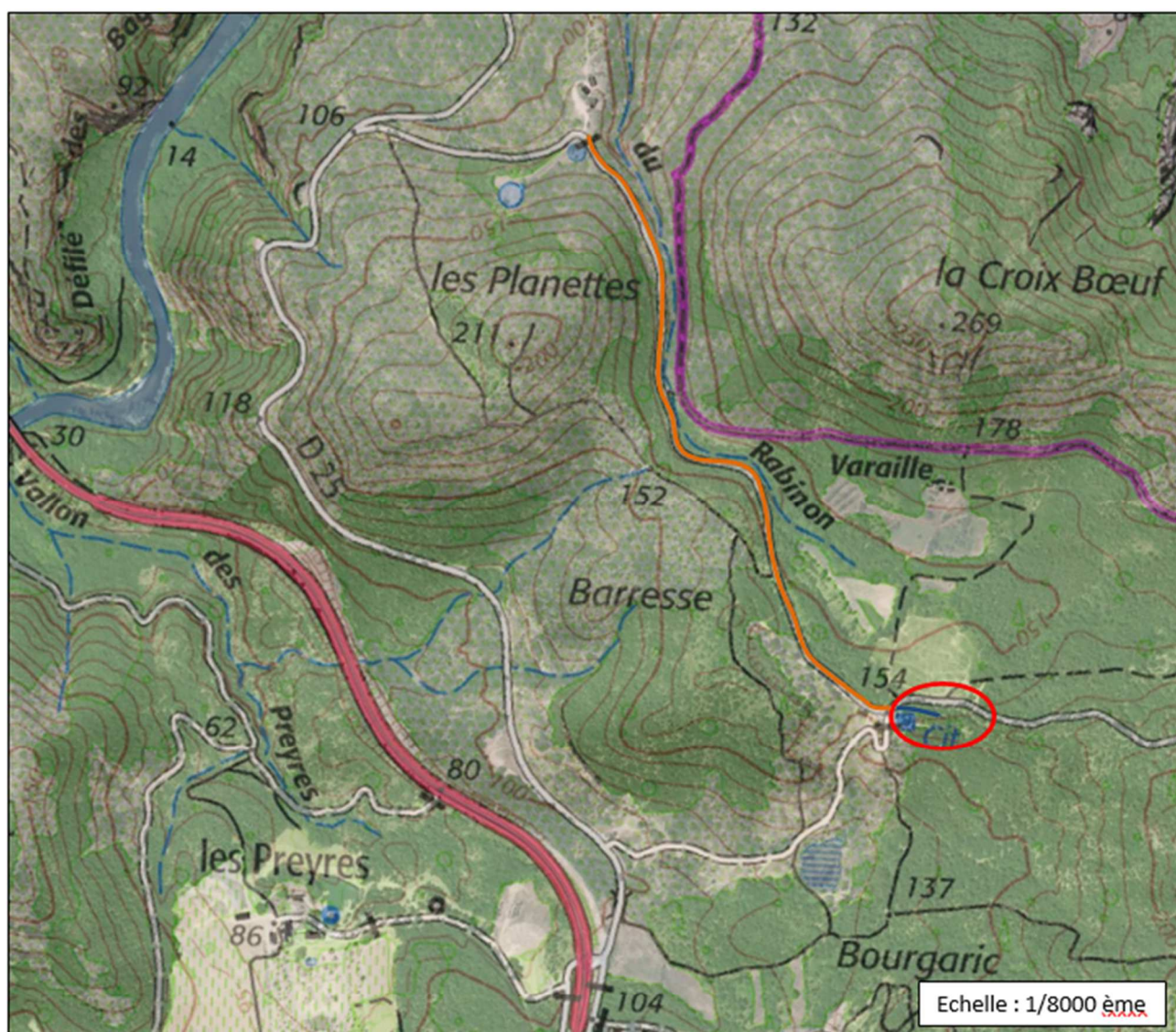
-  Site d'implantation du réservoir
-  Tracé du réseau d'adduction et du réseau de distribution
-  Chemin d'accès

- Zone 2 Baresse : site entre le réservoir et la limite du site classé, dans un secteur à la topographie permettant d'envisager l'implantation d'un réservoir, et à côté de chemin d'accès existant



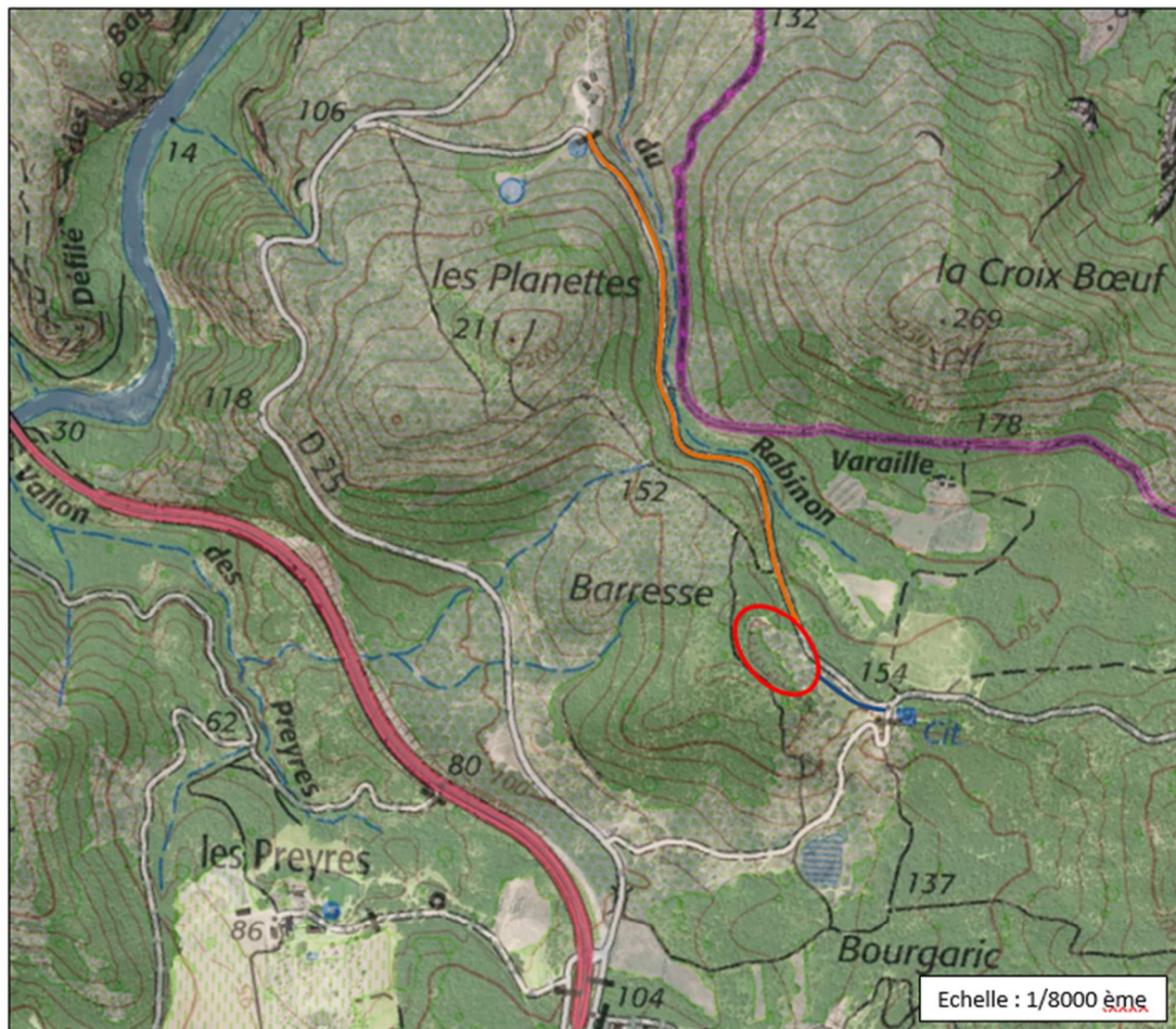
-  Site d'implantation du réservoir
-  Tracé du réseau d'adduction et du réseau de distribution
-  Chemin d'accès

- Zone 3 Bourgaric : site en limite de site classé



- Site d'implantation du réservoir
- Tracé du réseau d'adduction et du réseau de distribution
- Chemin d'accès

- Zone 4 entre Baresse et Bourgaric : site correspondant à une ancienne carrière et décharge, et desservi par un chemin d'accès existant



- Site d'implantation du réservoir
- Tracé du réseau d'adduction et du réseau de distribution
- Chemin d'accès

Une étude comparative a été menée sur chaque site.

2.1.2.1 - Contraintes réglementaires

Les 4 implantations présentent les mêmes contraintes réglementaires soit :

- Implantation en site classé
- Implantation en site Natura 2000
- Implantation en ZNIEFF de type 2, et bordée par une ZNIEFF de type I
- Implantation en forêt soumise au régime forestier
- Implantation en Espace Boisé Classé

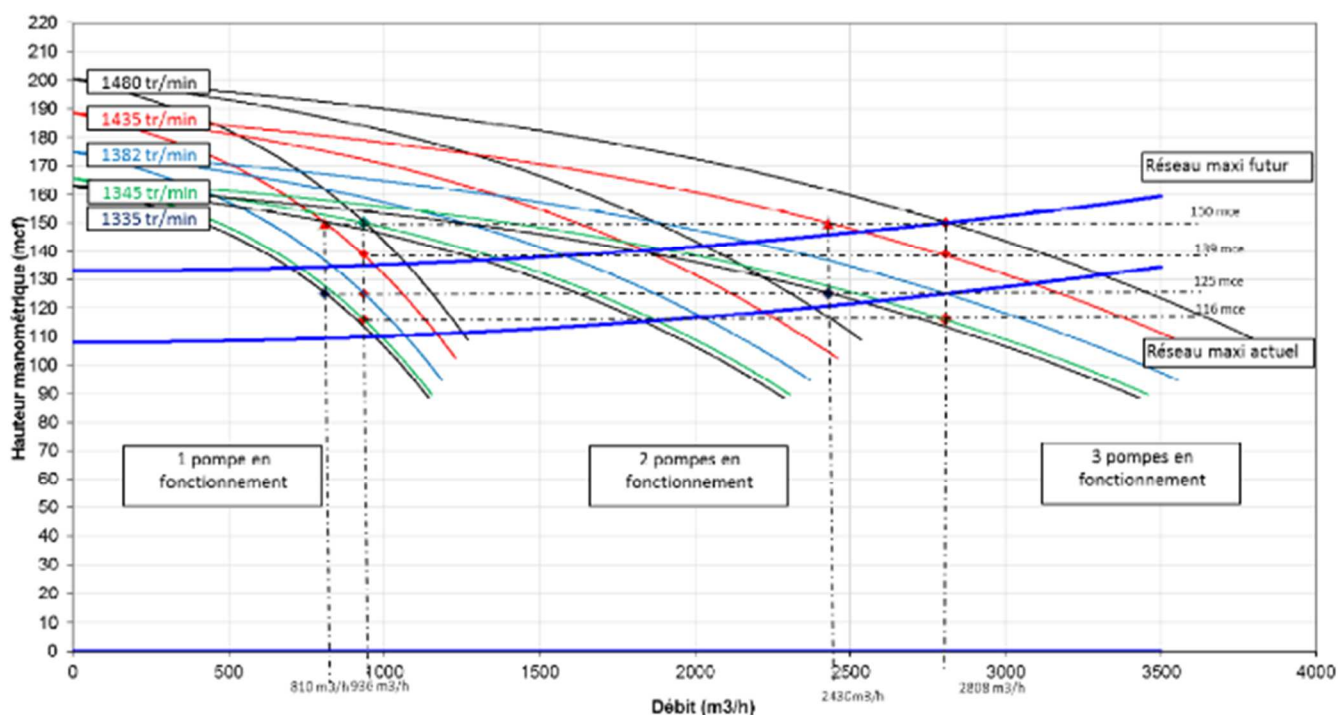
Les 4 sites étudiés sont des parcelles appartenant à la commune du Muy

2.1.2.2 - Compatibilité avec les équipements de pompage de la nouvelle UPEP

L'équipement de pompage de l'usine du Muy permet un refoulement à une hauteur de 160 m NGF, avec une HMT au niveau des pompes de refoulement de 150 mCE. Cet élément conditionne la position et l'altitude exacte du réservoir, ainsi qu'éventuellement son éloignement (plus le réservoir est loin plus la HMT augmente).

La cote altimétrique de l'implantation de l'ouvrage de stockage à étudier doit obligatoirement être située à une altitude égale ou supérieure à celle du réservoir existant des planettes. En effet, afin de conserver le fonctionnement actuel du réseau de distribution cette contrainte altimétrique doit être respectée.

Les points de fonctionnement des pompes qui sont installées sur le site de production sont les suivant :



Courbes des pompes de sortie de l'UPEP

Pour rappel les pompes en place, permettent :

- Un débit de 780 l/s à 150 m de HMT à 1 480 tr/min à 3 pompes.
- Un débit de 780 l/s à 140 m de HMT à 1 435 tr/min à 3 pompes.
- Un débit de 780 l/s à 125 m de HMT à 1 382 tr/min à 3 pompes.
- Un débit de 450 l/s à 160 m de HMT à 1 480 tr/min à 2 pompes.
- Un débit de 450 l/s à 150 m de HMT à 1 435 tr/min à 2 pompes.
- Un débit de 450 l/s à 137 m de HMT à 1 382 tr/min à 2 pompes.

Dans la suite du document nous vérifierons le dimensionnement des réseaux d'alimentation du futur réservoir sur la base de 780 l/s (Domaine de Traitement Garantie) et sur la base du débit de pointe 450 l/s.

2.1.3 - ZONE 1 a et b Les Planettes

Hypothèses de calcul retenues débit DTG 780 l/s:

- DN 800 mm Fonte
- Linéaire 1 100 mètres
- Débit 780 l/s
- Rugosité K 0.2 mm (long terme sécuritaire)
- Altitude départ 27 m NGF
- Altitude arrivée 150 m NGF pour hauteur d'eau de 10.00 m (cote radier 135 + 5 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Altitude arrivée 145 m NGF pour hauteur d'eau de 5.00 m (cote radier 135 + 5 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Coef de PdC singulière 25 % des PdC linéaires

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE				
ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE
DN (mm)	800	J (m/km)	2,34	OK
Linéaire (m)	1100	PdC Linéaires. (m)	2,57	
Débit (l/s)	780	Coeff PdC sing.	25%	
Rugosité k (mm)	0,2	PdC Singulières (m)	0,64	
		PdC Totales (m)	3,21	
		Contrôle Vitesse (m/s)	1,55	Limite

PdC Master V.1.3 GH

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)			
ENTREES		CALCULS	
Altitude initiale (m)	27	HMT (m CE)	126,21
Charge initiale (m)	0		
Altitude d'arrivée (m)	150		

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE				
ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE
DN (mm)	800	J (m/km)	2,34	OK
Linéaire (m)	1100	PdC Linéaires. (m)	2,57	
Débit (l/s)	780	Coeff PdC sing.	25%	
Rugosité k (mm)	0,2	PdC Singulières (m)	0,64	
		PdC Totales (m)	3,21	
		Contrôle Vitesse (m/s)	1,55	Limite

PdC Master V.1.3 GH

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)			
ENTREES		CALCULS	
Altitude initiale (m)	27	HMT (m CE)	121,21
Charge initiale (m)	0		
Altitude d'arrivée (m)	145		

Tableau calcul débit HMT zone 1 débit DTG 780 l/s

Sur le site de la zone 1 nous constatons que les capacités de pompage requises sont de :

- 780 l/s à 126 m de HMT (réservoir de 10 m de hauteur d'eau)
- 780 l/s à 121 m de HMT (réservoir de 5 m de hauteur d'eau)

Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l'usine.

Hypothèses de calcul retenues débit de pointe 450 l/s :

- DN 800 mm Fonte
- Linéaire 1 100 mètres
- Débit 450 l/s
- Rugosité K 0.2 mm (long terme sécuritaire)
- Altitude départ 27 m NGF
- Altitude arrivée 150 m NGF pour hauteur d'eau de 10.00 m (cote radier 135 + 10 m + 5 mce de pression résiduelle)

- Altitude arrivée 145 m NGF pour hauteur d'eau de 5.00 m (cote radier 135 + 5 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Coef de PdC singulière 25 % des PdC linéaires

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE				
ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE
DN (mm)	800	J (m/km)	0,80	OK
< >		PdC Linéaires. (m)	0,88	
Linéaire (ml)	1100	Coeff PdC sing.	25%	
< >		PdC Singulières (m)	0,22	
Débit (l/s)	450	< >		
Rugosité k (mm)	0,2	PdC Totales (m)	1,11	
< >		Contrôle Vitesse (m/s)	0,90	OK

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)			
ENTREES		CALCULS	
Altitude initiale (m)	27	HMT (m CE)	124,11
< >			
Charge initiale (m)	0		
< >			
Altitude d'arrivée (m)	150		
< >			

Tableau calcul débit HMT zone 1 débit de pointe 450 l/s

Sur le site de la zone 1 nous constatons que les capacités de pompage requises sont de :

- 450 l/s à 124 m de HMT (réservoir de 10 m de hauteur d'eau)
- 450 l/s à 119 m de HMT (réservoir de 5 m de hauteur d'eau)

Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l'usine.

2.1.4 - ZONE 2a Baresse

Hypothèses de calcul retenues débit DTG 780 l/s :

- DN 800 mm Fonte
- Linéaire 1 850 mètres
- Débit 780 l/s
- Rugosité K 0.2 mm
- Altitude départ 27 m NGF
- Altitude arrivée 178 m NGF pour hauteur d'eau de 10.00 m (cote radier 163 + 10 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Altitude arrivée 173 m NGF pour hauteur d'eau de 5.00 m (cote radier 163 + 5 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Coef de PdC singulière 25 % des PdC linéaires

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE				MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE							
ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE		ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE	
DN (mm)	800	J (m/km)	2,34	OK	DN (mm)	800	J (m/km)	2,34	OK	DN (mm)	800
<	>	PdC Linéaires. (m)	4,32		<	>	PdC Linéaires. (m)	4,32		<	>
Linéaire (ml)	1850	Coeff PdC sing.	25%		Linéaire (ml)	1850	Coeff PdC sing.	25%		Linéaire (ml)	1850
<	>	PdC Singulières (m)	1,08		<	>	PdC Singulières (m)	1,08		<	>
Débit (l/s)	780				Débit (l/s)	780				Débit (l/s)	780
<	>				<	>				<	>
Rugosité k (mm)	0,2	PdC Totales (m)	5,40		Rugosité k (mm)	0,2	PdC Totales (m)	5,40		Rugosité k (mm)	0,2
<	>				<	>				<	>
		Contrôle Vitesse (m/s)	1,55	Limite			Contrôle Vitesse (m/s)	1,55	Limite		

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)				MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)			
ENTREES		CALCULS		ENTREES		CALCULS	
Altitude initiale (m)	27	HMT (m CE)	156,40	Altitude initiale (m)	27	HMT (m CE)	151,40
<	>			<	>		
Charge initiale (m)	0			Charge initiale (m)	0		
<	>			<	>		
Altitude d'arrivée (m)	178			Altitude d'arrivée (m)	173		
<	>			<	>		

Tableau calcul débit HMT zone 2 a débit DTG 780 l/s

Sur le site de la zone 2a nous constatons que les capacités de pompage requises sont de :

- **780l/s à 156.4 m de HMT (réservoir de 10 m de hauteur d'eau)**
- **780l/s à 151.4 m de HMT (réservoir de 5 m de hauteur d'eau)**

Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévues à l'usine.

Hypothèses de calcul retenues débit de pointe 450 l/s :

- DN 800 mm Fonte
- Linéaire 1 850 mètres
- Débit 450 l/s
- Rugosité K 0.2 mm
- Altitude départ 27 m NGF
- Altitude arrivée 178 m NGF pour hauteur d'eau de 10.00 m (cote radier 163 + 10 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Altitude arrivée 173 m NGF pour hauteur d'eau de 5.00 m (cote radier 163 + 5 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Coef de PdC singulière 25 % des PdC linéaires

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE				MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE							
ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE		ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE	
DN (mm)	800	J (m/km)	0,80	OK	DN (mm)	800	J (m/km)	0,80	OK	DN (mm)	800
<	>	PdC Linéaires. (m)	1,49		<	>	PdC Linéaires. (m)	1,49		<	>
Linéaire (ml)	1850	Coeff PdC sing.	25%		Linéaire (ml)	1850	Coeff PdC sing.	25%		Linéaire (ml)	1850
<	>	PdC Singulières (m)	0,37		<	>	PdC Singulières (m)	0,37		<	>
Débit (l/s)	450				Débit (l/s)	450				Débit (l/s)	450
<	>				<	>				<	>
Rugosité k (mm)	0,2	PdC Totales (m)	1,86		Rugosité k (mm)	0,2	PdC Totales (m)	1,86		Rugosité k (mm)	0,2
<	>				<	>				<	>
		Contrôle Vitesse (m/s)	0,90	OK			Contrôle Vitesse (m/s)	0,90	OK		

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)				MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)			
ENTREES		CALCULS		ENTREES		CALCULS	
Altitude initiale (m)	27	HMT (m CE)	152,86	Altitude initiale (m)	27	HMT (m CE)	147,86
<	>			<	>		
Charge initiale (m)	0			Charge initiale (m)	0		
<	>			<	>		
Altitude d'arrivée (m)	178			Altitude d'arrivée (m)	173		
<	>			<	>		

Tableau calcul débit HMT zone 2 débit de pointe 450 l/s

Sur le site de la zone 2a nous constatons que les capacités de pompage requises sont de :

- 450l/s à 152.9 m de HMT (réservoir de 10 m de hauteur d'eau)
- 450l/s à 147.9 m de HMT (réservoir de 5 m de hauteur d'eau)

Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l'usine ;

2.1.5 - ZONE 2b baresses

Hypothèses de calcul retenues débit DTG 2 800 m³/h :

- DN 800 mm Fonte
- Linéaire 1 850 mètres
- Débit 780 l/s
- Rugosité K 0.2 mm
- Altitude départ 27 m NGF
- Altitude arrivée 168 m NGF pour hauteur d'eau de 10.00 m (cote radier 153 + 10 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Altitude arrivée 163 m NGF pour hauteur d'eau de 5.00 m (cote radier 153 + 5 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Coef de PdC singulière 25 % des PdC linéaires

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE

ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE
DN (mm)	800	J (m/km)	2,34	OK
< >		PdC Linéaires. (m)	4,32	
Linéaire (ml)	1850			
< >		Coeff PdC sing.	25%	
Débit (l/s)	780	PdC Singulières (m)	1,08	
< >		< >		
Rugosité k (mm)	0,2			
< >				
		PdC Totales (m)	5,40	
		Contrôle Vitesse (m/s)	1,55	Limite

PdC Master V.1.3 GH

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE

ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE
DN (mm)	800	J (m/km)	2,34	OK
< >		PdC Linéaires. (m)	4,32	
Linéaire (ml)	1850			
< >		Coeff PdC sing.	25%	
Débit (l/s)	780	PdC Singulières (m)	1,08	
< >		< >		
Rugosité k (mm)	0,2			
< >				
		PdC Totales (m)	5,40	
		Contrôle Vitesse (m/s)	1,55	Limite

PdC Master V.1.3 GH

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)

ENTREES		CALCULS	
Altitude initiale (m)	27		
< >			
Charge initiale (m)	0	HMT (m CE)	146,40
< >			
Altitude d'arrivée (m)	168		
< >			

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)

ENTREES		CALCULS	
Altitude initiale (m)	27		
< >			
Charge initiale (m)	0	HMT (m CE)	141,40
< >			
Altitude d'arrivée (m)	163		
< >			

Tableau calcul débit HMT zone 2 b débit DTG 780 l/s

Sur le site de la zone 2 b nous constatons que les capacités de pompage requises sont de :

- 780l/s à 146.4 m de HMT (réservoir de 10 m de hauteur d'eau)
- 780l/s à 141.4 m de HMT (réservoir de 5 m de hauteur d'eau)

Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l'usine ;

Hypothèses de calcul retenues débit de pointe 1 620 m³/h :

- DN 800 mm Fonte
- Linéaire 1 850 mètres
- Débit 450 l/s
- Rugosité K 0.2 mm
- Altitude départ 27 m NGF

- Altitude arrivée 168 m NGF pour hauteur d'eau de 10.00 m (cote radier 153 + 10 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Altitude arrivée 163 m NGF pour hauteur d'eau de 5.00 m (cote radier 153 + 5 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Coef de PdC singulière 25 % des PdC linéaires

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE				
ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE
DN (mm)	800	J (m/km)	0,80	OK
Linéaire (ml)	1850	PdC Linéaires. (m)	1,49	
Débit (l/s)	450	Coeff PdC sing.	25%	
Rugosité k (mm)	0,2	PdC Singulières (m)	0,37	
		PdC Totales (m)	1,86	
		Contrôle Vitesse (m/s)	0,90	OK

PdC Master V.1.3 GH

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)			
ENTREES		CALCULS	
Altitude initiale (m)	27	HMT (m CE)	142,86
Charge initiale (m)	0		
Altitude d'arrivée (m)	168		

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE				
ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE
DN (mm)	800	J (m/km)	0,80	OK
Linéaire (ml)	1850	PdC Linéaires. (m)	1,49	
Débit (l/s)	450	Coeff PdC sing.	25%	
Rugosité k (mm)	0,2	PdC Singulières (m)	0,37	
		PdC Totales (m)	1,86	
		Contrôle Vitesse (m/s)	0,90	OK

PdC Master V.1.3 GH

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)			
ENTREES		CALCULS	
Altitude initiale (m)	27	HMT (m CE)	137,86
Charge initiale (m)	0		
Altitude d'arrivée (m)	163		

Tableau calcul débit HMT zone 2 b débit de pointe 450 l/s

Sur le site de la zone 2 b nous constatons que les capacités de pompage requises sont de :

- **450l/s à 142.9 m de HMT (réservoir de 10 m de hauteur d'eau)**
- **450l/s à 137.9 m de HMT (réservoir de 5 m de hauteur d'eau)**

Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l'usine ;

2.1.6 - ZONE 3 Bougaric

Hypothèses de calcul retenues débit DTG 780 l/s :

- DN 800 mm Fonte
- Linéaire 2 150 mètres
- Débit 780 l/s
- Rugosité K 0.2 mm
- Altitude départ 27 m NGF
- Altitude arrivée 178 m NGF pour hauteur d'eau de 10.00 m (cote radier 163 + 10 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Altitude arrivée 173 m NGF pour hauteur d'eau de 5.00 m (cote radier 163 + 5 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Coef de PdC singulière 25 % des PdC linéaires

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE				
ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE
DN (mm)	800	J (m/km)	2,34	OK
< >		PdC Linéaires. (m)	5,02	
Linéaire (ml)	2150	Coeff PdC sing.	25%	
< >		PdC Singulières (m)	1,26	
Débit (l/s)	780			
< >				
Rugosité k (mm)	0,2			
< >				
		PdC Totales (m)	6,28	
		Contrôle Vitesse (m/s)	1,55	Limite

PdC Master V.1.3 GH

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)			
ENTREES		CALCULS	
Altitude initiale (m)	27		
< >			
Charge initiale (m)	0	HMT (m CE)	157,28
< >			
Altitude d'arrivée (m)	178		
< >			

Tableau calcul débit HMT zone 3 débit DTG 780 l/s

Sur le site de la zone 3 nous constatons que les capacités de pompage requises sont de :

- 780l/s à 157.3 m de HMT (réservoir de 10 m de hauteur d'eau)
- 780l/s à 152.3 m de HMT (réservoir de 5 m de hauteur d'eau)

Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévues à l'usine.

Hypothèses de calcul retenues débit de pointe 450 l/s :

- DN 800 mm Fonte
- Linéaire 2 150 mètres
- Débit 450 l/s
- Rugosité K 0.2 mm
- Altitude départ 27 m NGF
- Altitude arrivée 178 m NGF pour hauteur d'eau de 10.00 m (cote radier 163 + 10 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Altitude arrivée 173 m NGF pour hauteur d'eau de 5.00 m (cote radier 163 + 5 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Coef de PdC singulière 25 % des PdC linéaires

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE				
ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE
DN (mm)	800	J (m/km)	0,80	OK
< >		PdC Linéaires. (m)	1,73	
Linéaire (ml)	2150	Coeff PdC sing.	25%	
< >		PdC Singulières (m)	0,43	
Débit (l/s)	450			
< >				
Rugosité k (mm)	0,2			
< >				
		PdC Totales (m)	2,16	
		Contrôle Vitesse (m/s)	0,90	OK

PdC Master V.1.3 GH

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)			
ENTREES		CALCULS	
Altitude initiale (m)	27		
< >			
Charge initiale (m)	0	HMT (m CE)	153,16
< >			
Altitude d'arrivée (m)	178		
< >			

Tableau calcul débit HMT zone 3 débit de pointe 450 l/s

Sur le site de la zone 3 nous constatons que les capacités de pompage requises sont de :

- 450l/s à 153.2 m de HMT (réservoir de 10 m de hauteur d'eau)
- 450l/s à 148.2 m de HMT (réservoir de 5 m de hauteur d'eau)

Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l'usine ;

2.1.7 - ZONE 4 entre Baresse et Bourgaric

Hypothèses de calcul retenues débit DTG 780 l/s :

- DN 800 mm Fonte
- Linéaire 1 800 mètres
- Débit 780 l/s
- Rugosité K 0.2 mm
- Altitude départ 27 m NGF
- Altitude arrivée 172 m NGF pour hauteur d'eau de 10.00 m (cote radier 157 + 10 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Altitude arrivée 167 m NGF pour hauteur d'eau de 5.00 m (cote radier 157 + 5 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Coef de PdC singulière 25 % des PdC linéaires

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE				
ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE
DN (mm)	800	J (m/km)	2,34	OK
< >		PdC Linéaires. (m)	4,20	
Linéaire (ml)	1800	Coeff PdC sing.	25%	
< >		PdC Singulières (m)	1,05	
Débit (l/s)	780			
< >				
Rugosité k (mm)	0,2			
< >		PdC Totales (m)	5,26	
		Contrôle Vitesse (m/s)	1,55	Limite

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE				
ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE
DN (mm)	800	J (m/km)	2,34	OK
< >		PdC Linéaires. (m)	4,20	
Linéaire (ml)	1800	Coeff PdC sing.	25%	
< >		PdC Singulières (m)	1,05	
Débit (l/s)	780			
< >				
Rugosité k (mm)	0,2			
< >		PdC Totales (m)	5,26	
		Contrôle Vitesse (m/s)	1,55	Limite

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)			
ENTREES		CALCULS	
Altitude initiale (m)	27		
< >			
Charge initiale (m)	0	HMT (m CE)	150,26
< >			
Altitude d'arrivée (m)	172		
< >			

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)			
ENTREES		CALCULS	
Altitude initiale (m)	27		
< >			
Charge initiale (m)	0	HMT (m CE)	145,26
< >			
Altitude d'arrivée (m)	167		
< >			

Tableau calcul débit HMT zone 4 débit DTG 780 l/s

Sur le site de la zone 4 nous constatons que les capacités de pompage requises sont de :

- 780l/s à 150.3 m de HMT (réservoir de 10 m de hauteur d'eau)
- 780l/s à 145.3 m de HMT (réservoir de 5 m de hauteur d'eau)

Ces données sont très proches des capacités de pompage prévues à l'usine.

Hypothèses de calcul retenues débit de pointe 450 l/s :

- DN 800 mm Fonte
- Linéaire 1 800 mètres
- Débit 450 l/s
- Rugosité K 0.2 mm
- Altitude départ 27 m NGF
- Altitude arrivée 172 m NGF pour hauteur d'eau de 10.00 m (cote radier 157 + 10 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Altitude arrivée 167 m NGF pour hauteur d'eau de 5.00 m (cote radier 157 + 5 m + 5 mce de pression résiduelle)
- Coef de PdC singulière 25 % des PdC linéaires

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE				
ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE
DN (mm)	800	J (m/km)	0,80	OK
< >		PdC Linéaires. (m)	1,45	
Linéaire (ml)	1800	Coeff PdC sing.	25%	< >
< >		PdC Singulières (m)	0,36	
Débit (l/s)	450			< >
< >				
Rugosité k (mm)	0,2			< >
< >				
		PdC Totales (m)	1,81	
		Contrôle Vitesse (m/s)	0,90	OK

PdC Master V.1.3 GH

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)			
ENTREES		CALCULS	
Altitude initiale (m)	27		
< >			
Charge initiale (m)	0	HMT (m CE)	146,81
< >			
Altitude d'arrivée (m)	172		
< >			

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE				
ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE
DN (mm)	800	J (m/km)	0,80	OK
< >		PdC Linéaires. (m)	1,45	
Linéaire (ml)	1800	Coeff PdC sing.	25%	< >
< >		PdC Singulières (m)	0,36	
Débit (l/s)	450			< >
< >				
Rugosité k (mm)	0,2			< >
< >				
		PdC Totales (m)	1,81	
		Contrôle Vitesse (m/s)	0,90	OK

PdC Master V.1.3 GH

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)			
ENTREES		CALCULS	
Altitude initiale (m)	27		
< >			
Charge initiale (m)	0	HMT (m CE)	141,81
< >			
Altitude d'arrivée (m)	167		
< >			

Tableau calcul débit HMT zone 4 débit de pointe 450 l/s

Sur le site de la zone 3 nous constatons que les capacités de pompage requises sont de :

- 450l/s à 146.8 m de HMT (réservoir de 10 m de hauteur d'eau)
- 450l/s à 141.8 m de HMT (réservoir de 5 m de hauteur d'eau)

Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l'usine ;

2.2 - Types d'ouvrages compatibles

Les ouvrages de stockage d'eau potable peuvent avoir différentes formes. Dans notre cas, le maître d'ouvrage souhaite uniquement des ouvrages circulaires afin de réduire au maximum les « zones mortes ».

En phase d'étude préliminaire, trois types d'ouvrages ont été étudiés. Chaque type d'ouvrage proposé a été développé avec deux hauteurs d'eau différentes.

- Double cuve avec chambre de vanne intercalée
- Double cuve concentrique avec chambre de vanne intégrée
- Double cuve ovoïde avec chambre de vanne intégrée

2.1 - Conclusion étude préliminaire

Tableau d’analyses multicritères ZONE 1 a Les Planettes

THEMES	SOLUTIONS					
	CUVES CONCENTRIQUES H 5m	CUVES CONCENTRIQUES H 10m	DOUBLE CUVE CIRCULAIRE H 5m Solution techniquement non compatible	DOUBLE CUVE CIRCULAIRE H 10m	CUVE OVALE H 5m Solution techniquement non compatible	CUVE OVALE H 10m Solution techniquement non compatible
Paysager	De forts impacts en termes de terrassements dans le site classé. Projet très perçus depuis les lieux d'habitat, de loisirs, de déplacement, sans mesures efficace d'optimisation du projet ou de réduction des effets paysagers. Cette solution induirait la recherche de mesures compensatoires paysagères	De forts impacts en termes de terrassements dans le site classé même si l'emprise est moins importante que la solution H 5m. Projet haut (10m équivaut à un R+3) très perçus depuis les lieux d'habitat, de loisirs, de déplacement, sans mesures efficace d'optimisation du projet ou de réduction des effets paysagers. Cette solution induirait la recherche de mesures compensatoires paysagères		Des impacts en termes de terrassements dans le site classé. Projet haut (10m équivaut à un R+3) très perçus depuis les lieux d'habitat, de loisirs, de déplacement, sans mesures efficace d'optimisation du projet ou de réduction des effets paysagers. Cette solution induirait la recherche de mesures compensatoires paysagères		
Hydraulique Pompage	Capacités de pompage requises 780 l/s à 121 m de HMT 450 l/s à 119 m de HMT Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l'usine	Capacités de pompage requises 780 l/s à 126 m de HMT 450 l/s à 124 m de HMT Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l'usine		Capacités de pompage requises 780 l/s à 126 m de HMT 450 l/s à 124 m de HMT Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l'usine		
Réseaux AEP	Pas de réseaux supplémentaires à prévoir	Pas de réseaux supplémentaires à prévoir		Pas de réseaux supplémentaires à prévoir		
Fondations	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire		Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire		
Génie civil	Compatible avec l'emprise disponible, mais avec l'obligation de prévoir des terrassements importants	Compatible avec l'emprise disponible, mais avec l'obligation de prévoir des terrassements importants		Compatible avec l'emprise disponible, mais avec l'obligation de prévoir des terrassements importants		
Coûts des travaux	5 934 000 € HT	5 957 000 € HT		5 497 000 € HT		
Plannings travaux	21 MOIS	21 MOIS		21 MOIS		

Tableau d’analyses multicritères ZONE 1 b Les Planettes

THEMES	SOLUTIONS					
	CUVES CONCENTRIQUES H 5m	CUVES CONCENTRIQUES H 10m	DOUBLE CUVE CIRCULAIRE H 5m	DOUBLE CUVE CIRCULAIRE H 10m	CUVE OVALE H 5m	CUVE OVALE H 10m
Paysager	De forts impacts en termes de terrassements dans le site classé. Projet très perçus depuis les lieux d'habitat, de loisirs, de déplacement, sans mesures efficaces d'optimisation du projet ou de réduction des effets paysagers. Cette solution induirait la recherche de mesures compensatoires paysagères	De forts impacts en termes de terrassements dans le site classé même si l'emprise est moins importante que la solution H 5m. Projet haut (10m équivaut à un R+3) très perçus depuis les lieux d'habitat, de loisirs, de déplacement, sans mesures efficaces d'optimisation du projet ou de réduction des effets paysagers. Cette solution induirait la recherche de mesures compensatoires paysagères	De forts impacts en termes de terrassements dans le site classé. Projet très perçus depuis les lieux d'habitat, de loisirs, de déplacement, sans mesures efficaces d'optimisation du projet ou de réduction des effets paysagers. Cette solution induirait la recherche de mesures compensatoires paysagères	De forts impacts en termes de terrassements dans le site classé même si l'emprise est un peu moins importante que H 5m. Projet haut (10m équivaut à un R+3) très perçus depuis les lieux d'habitat, de loisirs, de déplacement, sans mesures efficaces d'optimisation du projet ou de réduction des effets paysagers. Cette solution induirait la recherche de mesures compensatoires paysagères	De forts impacts en termes de terrassements dans le site classé. Projet très perçus depuis les lieux d'habitat, de loisirs, de déplacement, sans mesures efficaces d'optimisation du projet ou de réduction des effets paysagers. Cette solution induirait la recherche de mesures compensatoires paysagères	De forts impacts en termes de terrassements dans le site classé même si l'emprise est un peu moins importante que H 5m. Projet haut (10m équivaut à un R+3) très perçus depuis les lieux d'habitat, de loisirs, de déplacement, sans mesures efficaces d'optimisation du projet ou de réduction des effets paysagers. Cette solution induirait la recherche de mesures compensatoires paysagères
Hydraulique Pompage	Capacités de pompage requises 780 l/s à 121 m de HMT 450 l/s à 119 m de HMT Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l’usine	Capacités de pompage requises 780 l/s à 126 m de HMT 450 l/s à 124 m de HMT Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l’usine	Capacités de pompage requises 780 l/s à 121 m de HMT 450 l/s à 119 m de HMT Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l’usine	Capacités de pompage requises 780 l/s à 126 m de HMT 450 l/s à 124 m de HMT Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l’usine	Capacités de pompage requises 780 l/s à 121 m de HMT 450 l/s à 119 m de HMT Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l’usine	Capacités de pompage requises 780 l/s à 126 m de HMT 450 l/s à 124 m de HMT Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l’usine
Réseaux AEP	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 150 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 150 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 150 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 150 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 150 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 150 mètres
Fondations	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire
Génie civil	Compatible avec l’emprise disponible, mais avec l’obligation de prévoir des terrassements importants	Compatible avec l’emprise disponible, mais avec l’obligation de prévoir des terrassements importants	Compatible avec l’emprise disponible, mais avec l’obligation de prévoir des terrassements importants	Compatible avec l’emprise disponible, mais avec l’obligation de prévoir des terrassements importants	Compatible avec l’emprise disponible, mais avec l’obligation de prévoir des terrassements importants	Compatible avec l’emprise disponible, mais avec l’obligation de prévoir des terrassements importants
Coûts des travaux	6 175 000 €	6 313 000 € HT	5 945 000 €	5 853 000 € HT	5 600 000 €	6 198 000 € HT
Plannings travaux	21 MOIS	21 MOIS	21 MOIS	21 MOIS	21 MOIS	21 MOIS

Tableau d’analyses multicritères ZONE 2 a Baresse

THEMES	SOLUTIONS					
	CUVES CONCENTRIQUES H 5m	CUVES CONCENTRIQUES H 10m	DOUBLE CUVE CIRCULAIRE H 5m	DOUBLE CUVE CIRCULAIRE H 10m	CUVE OVALE H 5m	CUVE OVALE H 10m
Paysager	Impacts des terrassements dans le site classé. Des perceptions filtrées par la végétation ou lointaines depuis le GR 51, le sommet du rocher de Roquebrune et potentiellement le Dmne des Preyres. Possibilité d'optimisation par décalage du réservoir vers une clairière au sud est	Impacts des terrassements dans le site classé même si l'emprise est un peu moins importante que la solution H 5m. Des perceptions peu filtrées par la végétation du fait de la hauteur à 10m. Vues depuis le GR 51, le sommet du rocher de Roquebrune et potentiellement le Dmne des Preyres.	Forts impacts des emprises et des terrassements dans le site classé. Des perceptions un peu filtrées par la végétation depuis le GR 51, le sommet du rocher de Roquebrune. Possibilité d'optimisation par décalage du réservoir vers une clairière au sud est	Forts impacts des terrassements dans le site classé. Des perceptions peu filtrées par la végétation du fait de la hauteur à 10m. Vues depuis le GR 51, le sommet du rocher de Roquebrune. Possibilité d'optimisation par décalage des réservoirs vers une clairière au sud est	Forts impacts des emprises et des terrassements dans le site classé. Des perceptions un peu filtrées par la végétation depuis le GR 51, le sommet du rocher de Roquebrune.	Impacts des terrassements dans le site classé. Des perceptions peu filtrées par la végétation du fait de la hauteur de l'ouvrage (10m). Vues depuis le GR 51, le sommet du rocher de Roquebrune. Possibilité d'optimisation par décalage des réservoirs vers une clairière au sud est
Hydraulique Pompage	Capacités de pompage requises 780l/s à 151.4 m de HMT 450 l/s à 147.9 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l'usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 156.4 m de HMT 450 l/s à 152.9 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l'usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 151.4 m de HMT 450 l/s à 147.9 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l'usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 156.4 m de HMT 450 l/s à 152.9 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l'usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 151.4 m de HMT 450 l/s à 147.9 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l'usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 156.4 m de HMT 450 l/s à 152.9 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l'usine
Réseaux AEP	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 970 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 970 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 970 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 970 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 970 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 970 mètres
Fondations	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire
Génie civil	Compatible avec l'emprise disponible	Compatible avec l'emprise disponible	Compatible avec l'emprise disponible	Compatible avec l'emprise disponible	Compatible avec l'emprise disponible	Compatible avec l'emprise disponible
Coûts des travaux	8 265 625 €	8 078 750 € HT	8 035 625 €	7 618 750 € HT	7 690 625 €	7 963 750 € HT
Plannings travaux	24 MOIS	24 MOIS	24 MOIS	24 MOIS	24 MOIS	24 MOIS

Tableau d’analyses multicritères ZONE 2 b Baresse

THEMES	SOLUTIONS					
	CUVES CONCENTRIQUES H 5m	CUVES CONCENTRIQUES H 10m	DOUBLE CUVE CIRCULAIRE H 5m	DOUBLE CUVE CIRCULAIRE H 10m	CUVE OVALE H 5m	CUVE OVALE H 10m
Paysager	Impact des terrassements en déblai dans le site classé. Des perceptions filtrées par la végétation ou lointaines depuis le GR 51, le sommet du rocher de Roquebrune et potentiellement le Dmne des Preyres. Possibilité d'optimisation par décalage du réservoir vers une clairière au sud est	Impact des terrassements en déblai-remblai dans le site classé, même si l'emprise est un peu moins importante que la solution H 5m. Des perceptions peu filtrées par la végétation du fait de la hauteur de 10m. Vues depuis le GR 51, le sommet du rocher de Roquebrune et potentiellement le Dmne des Preyres. Possibilité d'optimisation par décalage du réservoir vers une clairière au sud est pour limiter le déboisement mais maintien des autres effets	Emprise importante et impact des terrassements en déblai et surtout remblai dans le site classé. Des perceptions filtrées par la végétation ou lointaines depuis le GR 51, le sommet du rocher de Roquebrune et potentiellement le Dmne des Preyres.	Impact des terrassements notamment en remblai dans le site classé, même si l'emprise est un peu moins importante que la solution H 5m. Des perceptions peu filtrées par la végétation du fait de la hauteur de 10m. Vues depuis le GR 51, le sommet du rocher de Roquebrune. Possibilité d'optimisation par décalage du réservoir vers une clairière au sud est pour limiter le déboisement mais maintien des autres effets	Forts impacts des emprises et des terrassements dans le site classé. Des perceptions un peu filtrées par la végétation depuis le GR 51, le sommet du rocher de Roquebrune.	Impacts des terrassements dans le site classé et des perceptions peu filtrées par la végétation du fait de la hauteur de l'ouvrage (10m). Vues depuis le GR 51, le sommet du rocher de Roquebrune. Possibilité d'optimisation par décalage des réservoirs vers une clairière au sud est
Hydraulique Pompage	Capacités de pompage requises 780l/s à 141.4 m de HMT 450 l/s à 137.9 m de HMT Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l'usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 146.4 m de HMT 450 l/s à 142.9 m de HMT Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l'usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 141.4 m de HMT 450 l/s à 137.9 m de HMT Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l'usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 146.4 m de HMT 450 l/s à 142.9 m de HMT Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l'usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 141.4 m de HMT 450 l/s à 137.9 m de HMT Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l'usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 146.4 m de HMT 450 l/s à 142.9 m de HMT Ces données sont compatibles avec les équipements de pompage prévus à l'usine
Réseaux AEP	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1070 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1070 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1070 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1070 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1070 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1070 mètres
Fondations	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire
Génie civil	Compatible avec l'emprise disponible, mais avec l'obligation de prévoir des terrassements importants	Compatible avec l'emprise disponible, mais avec l'obligation de prévoir des terrassements importants	Compatible avec l'emprise disponible, mais avec l'obligation de prévoir des terrassements importants	Compatible avec l'emprise disponible, mais avec l'obligation de prévoir des terrassements importants	Compatible avec l'emprise disponible, mais avec l'obligation de prévoir des terrassements importants	Compatible avec l'emprise disponible, mais avec l'obligation de prévoir des terrassements importants
Coûts des travaux	8 265 625 €	8 346 125 € HT	8 035 625 €	7 886 125 € HT	7 690 625 €	8 231 125 € HT
Plannings travaux	24 MOIS	24 MOIS	24 MOIS	24 MOIS	24 MOIS	24 MOIS

Tableau d’analyses multicritères ZONE 3 Bourgaric

THEMES	SOLUTIONS					
	CUVES CONCENTRIQUES H 5m	CUVES CONCENTRIQUES H 10m	DOUBLE CUVE CIRCULAIRE H 5m	DOUBLE CUVE CIRCULAIRE H 10m	CUVE OVALE H 5m	CUVE OVALE H 10m
Paysager	Impact des terrassements en déblai-remblai, perçus depuis le GR 51, le site agreste de Varaille et le sommet du rocher de Roquebrune. Pas de possibilité d'optimisation du projet Cette solution induirait la recherche de mesures compensatoires paysagères	Impact des terrassements en déblai-remblai malgré une emprise un peu moins importante que H 5m. Perception de l'ouvrage H10m peu filtrée par la végétation depuis le GR 51, le site agreste de Varaille et le sommet du rocher de Roquebrune, la hauteur de 10m dépassant des silhouettes arborées périphériques. Pas de possibilité d'optimisation du projet Cette solution induirait la recherche de mesures compensatoires paysagères	Impact prégnant des emprises, terrassements en déblai-remblai et déboisement, perçus depuis le GR 51, le site agreste de Varaille et le sommet du rocher de Roquebrune. Pas de possibilité d'optimisation du projet Cette solution induirait la recherche de mesures compensatoires paysagères	Impact des terrassements en déblai-remblai et déboisement, Perception de l'ouvrage H10m peu filtrée par la végétation depuis le GR 51, le site agreste de Varaille et le sommet du rocher de Roquebrune. Pas de possibilité d'optimisation du projet Cette solution induirait la recherche de mesures compensatoires paysagères	Impact prégnant des emprises, terrassements en déblai-remblai et déboisement, perçus depuis le GR 51, le site agreste de Varaille et le sommet du rocher de Roquebrune. Pas de possibilité d'optimisation du projet Cette solution induirait la recherche de mesures compensatoires paysagères	Impact des terrassements en déblai-remblai et déboisement Perception de l'ouvrage H10m peu filtrée par la végétation perçus depuis le GR 51, le site agreste de Varaille et le sommet du rocher de Roquebrune. Pas de possibilité d'optimisation du projet Cette solution induirait la recherche de mesures compensatoires paysagères
Hydraulique Pompage	Capacités de pompage requises 780l/s à 152.3 m de HMT 450 l/s à 148.2 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l’usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 157.3 m de HMT 450 l/s à 153.2 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l’usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 152.3 m de HMT 450 l/s à 148.2 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l’usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 157.3 m de HMT 450 l/s à 153.2 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l’usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 152.3 m de HMT 450 l/s à 148.2 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l’usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 157.3 m de HMT 450 l/s à 153.2 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l’usine
Réseaux AEP	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1 235 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1 235 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1 235 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1 235 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1235 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1 235 mètres
Fondations	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type superficielles au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire
Génie civil	Compatible avec l’emprise disponible, mais avec l’obligation de prévoir des terrassements importants	Compatible avec l’emprise disponible, mais avec l’obligation de prévoir des terrassements importants	Compatible avec l’emprise disponible, mais avec l’obligation de prévoir des terrassements importants	Compatible avec l’emprise disponible, mais avec l’obligation de prévoir des terrassements importants	Compatible avec l’emprise disponible, mais avec l’obligation de prévoir des terrassements importants	Compatible avec l’emprise disponible, mais avec l’obligation de prévoir des terrassements importants
Coûts des travaux	8 662 375 €	8 742 875 € HT	8 432 375 €	8 282 875 € HT	8 087 375 €	8 627 875 € HT
Plannings travaux	25 MOIS	25 MOIS	25 MOIS	25 MOIS	25 MOIS	25 MOIS

Tableau d’analyses multicritères ZONE 4 entre Baresse et Bourgaric

THEMES	SOLUTIONS					
	CUVES CONCENTRIQUES H 5m	CUVES CONCENTRIQUES H 10m	DOUBLE CUVE CIRCULAIRE H 5m	DOUBLE CUVE CIRCULAIRE H 10m	CUVE OVALE H 5m	CUVE OVALE H 10m
Paysager	Terrassements sur une emprise limitée, sur un ancien site anthropisé avec des perceptions soit filtrées par des arbres soit lointaines depuis le sommet du rocher de Roquebrune. Accès par piste existante et raccordement de canalisation proche du chemin des Hauts Petignons Possibilité d'optimisation du calage en fonction de microfalaise restante et de cordon arboré à préserver le long du chemin des Hauts Petignons	Terrassements sur une emprise limitée, sur un ancien site anthropisé, mais avec une hauteur d'ouvrage importante (H10m) avec des perceptions depuis le chemin des Hauts Petignons et depuis le sommet du rocher de Roquebrune.	Emprise relativement importante, terrassement et suppression de végétation avec des perceptions soit filtrées par des arbres soit lointaine depuis le sommet du rocher de Roquebrune.	Terrassements en déblai et hauteur d'ouvrage importante (H10m) avec des perceptions en partie filtrée depuis le chemin des Hauts Petignons et perception lointaine depuis le sommet du rocher de Roquebrune.	Emprise relativement importante, terrassement et suppression de végétation avec des perceptions soit filtrées par des arbres soit lointaine depuis le sommet du rocher de Roquebrune.	Terrassements en déblai et hauteur d'ouvrage importante (H10m) avec des perceptions en partie filtrée depuis le chemin des Hauts Petignons et perception lointaine depuis le sommet du rocher de Roquebrune.
Hydraulique Pompage	Capacités de pompage requises 780l/s à 145.3 m de HMT 450 l/s à 141.8 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l'usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 150.3 m de HMT 450 l/s à 146.8 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l'usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 145.3 m de HMT 450 l/s à 141.8 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l'usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 150.3 m de HMT 450 l/s à 146.8 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l'usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 145.3 m de HMT 450 l/s à 141.8 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l'usine	Capacités de pompage requises 780l/s à 150.3 m de HMT 450 l/s à 146.8 m de HMT Ces données sont légèrement supérieures aux capacités de pompage prévus à l'usine
Réseaux AEP	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1 025 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1 025 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1 025 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1 025 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1 025 mètres	Prévoir un linéaire de réseaux complémentaire de 1 025 mètres
Fondations	Fondations de type profondes au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type profondes au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type profondes au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type profondes au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type profondes au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire	Fondations de type profondes au vue des connaissances géotechniques en phase étude préliminaire
Génie civil	Compatible avec l'emprise disponible	Compatible avec l'emprise disponible	Compatible avec l'emprise disponible	Compatible avec l'emprise disponible	Compatible avec l'emprise disponible	Compatible avec l'emprise disponible
Coûts des travaux	8 972 975 €	9 253 475 € HT	8 712 975 €	8 793 475 € HT	8 367 975 €	9 138 475 € HT
Plannings travaux	25 MOIS	25 MOIS	25 MOIS	25 MOIS	25 MOIS	25 MOIS

2.1.1 - Choix du site retenu

2.1.1.1 - ZONE 1 a et b Les Planettes

Ce site en versant, induit de forts terrassements pour caler un nouvel ouvrage de stockage.

La végétation composée de maquis et de boisements peu denses et peu hauts, ne peut jouer un rôle efficace d'écran vis à vis des multiples lieux de perception depuis Le Muy et les abords de l'agglomération.

Les sensibilités au regard des structures morphologiques, végétales et des perceptions sont donc très fortes, sans réelles possibilités d'optimisation ou d'atténuation, du fait de la situation en versant et du bassin visuel de perception étendu.

Bien que ces deux sites présentent les meilleurs atouts techniques et financiers ils ne seront pas retenus pour la phase suivante de l'étude en raison du fort impact paysager.

2.1.1.2 - ZONE 2 a et b Baresse

Situé sur un point haut naturel, ce secteur présente des replats et clairières moins boisées qui permettent d'optimiser le calage de réservoir en limitant les terrassements et l'abatage d'arbres.

Les enjeux portent sur le maintien de végétation le long du chemin existant ou en périphérie de clairière afin de conserver une silhouette de crête boisée notamment en perception depuis le GR 51 et depuis le sommet du Rocher de Roquebrune (près des croix).

La réutilisation du chemin existant pour les accès et le passage de canalisation, sans générer d'importants terrassements permet une réduction d'impact sur le milieu.

Toutefois, le secteur sud de cette zone (2 a) est plus discret que le secteur nord (2 b). Il minimise en effet des perceptions depuis le domaine des Preyres et ponctuellement depuis la RD 25.

La distance complémentaire de réseau à prévoir afin d'atteindre le site (environ 1 000 m) entraîne un surcout de l'enveloppe des travaux. Malgré ce surcout, le site 2 a sera retenu pour la phase suivante de l'étude pour son impact paysager modéré.

2.1.1.3 - ZONE 3 Bourgaric

La ligne de crête de cette zone densément boisée de pins a peu d'épaisseur, ce qui génère, en cas de projet, des terrassements importants soit au nord soit au sud, et une trouée visuelle par abattage d'arbres.

La piste d'accès à élargir notablement est quasiment dans l'axe du chemin des Hauts Pétignons, donc visuellement prégnante sens nord-ouest / est.

Les enjeux de perception correspondent aux vues depuis le GR 51 au droit de l'ouverture agreste de Varaille et depuis l'accès au sommet du Rocher de Roquebrune avec peu de marge d'optimisation du projet.

De plus ce site étant le plus éloigné du futur réseau en attente, il présente également l'inconvénient d'un cout de travaux élevé.

Pour ces raisons, ce site ne sera pas retenu pour la phase suivante de l'étude.

2.1.1.4 - ZONE 4 entre Baresse et Bourgaric

Ce secteur anthropisé était une ancienne carrière puis décharge, aujourd'hui reboisée en pin et eucalyptus sans grande valeur écologique.

Il reste des traces de front de taille autour de la plateforme ce qui laisse la possibilité de caler le projet sans générer de gros terrassements.

Les enjeux portent sur le maintien des arbres le long du chemin des Hauts Petignons afin d'atténuer les vues, et de réutiliser au maximum le chemin existant pour la desserte en le dissociant au besoin du passage des canalisations.

La nature du sous-sol présente toutefois une particularité (ancienne décharge) qui va engendrer des surcoûts en raison du mode de fondations de l'ouvrage (pieux ou micropieux). L'éloignement du futur réseau existant à également pour conséquence d'augmenter le budget des travaux.

Cette zone offre à la fois une possibilité intéressante d'intégration de l'ouvrage dans le site, tout en proposant un impact environnemental modéré, du fait de son anthropisation passée. Elle sera donc retenue pour la phase suivante de l'étude

2.1.2 - Choix du type d'ouvrage

Le choix du type d'ouvrage s'appuie essentiellement sur la facilité d'intégration au site et sur l'aspect financier de sa construction. En ce qui concerne l'exploitation futur de l'ouvrage, tous les types d'ouvrages étudiés présentent les mêmes caractéristiques.

En premier lieu, nous avons constaté que l'ouvrage de type double cuve concentrique est beaucoup plus difficile à intégrer en raison des besoins de surface nécessaire. Et effet sa forme entièrement circulaire, requiert une surface aussi longue que large ce qui, après étude des sites, apparaît comme une difficulté complémentaire d'intégration.

De plus, les estimations prévisionnelles de ce type d'ouvrage indiquent un montant de travaux supérieur en comparaison avec les deux autres types d'ouvrage étudiés.

Pour ces raisons, ce type d'ouvrage ne sera pas proposé sur la phase suivante de l'étude.

Sur le même principe, le type d'ouvrage double cuve avec chambre de vanne intercalée nécessite plus de surface utile en raison de sa configuration (deux cuves indépendantes reliées par une chambre de vanne rectangulaire). Ce type d'ouvrage n'est pas suffisamment compact pour permettre une intégration satisfaisante. Financièrement, ce type d'ouvrage est le plus intéressant dans le cas d'une hauteur d'eau de 10 m, toutefois dans le cas d'une hauteur d'eau à 5 m il ne l'est plus.

Pour ces raisons, ce type d'ouvrage ne sera pas proposé sur la phase suivante de l'étude.

La solution retenue est celle de l'ouvrage de type ovoïde. Ce type d'ouvrage présente l'avantage d'être compact ce qui permet une intégration plus commode que les autres types d'ouvrage.

De plus, il est possible avec ce type d'ouvrage de modifier les dimensions principales (largeur et longueur) de manière à exploiter au mieux les surfaces disponibles.

En ce qui concerne le coût des travaux le type d'ouvrage ovoïde est financièrement le plus avantageux dans le cas d'une hauteur d'eau de 5 m.

L'ouvrage de type ovoïde est donc retenu pour la phase suivante des études.

2.2 - Récapitulatif des solutions retenues

Après finalisation de l'étude préliminaire, le choix du maître d'ouvrage s'est porté sur la création d'un réservoir de forme ovoïde de 16 000 m³ (2 x 8 000 m³) avec chambre de vanne insérée.

Dans un premier temps, et au titre de l'insertion paysagère, les sites d'études retenus étaient le site 2a dit de Baresse et le site 4 dit de « entre Baresse et Bourgaric ».

En raison de la non possibilité de réaliser l'étude géotechnique sur le site de Baresse, seul le site de « entre Baresse et Bourgaric » a été retenu.

Les documents graphiques de l'ouvrage et de son insertion au site sont joints en annexe du présent rapport.

3 - CARACTERISTIQUES GENERALE DE L'OUVRAGE

3.1 - Conception du bassin

Le projet consiste en la construction d'un réservoir de 16 000m³ (2x 8 000 m³) sur les hauteurs du MUY.

Il sera en béton armé coulé sur place, dans la mesure où la compatibilité avec l'usage projeté et la réglementation en vigueur le permettent. Ce réservoir sera couvert par une dalle de couverture en béton armé. Compte tenu de la topographie du site, les terrassements induits seront compris entre 1.5m et 3m par rapport au niveau de terrain actuel.

Afin de permettre, en phase exploitation, un entretien adéquat de l'ouvrage tout en garantissant une continuité de service, la solution type « double cuve intérieure » qui permettra la vidange et le nettoyage alternés de chacune des deux fractions de stockage, est retenue. Cette solution induit la nécessité d'un local technique de répartition, en enclave dans la cuve.

La chambre de vannes est intégrée dans la structure du réservoir et présente un radier au niveau +155,00 m NGF.

Les dimensions principales du réservoir d'eau potable sont les suivantes :

- La construction d'un réservoir d'environ 76.70 ml x 36.20 ml extérieur
- Niveau supérieur du réservoir : 165,35 m NGF environ et acrotère calé au niveau + 165,90 NGF
- Hauteur d'eau : 7.50 m moyen (7,00 m au niveau de l'alimentation / 8,00 m au niveau de la distribution)
- Cote du radier (intérieur) : +155 à 156 mNGF environ;
- Cote du puisard : 154.00 NGF
- Cote trop plein : 163 m NGF ;
- Cote sous face dalle supérieure : 165,00 m NGF
- Côte de la plateforme d'accès : 158,00 NGF
- Côte du terre-plein jouxtant le réservoir : 163 à 164 m NGF

La dalle de couverture, sur laquelle sera disposé un revêtement d'étanchéité et une isolation, sera équipée d'un acrotère et de barbacanes rehaussant d'autant la hauteur totale hors sol de l'ouvrage.

La chambre de vannes sera de forme carré d'environ 10.00 m X 10,00 m en béton armé coulé sur place.

3.2 - Fonctionnement hydraulique

3.2.1 - Compatibilité en mode distribution gravitaire

La cote altimétrique de l'ouvrage de stockage à étudier doit obligatoirement être située à une altitude égale ou supérieure à celle du réservoir existant des Planettes. En effet, afin de conserver le fonctionnement actuel du réseau de distribution cette contrainte altimétrique doit être respectée.

Les caractéristiques altimétriques du réservoir existant des Planettes est de 127 m NGF pour la cote radier et 133,35 m NGF pour la cote trop-plein.

Les pertes de charges du linéaire complémentaire entre les deux réservoirs pour le débit de pointe de 450 l/s sont estimées à environ 1 m.

Nous constatons que les altimétries du nouveau réservoir sont largement supérieures avec + 28 m pour le radier et + 29,30 m pour la cote de trop plein ?.

Les altimétries du nouveau réservoir sont donc compatibles avec le réseau de distribution (pression statique + 3 bars environ à éventuellement réduire avec un équipement type réducteur de pression).

3.2.2 - Compatibilité avec l'équipement de pompage de la nouvelle UPEP

3.2.2.1 - Equipement de pompage de l'UPEP du MUY

Il est prévu pour l'usine du Muy un refoulement à une hauteur de 160 m NGF, avec une HMT au niveau des pompes de refoulement de 150 mCE.

Les points de fonctionnement des pompes qui seront installées sur le site de production sont les suivant :

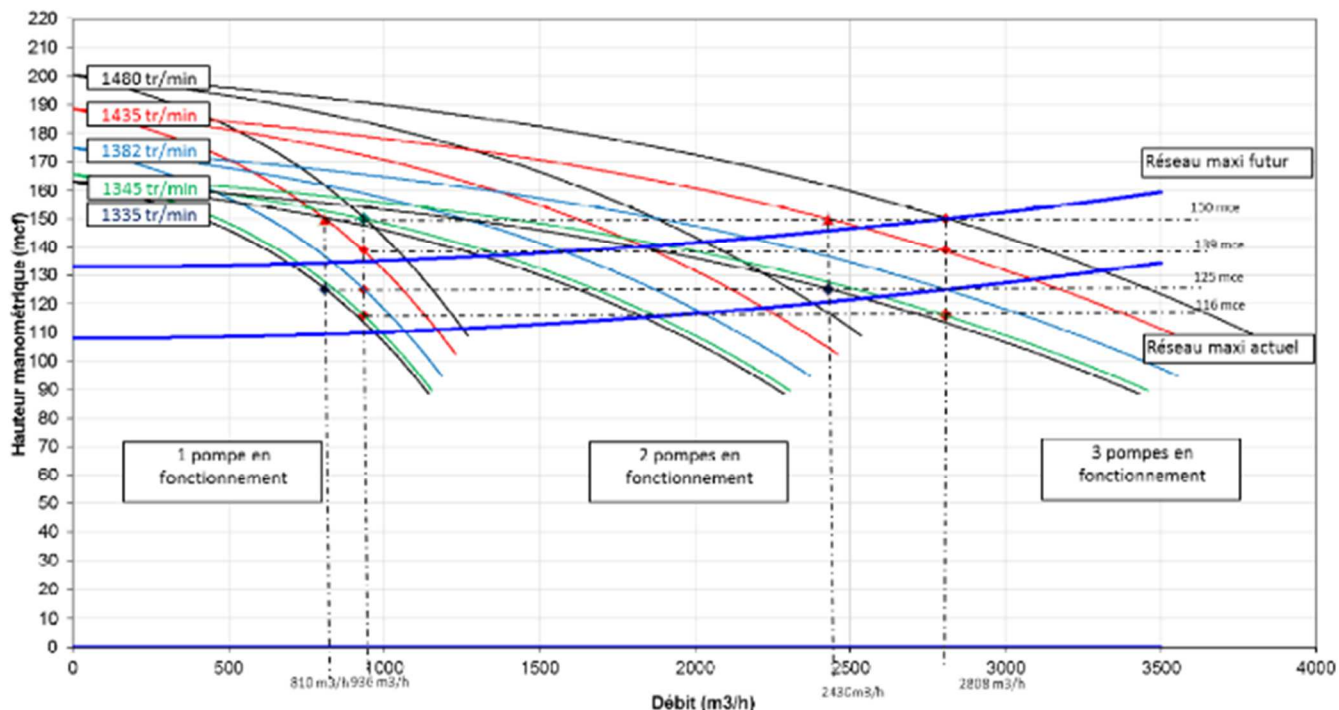


Tableau calcul débit HMT débit DTG 780 l/s

Pour rappel les pompes prévues, permettent :

- Un débit de 780 l/s à 150 m de HMT à 1 480 tr/min à 3 pompes.
- Un débit de 780 l/s à 140 m de HMT à 1 435 tr/min à 3 pompes.
- Un débit de 780 l/s à 125 m de HMT à 1 382 tr/min à 3 pompes.
- Un débit de 450 l/s à 160 m de HMT à 1 480 tr/min à 2 pompes.
- Un débit de 450 l/s à 150 m de HMT à 1 435 tr/min à 2 pompes.
- Un débit de 450 l/s à 137 m de HMT à 1 382 tr/min à 2 pompes.

3.2.2.2 - Vérification des capacités d'alimentation du nouveau réservoir

Hypothèses de calcul retenues débit DTG 780 l/s:

- DN 800 mm Fonte
- Linéaire 1 800 mètres
- Débit 780 l/s
- Rugosité K 0.2 mm
- Altitude départ 27 m NGF
- Altitude arrivée 168 m NGF (cote TP 163 + 5 mce de pression résiduelle)
- Coef de PdC singulière 25 % des PdC linéaires

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE				
ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE
DN (mm)	800	J (m/km)	2,34	OK
<	>	PdC Linéaires. (m)	4,20	
Linéaire (ml)	1 800	Coeff PdC sing.	25 %	
<	>	PdC Singulières (m)	1,05	
Débit (l/s)	780	<	>	
Rugosité k (mm)	0,2	PdC Totales (m)	5,26	
<	>	Contrôle Vitesse (m/s)	1,55	Limite

PdC Master V.1.3 GH

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)	
ENTREES	CALCULS
Altitude initiale (m)	27
<	>
Charge initiale (m)	0
<	>
Altitude d'arrivée (m)	168
<	>
	HMT (mCE)
	146,26

Tableau calcul débit HMT débit DTG 780 l/s

Hypothèses de calcul retenues débit de pointe 450 l/s:

- DN 800 mm Fonte
- Linéaire 1 800 mètres
- Débit 450 l/s
- Rugosité K 0.2 mm
- Altitude départ 27 m NGF
- Altitude arrivée 168 m NGF (cote TP 163 + 5 mce de pression résiduelle)
- Coef de PdC singulière 25 % des PdC linéaires

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE				
ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE
DN (mm)	800	J (m/km)	0,80	OK
<	>	PdC Linéaires. (m)	1,45	
Linéaire (ml)	1800	Coeff PdC sing.	25%	
<	>	PdC Singulières (m)	0,36	
Débit (l/s)	450	<	>	
Rugosité k (mm)	0,2	PdC Totales (m)	1,81	
<	>	Contrôle Vitesse (m/s)	0,90	OK

PdC Master V.1.3 GH

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)	
ENTREES	CALCULS
Altitude initiale (m)	27
<	>
Charge initiale (m)	0
<	>
Altitude d'arrivée (m)	167
<	>
	HMT (m CE)
	141,81

Tableau calcul débit HMT débit de pointe 450 l/s

Pour le débit DTG de 780 l/s la HMT est de 146, 26 m, pour le débit de pointe la HMT est de 141,81 m ces deux HMT sont donc dans la plage de fonctionnement des pompes de l'UPEP.

3.2.3 - Compatibilité avec l'adduction du réservoir des Charles commune du MUY

3.2.3.1 - Données d'entrée APS du 07 Mars 2019 VEOLIA – CMESE

Sur la base de l'avant-projet sommaire réalisé en 2019 par VEOLIA, Il est prévu l'installation d'une station de pompage d'une capacité de transfert de 25 l/s depuis l'ouvrage de stockage de 16 000 m³ afin de pouvoir alimenter le réservoir dit « Les Charles » commune du MUY.

L'alimentation du réservoir des Charles devrait permettre de :

- Alimenter les quartiers de BASSES ROQUES et de PETIGNONS (ROQUEBRUNE-SUR-ARGENS)
- Alimenter le quartier des CHARLES (LE MUY)

Les besoins à satisfaire prennent en compte l'alimentation de 500 habitants ainsi que la défense incendie de 2 poteaux en fonctionnement simultané. De plus, l'évolution de la population sur le secteur des Charles est également prévue dans le débit de pointe à assurer.

Les caractéristiques de la station de pompage et de la conduite de liaison entre la station et le réservoir des Charles sont les suivantes :

- Groupe de pompage de 90m³/h à 90 m de HMT
- Canalisations de DN 200 sur 1 800 mètres

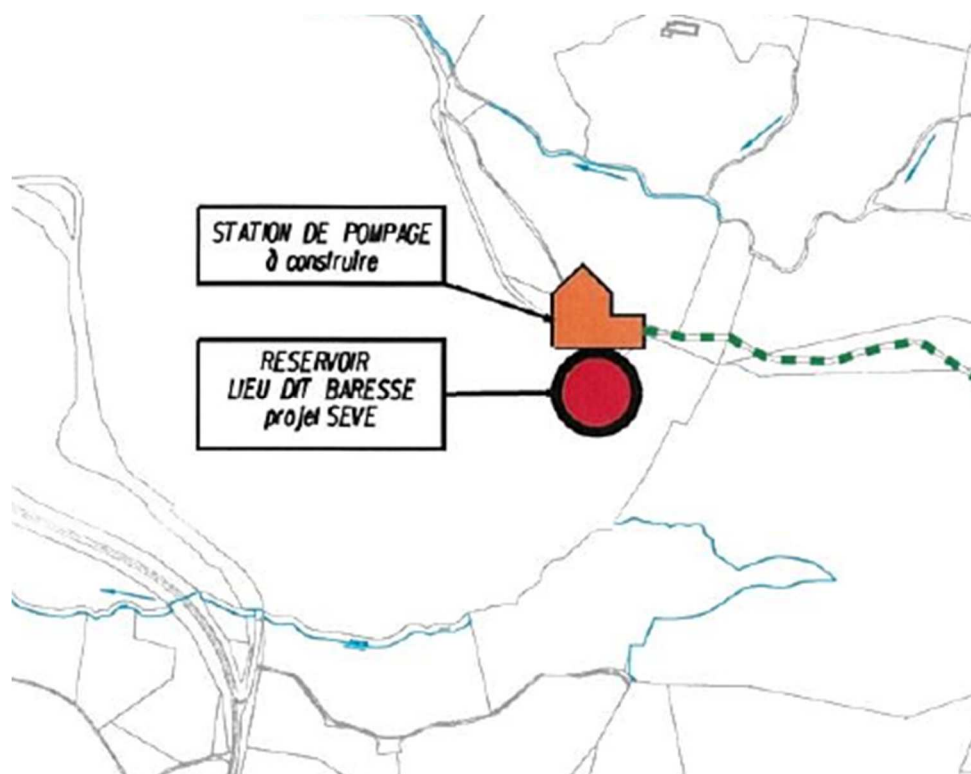
3.2.3.2 - Vérification des données d'entrée

Débit de pointe du pompage

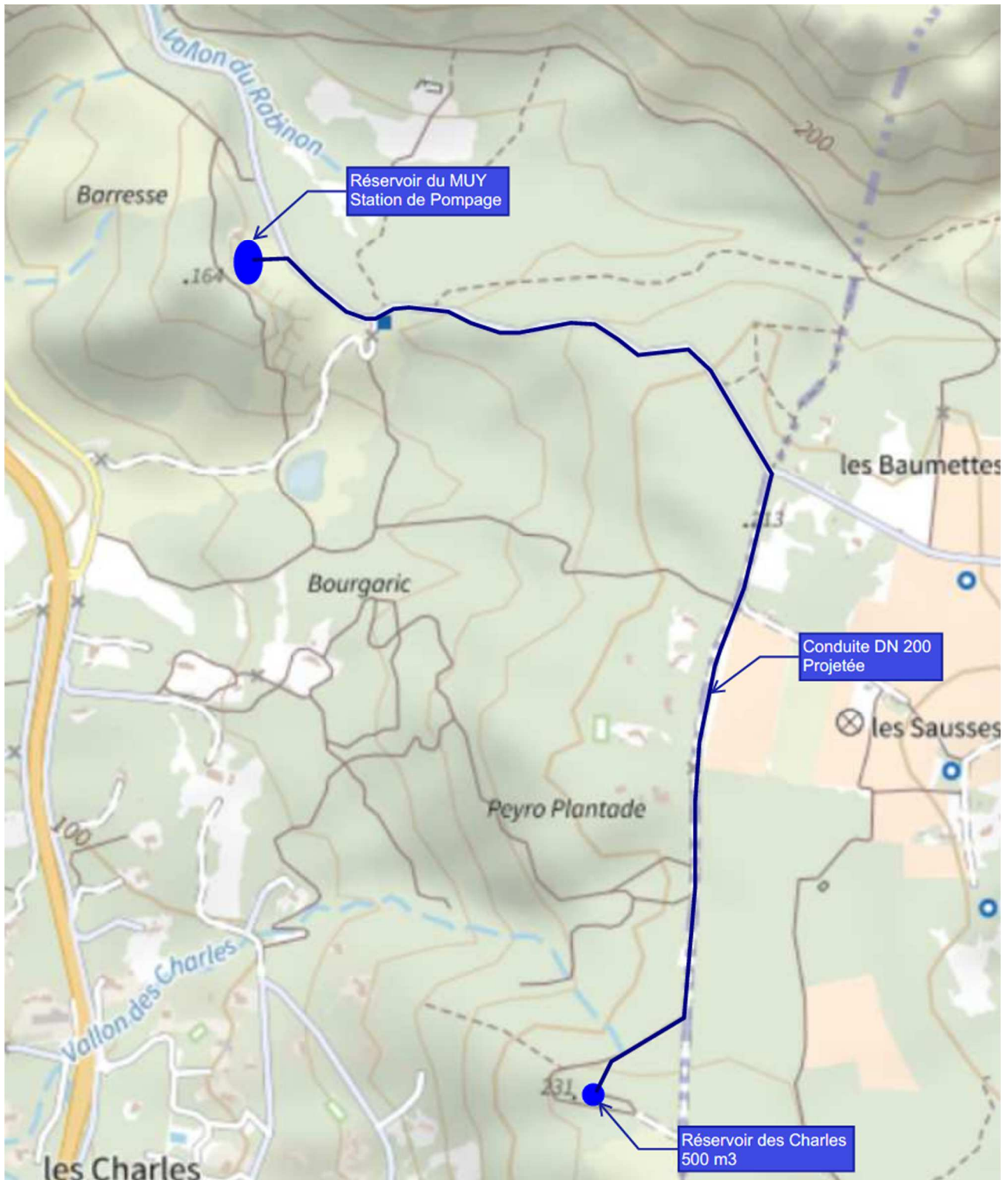
Le débit de pointe des besoins à satisfaire ne peut être vérifié, nous conservons donc le débit proposé par VEOLIA soit 90 m³/h, 25l/s.

Hauteur Manométrique Totale / Section conduite de refoulement

Après vérification du tracé proposé par VEOLIA nous constatons que le linéaire entre la station de pompage et le réservoir des Charles est de 2 000 m et non 1 800 m. en effet, l'implantation prise en compte par VEOLIA du futur réservoir du MUY n'est pas exact.



L'implantation réelle est située à environ 200 mètre plus loin en direction de l'usine du Rabinon.



Hypothèses de calcul retenues débit de pointe 25 l/s:

- DN 200 mm
- Linéaire 2 000 mètres
- Débit 25 l/s
- Rugosité K 0.2 mm
- Altitude départ 155 m NGF (cote radier)
- Altitude arrivée 240 m NGF (cote TN + 10 mce de pression résiduelle)

- Coef de PdC singulière 10 % des PdC linéaires

MODULE DE CALCUL DES PERTES DE CHARGE				
ENTREES		CALCULS		CONTRÔLE
DN (mm)	200	J (m/km)	3,51	OK
<  >		PdC Linéaires. (m)	7,03	
Linéaire (ml)	2000			
<  >		Coeff PdC sing.	10%	
Débit (l/s)	25	PdC Singulières (m)	0,70	
<  >		<  >		
Rugosité k (mm)	0,2			
<  >		PdC Totales (m)	7,73	
		Contrôle Vitesse (m/s)	0,80	OK

PdC Master V.1.3 GH

MODULE DE CALCUL DE LA CHARGE RESIDUELLE (1 TRONÇON)			
ENTREES		CALCULS	
Altitude initiale (m)	155		
<  >			
Charge initiale (m)	0		
<  >			
Altitude d'arrivée (m)	240	HMT (m CE)	92,73
<  >			

Tableau calcul débit HMT débit de pointe 25 l/s

Pour le débit 25 l/s la HMT est de 92.73 m Nous prévoyons donc une HMT de 93 m pour une section de conduite de refoulement de 200 mm.

4 - ETUDES GEOTECHNIQUES (ANNEXE 1)

Au stade actuel de l'étude, une étude G1 PGC est disponible, et permet de confirmer la viabilité du site et sa compatibilité avec le projet. Le paragraphe ci-après permet de résumer les résultats de l'étude géotechnique menée.

4.1 - Rapport d'étude préalable G1 PGC réservoir

L'étude géotechnique a été menée sur le site entre Baresse et Bourgaric, par GEOTECHNIQUE SAS (rapport référencé 2019-11-251-pièce n°1) en décembre 2019.

4.1.1 - Investigations réalisées

Les investigations réalisées en mission G1 sont :

Type de sondage	Référence	Cote (m N.G.F.)	Prof. / TN	Remarques
Sondages pressiométriques* Norme NF P 94-110 Méthode de forage : taillant ou tricône Ø 63 mm	SP1	158.4	15m	8 essais
	SP2	159	20.5m	12 essais
Sondages carottés Méthode de forage : carottier rotatif Ø 116 mm	SC1	159.3	10.4m	Equipement piézométrique
	SC2	159.0	9m	-
	SC3	158.3	15m	-
	SC4	156.3	16m	-

Équipement piézométrique	Référence	Prof. / TN
Piézomètre définitif à tube ouvert Norme NF P94-157-1	SC1-PZ	10.4m

Les critères d'arrêt des sondages sont un ancrage de 5m au minimum dans le substratum granitique.

4.1.2 - Profil géologique du site

R : Terrains de recouvrement

Cette formation correspond à des remblais.

- Aspect visuel : graves sableuses et déchets anthropiques
- Épaisseur : 0.8m à 5.5m,
- Cote NGF de base : 150.8NGF à 157.6NGF
- Caractéristiques mécaniques (2 valeurs) :
 - ✓ Pression limite : $3.15 \leq p_l^* \leq 3.26$ MPa,
 - ✓ Module pressiométrique (EM) : $75.5 \leq EM \leq 95.1$ MPa,
 - ✓ Vitesse d'avancement : $100\text{m/h} < VA < 300\text{m/h}$

S1 : Sables limono-graveleux (arènes)

Cette formation correspond à la frange d'altération du substratum granitique (arènes).

- Aspect visuel : Graves sableuses et sables limoneux
- Cote NGF de base : 145.1NGF à 155NGF
- Caractéristiques mécaniques (définies par 11 valeurs) :
 - ✓ Pression limite nette ($p_l - p_0$): $0.73 \leq p_l^* \leq 4.05 \text{ MPa}$,
 - ✓ Module pressiométrique (EM): $22 \leq EM \leq 431 \text{ MPa}$,
 - ✓ Vitesse d'avancement : $50 \text{ m/h} < VA < 150 \text{ m/h}$

S2 : Granites plus ou moins fracturés et altérés

Cette formation correspond au substratum rocheux de ce secteur.

- Aspect visuel : Granite gris-rosé
- Cote NGF de base <140 NGF
- Caractéristiques mécaniques (8 valeurs) :
 - ✓ Pression limite : $p_l^* > 4.9 \text{ MPa}$,
 - ✓ Module pressiométrique (EM): $182 \leq EM \leq 511 \text{ MPa}$,
 - ✓ Vitesse d'avancement $20 \text{ m/h} < VA < 100 \text{ m/h}$
 - ✓ RQD compris entre 20 et 80 caractérisant un massif fracturé

4.1.3 - Principes généraux de construction

4.1.3.1 - Principales sujétions géotechniques pour le projet

Les principales sujétions à retenir pour la réalisation du projet sont liées aux éléments principaux suivants :

- La réalisation de terrassements d'au moins 3m de hauteur avec emprise de terrain disponible limitée par endroit, ce qui conduira à examiner les conditions de stabilité des talus en déblais (provisoires et/ou définitifs) et éventuellement à envisager la sécurisation des talus voisins en amont (Nord et Ouest) et de la voirie située côté Est.
- La présence de remblais anthropiques (voire déchets évolutifs) sur de fortes épaisseurs.
- L'hétérogénéité lithologique et/ou mécanique des terrains dans l'emprise de l'ouvrage.
- La stabilité générale des terrains au grand glissement.

4.1.3.2 - Principes généraux de terrassements

Les terrassements en déblai concerneront principalement les terrains de couverture (R) et/ou (S1).

Afin de garantir la qualité des plateformes de travail, les travaux de terrassement devront être réalisés par temps sec, d'autant plus que les sols affectés par les terrassements sont particulièrement sensibles à l'eau.

La plateforme devra être nivelée en conservant des pentes suffisantes pour éviter toute stagnation d'eau et permettre l'évacuation des eaux pluviales vers un exutoire.

Les terrassements en déblai pourront être réalisés à l'aide d'engins classiques de moyenne puissance. Localement, la présence de niveaux indurés pourra éventuellement nécessiter l'utilisation de procédés adaptés (éclateur, dérocteur, pelle puissante, brise-roche hydraulique, marteau pneumatique...).

Compte tenu des emplacements disponibles, les talus provisoires de la fouille pourront être dressés avec une pente de 3 de base pour 2 de hauteur hors mitoyenneté et hors d'eau, à adapter lors des travaux de terrassement si cela s'avère nécessaire. Ils devront être protégés par des feuilles de polyane soigneusement fixées ou par un béton associé à un treillis.

Lors du profilage des talus, des éboulements ou des affouillements peuvent se produire à la faveur de variations latérales de faciès, d'anomalies ponctuelles ou de venues d'eau localisées notamment.

Les talus de terrassement de l'ouvrage et les talus présents au Nord et à L'Ouest devront par ailleurs être protégés de l'érosion par ravinement et des intempéries par la mise en place de bâches provisoires ou de géotextiles drainants fixés en tête et en pied dans la continuité des terrassements

En cas de soutènement avec remblaiement à l'arrière, les coefficients de poussée associés aux remblais d'apport dépendront directement de leur nature et des conditions de mise en œuvre. Celles-ci devront suivre les recommandations du Guide des Terrassements Routiers du LCPC SETRA de 1992. Il est conseillé de retenir un matériau granulaire frottant à l'arrière de l'ouvrage.

4.1.3.3 - Principes de fondation

Compte-tenu de la sensibilité de l'ouvrage (ouvrage de grandes dimensions) les tassements absolus et différentiels doivent être très faibles.

Dans ces conditions, l'assise de fondation du futur bassin devra être constitué par les niveaux rocheux granitiques qui ont été retrouvés entre 4m et 12.9m de profondeur au droit de nos investigations (soit entre les cotes 145.1NGF et 155NGF).

Le système de fondation consistera soit en des fondations profondes (type pieux) soit en un radier reposant sur une amélioration des sols (type inclusions rigides).

L'ancrage des fondations profondes ou de l'amélioration de sols devra être recherché dans le substratum granitique.

Une fois le projet architectural validé, la définition et le dimensionnement du système de fondation devront être étudiés au stade G2. L'établissement du modèle géotechnique nécessitera la réalisation de sondages complémentaires et d'essais en laboratoire.

4.1.3.4 - Protection des ouvrages contre l'eau

Une protection des murs enterrés contre l'humidité est à prévoir selon les règles de l'art (cf. DTU 20.1) avec système drainant périphérique.

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

4.2 - Rapport d'étude préalable G1 PGC réseaux

L'étude géotechnique a été menée sur le site entre le réservoir existant de la commune du MUY et l'implantation du futur réservoir, par GEOTECHNIQUE SAS (rapport référencé 2019-11-251-pièce n°2) en décembre 2019.

4.2.1 - Investigations réalisées

Les investigations réalisées en mission G1 sont :

Type de sondage	Référence	Cote (m N.G.F.)	Prof. / TN	Remarques
Sondages destructifs* Norme NF P 94-110 Méthode de forage : taillant ou tricône Ø 63 mm	P1	155.4	7.5m	3 essais pressiométriques
	P2	153	6.8m	3 essais pressiométriques
	P3	140	6.5m	3 essais pressiométriques
	P4	133.5	5.5m	-
	P5	129.3	5.5m	-
	P6	122	4.9m	-
	P7	118.5	4.9m	-

4.2.2 - Profil géologique du tracé

S1 : Graves sableuse (arènes) présentes sous quelques décimètres de remblais (couche de forme de la voirie)

Cette formation correspond à la frange d'altération du substratum gréseux ou granitique (arènes).

- Aspect visuel : Graves sableuses
- Epaisseur 0.5m (P4) à 7.5m (P1)
- Caractéristiques mécaniques (3 valeurs) :
 - ✓ Pression limite : $0.14 \leq pl^* \leq 2.8 \text{ MPa}$
 - ✓ Module pressiométrique (EM) : $1.4 \leq EM \leq 30.4 \text{ MPa}$
 - ✓ Vitesse d'avancement : $100 \text{ m/h} < VA < 300 \text{ m/h}$

S2 : Granites ou grès plus ou moins fracturés

Cette formation correspond au substratum rocheux de ce secteur.

- Aspect visuel : Granite gris-rosé pour les sondages P1 à P3 et grès (cuttings limono-sableux) pour les sondages P4 à P7
- Epaisseur > 7m
- Caractéristiques mécaniques :
 - ✓ Pression limite : $2.74 \leq pl^* \leq 4.9 \text{ MPa}$
 - ✓ Module pressiométrique (EM) : $131 \leq EM \leq 357 \text{ MPa}$
 - ✓ Vitesse d'avancement $20 \text{ m/h} < VA < 100 \text{ m/h}$

5 - DEFINITION DES ELEMENTS DE GENIE CIVIL

5.1 - Introduction générale

5.1.1 - Objectif de la présente note

La présente note s'intègre dans la phase d'AVANT PROJET.

Cette note de calcul est à lire en référence :

- [1] Rapport d'Avant-Projet
- [2] Plans de conception de la phase AVP,
- [3] Rapport géotechnique – Géotechnique SAS -Réf : 2019-11-251

Cette note a pour but de préciser les différentes hypothèses prises en compte pour la conception et la justification des structures des différents ouvrages de génie civil à réaliser dans le cadre de la mission confiée à EGIS.

Ce rapport vise à définir l'ensemble des paramètres de calculs et objectifs de vérifications qui seront réalisés. Elle permet également d'établir, en coordination avec le Maître d'ouvrage, les contraintes d'exploitation et orientations techniques considérées dans la conception.

5.1.2 - Normes d'application et recommandations

L'ensemble des fournitures et des travaux à réaliser sera conforme aux normes et règlements en vigueur en France, et notamment :

- [1] La norme NF EN 1990 et son annexe nationale, les normes NF EN 1990/NA et NF EN 1990/A1/NA,
- [2] Les normes NF EN 1991-1-1 et NF EN 1991-1-3 à NF EN 1991-1-7 ainsi que leurs annexes nationales, les normes NF EN 1991-1-1/NA et NF EN 1991-1-3/NA à NF EN 1991-1-7/NA,
- [3] Les normes NF EN 1992 et leurs annexes nationales,
- [4] Les normes NF EN 1993-1-1, NF EN 1993-1-5, NF EN 1993-1-8, NF EN 1993-1-9, NF EN 1993-1-10, NF EN 1993-4-3, NF EN 1993-5 et leurs annexes nationales, les normes NF EN 1993-1-1/NA, NF EN 1993-1-5/NA, NF EN 1993-1-8/NA, NF EN 1993-1-9/NA, NF EN 1993-1-10/NA, NF EN 1993-5/NA
- [5] La norme NF EN 1997-1 et son annexe nationale, la norme NF EN 1997-1/NA, ainsi que les normes d'application nationales :
 - [a] La norme NFP 94 – 262 relative aux fondations profondes,
 - [b] La norme NFP 94- 281 relative aux murs de soutènements,
 - [c] La norme NFP 94- 282 relative aux écrans de soutènements,
 - [d] La norme NFP 94-261 relative aux fondations superficielles.
- [6] Les normes NF EN 1998-1, NF EN 1998-5 et leurs annexes nationales, les normes NF EN 1998-1/NA, NF EN 1998-5/NA,
- [7] Le décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique,
- [8] Le décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français.

5.2 - Hypothèses de base pour la conception

5.2.1 - Classe des ouvrages et classes de conséquence

La classe d'exploitation optée par le Maître d'Ouvrage est de classe 2 conformément à la définition de l'Eurocode.

Les réservoirs sont considérés selon une classe de conséquence CC2 au titre de l'article B.3.1 de l'EN 1990, avec des conséquences économiques et sociales importantes en cas de défaillance et selon une classe de fiabilité RC2 (Ce qui conduit à ce que les coefficients partiels γ_f soient majorés par 1,0).

5.2.2 - Conditions de durabilité

La structure est projetée de sorte que sa détérioration, pendant la durée d'utilisation de projet, n'abaisse pas ses performances au-dessous de celles escomptées, compte tenu de l'environnement et du niveau de maintenance prévue.

5.2.3 - Durée de vie des Ouvrages

Les ouvrages sont conçus pour leur garantir une fonctionnalité basée sur une durée de vie :

- De 100 ans pour les ouvrages de génie civil, (classe structurale S5) ;
- De 50 ans pour les canalisations ;
- De 25 ans pour les équipements.

Les ouvrages provisoires prévus par l'entreprise seront justifiés comme des ouvrages de classe structurale S1 au sens de l'Eurocode 0.

5.2.4 - Classe d'étanchéité

La classe d'étanchéité sera de type A1 en référence à l'article 7.3.1 de l'EN 1992-3 et du fascicule 74 actualisé en mai 2019.

Cette classe d'étanchéité de type A1 est recommandé pour les ouvrages en béton seul non revêtu tant que le béton est compatible avec l'agressivité du liquide contenu. C'est la classe normale pour les ouvrages contenant de l'eau.

TABEAU 1 : TABLEAU 7.105 NF - CLASSIFICATION ETANCHEITE (EXTRAIT NF EN 1992-3 NA)

Classe d'étanchéité	Exigences en matière de fuite
0	Un certain débit de fuite admissible, ou fuite de liquides sans conséquence.
1	Fuites limitées à une faible quantité. Quelques taches ou plaques d'humidité en surface admises.
2	Fuites minimales sans débit quantifiable. Rares taches d'humidité.
3	Aucune fuite admise.

5.2.5 - Contraintes sismiques

Depuis le 1er mars 2010, les Eurocodes deviennent le référentiel national pour la conception des ouvrages, et en particulier l'Eurocode 8 qui porte sur la résistance des ouvrages au séisme et qui renvoie à un nouveau plan de zonage sismique de la France

Le décret 2010-1254 du 22 octobre 2010 classe les sites de projet en zone de sismicité 2 risque sismique faible.

Le projet concerne des bâtiments de production et stockage d'eau potable, il rentre dans la classification des bâtiments « à risque normal, de catégorie d'importance IV ».

Des mesures préventives, notamment des règles de construction parasismique, sont appliquées aux ouvrages de la classe dite « à risque normal » situés dans les zones de sismicité 2, 3, 4 et 5 (article R.563-5 du code de l'environnement).

Le projet est donc à justifier dans le respect des préconisations de l'Eurocode 8.

Pour la catégorie IV, le coefficient d'importance est de $\gamma = 1.4$.

5.2.6 - Situations de projet

Les situations de projet considérées ci-après sont classées de la manière suivante :

- Situations de projet durables, qui se réfèrent aux conditions d'utilisation normale :
 - Réservoir totalement rempli ;
 - Une cuve remplie et une cuve vide ;
- Situations de projet transitoires, qui se réfèrent à des conditions temporaires applicables à la structure : réservoir partiellement vide ;
- Situations de projet sismiques, qui se réfèrent à des conditions applicables à la structure lorsqu'elle est soumise à des tremblements de terre.

5.2.7 - Classe d'exposition

Les caractéristiques minimales des bétons de structure sont fixées en fonction des classes d'expositions, définies dans la norme NF EN 206-1 et dans l'Eurocode 2 NF EN 1992 – 1.

- Surfaces de béton soumises au contact de l'eau soumise à un risque de corrosion induite par carbonatation, à la pluie et au gel: **XC4, XF1**

Dans le cadre de la campagne d'investigations menées par Geotechnique SAS [3], aucun élément ne renseigne de risque d'agressivité des milieux (sol et eau) vis-à-vis des bétons, cette donnée sera à vérifier en phase PRO.

5.2.8 - Les matériaux

5.2.8.1 - Le matériau béton

Les caractéristiques des bétons sont conformes aux spécifications de la norme NF EN 206-1/CN.

Les spécifications destinées à assurer la durabilité du béton sont celles données dans la norme NF EN 206-1/CN complétées par les indications des paragraphes suivants en fonction des classes d'exposition des différentes parties d'ouvrage.

Le tableau qui suit précise la classe et la désignation des bétons en fonction de leur destination :

Ce tableau précise pour chaque béton :

- la résistance caractéristique à la compression;
- le dosage minimal en ciment ;
- les caractères complémentaires éventuels.
-

TABLEAU 2 : DEFINITION DE LA CLASSE DE RESISTANCE DES BETONS

Partie d'ouvrage	Classe d'exposition	Classe de résistance minimale à la compression	Dosage minimal en ciment	Caractéristiques complémentaires	Rapport Eeff/Linatéq maximal
Réservoir	XC4/XF1	C35/45	385 kg/m ³	ES (4)	0,45
Béton de propreté ou béton non armé de remplissage.	XC1	C20/25	260 kg/m ³	-	0,65

Les bétons présentent une étanchéité dans la masse et leur composition est adaptée à l'agressivité des eaux.

Valeur limite de l'ouverture des fissures :

Pour les classes 1, il convient de limiter l'ouverture des fissures aux valeurs de w_{k1} données dans l'article 7.3.1 (111) de l'annexe nationale NF EN 1992-3/NA selon que les exigences de l'article 7.3.1 (112) de la norme NF EN 1992-3 sont respectées ou non.

5.2.8.2 - Armatures

Les armatures utilisées pour les ouvrages définitifs seront des armatures haute adhérence de limite élastique $f_{eE} 500$ et de classe B.

On retient les caractéristiques suivantes :

- Limite caractéristique d'élasticité des aciers $f_{yk}=500\text{MPa}$
- Module d'élasticité des aciers $E_s=200\,000\text{MPa}$

Pour les ELU fondamentaux, on retient $\gamma_s=1.15 \Rightarrow f_{yd}=435\text{MPa}$

Pour l'ELU accidentel, on retient $\gamma_s=1.00 \Rightarrow f_{yd}=500\text{MPa}$

5.2.8.3 - Matériaux utilisés pour les ouvrages provisoires

Les caractéristiques des matériaux (bétons, profilés métalliques, etc...) nécessaires à l'exécution des ouvrages provisoires (massifs de poussée, blindage provisoire, butonnage, etc...) seront justifiées par le calcul.

5.2.9 - Dispositions constructives

5.2.9.1 - Enrobage des armatures

Le tableau ci-dessous précise les classes d'exposition des différents parements au sens des normes NF EN 206-1/CN, NF EN 1992-1-1, NF EN 1992-1-1/NA, NF EN 1992-2 et NF EN 1992-2/NA ainsi que l'enrobage des aciers passifs associés à ces parements.

Parement	Classe d'exposition	Enrobage des aciers passifs
Réservoir	XC4/XF1	50 mm

5.2.9.2 - Maîtrise de la fissuration

Le calcul d'ouverture des fissures pour tous les ouvrages en béton sera conforme à l'EN 1992-3 et son annexe nationale Française, avec une ouverture maximale conforme avec la classe d'étanchéité à respecter.

Pour la maîtrise de la fissuration les réservoirs sont considérées en classe d'étanchéité 1 au sens de la norme NF EN 1992-3/NA.

Pour l'application de la NF EN 1992-3 NA :

La valeur limite d'ouverture des fissures pour les éléments définitifs ne devront pas excéder en service les valeurs spécifiées ci-après quel que soit le mode constructif des parois et des dalles:

Ces conditions dans l'ANF de l'EC2-3 se traduisent par les vérifications d'ouvertures de fissures suivantes :

- $w_k \leq w_{k1} = 0.15 \text{ mm}$ pour les 2 faces sur les sections tendues (fissures traversantes)
- $w_k \leq w_{k1} = 0.20 \text{ mm}$ pour les faces mouillées sur les sections fléchies (fissures non traversantes)
- $w_k \leq w_{k1} = 0.30 \text{ mm}$ pour les faces non mouillées sur les sections fléchies (fissures non traversantes)

Les conditions limites de fissuration seront à vérifier tant en phase provisoire qu'en phase définitive.

5.2.10 - Les actions principales

La nature des actions à considérer dans le calcul de descentes de charges sur le radier du réservoir comprend:

- Le réservoir suivant les différentes combinaisons de remplissage des cuves,
- Les actions dues à l'action des terres,
- Les actions dues aux surcharges sur les remblais périphériques,
- Le poids de l'eau,
- Le poids propre du radier,
- La couverture du réservoir,
- Le poids des équipements
- Une surcharge d'exploitation sur la couverture de 75 daN/m², celle-ci étant classée comme toiture inaccessible sauf pour entretien et réparations courants (catégorie H au sens de l'Eurocode EN1991-1-1)
- L'action du vent et de la neige sur la structure,
- Les actions sismiques.

5.2.10.1 - Actions permanentes

(normes NF EN 1991-1-1 et NF EN 1991-1-1/NA,)

Conformément à l'article 4.1.2 (5) de la norme NF EN 1990 (ou équivalent), le poids propre des structures peut être représenté par une valeur caractéristique unique calculée sur la base des dimensions nominales figurant sur les plans d'exécution et des poids volumiques suivantes :

Il s'agit des poids propres des matériaux et structures :

- Poids propre de l'eau : 10 kN/m³
- Poids propre béton armé : 25 kN/m³
- Poids propre béton non armé : 23 kN/m³
- Poids propre acier : 78,5 kN/m³
- Poids propre des remblais : 20 kN/m³

5.2.10.1.1 - Actions des terres

Les caractéristiques des terrains sont établies sur la base des éléments géotechniques synthétisés dans le rapport géotechnique [3].

Sauf proposition différente et justifiée de l'entrepreneur, lorsqu'elles ne sont pas définies dans le dossier géotechnique, les caractéristiques des terres et remblais en contact avec l'ouvrage sont les suivantes :

- poids volumique égale à 20 kN/m³,
- cohésion nulle, angle de frottement interne 30°, module pressiométrique de 10 MPa,
- coefficient de poussée des terres déduit des tables de Caquot-Kerisel,

5.2.10.1.2 - Retrait et fluage

(normes NF EN 1992-1-1 et NF EN 1992-1-1/NA)

Les déformations de retrait et de fluage du béton sont calculées conformément à l'article 3.1.4 et à l'annexe B2 de la norme NF EN 1992-1-1.

5.2.10.2 - Action hydraulique

Chacun des ouvrages doit reprendre la poussée de l'eau de la nappe phréatique quel que soit son niveau et le niveau d'eau à l'intérieur.

Les niveaux d'eaux dans les bassins sont ceux indiqués dans les plans GC, ils seront rappelés dans la note de modélisation spécifique à chaque ouvrage.

Les configurations retenues dans les cas de charges de calcul seront les plus défavorables en considérant les ouvrages remplis ou non.

5.2.10.3 - Actions variables

Il s'agit des actions influant sur la conception :

5.2.10.3.1 - Charges d'exploitation

Pour le dimensionnement des soutènements et des ouvrages hydrauliques de génie civil, les hypothèses de charges suivantes ont été prises en compte :

Conformément à l'Eurocode 1 partie 2 §5, les surcharges prises en considération dans les calculs sont composé de :

Zones de charge piétonne avec accès aux véhicules d'exploitation : modèle LM4 (chargement de foule) et véhicules d'exploitation

Les surcharges d'exploitation pourront selon le cas s'étendre sur les abords du réservoir afin d'induire les cas de charges les plus défavorables.

Les surcharges d'exploitation prises en compte à l'intérieur des locaux techniques et du réservoir sont de 150 kg/m².

Charges d'exploitation et de chantier

Surcharge de chantier : 15 kPa soit 1,5 T/m²

Cette surcharge pourra être adaptée lors des études d'exécution dans le cas d'utilisation d'engins de chantier de fort tonnage.

Charges d'exploitation zones circulables

Une Surcharge d'exploitation dans les zones accessibles (piste d'accès au local technique) par véhicule type poids lourd : 20 kPa soit 2.0 T/m²

5.2.10.3.2 - Charges climatiques :

Les charges de neige, ainsi que les actions du vent sont définies dans les annexes nationales des normes NF.EN 1991-3 et NF.EN 1991-4 :

Il est rappelé que les effets du vent sur l'ouvrage doivent être déterminés en construction et en service.

5.2.10.3.3 - Les actions climatiques (T)

Des variations uniformes de température égales à $\pm 25^{\circ}\text{C}$ seront prises en compte. Elles correspondent à des températures extrêmes définies dans l'EN 1991-1-5-NA de $+30^{\circ}\text{C}$ et -40°C .

Il sera considéré que les effets de la température comportent :

- DTi, variations rapides, avec caractéristiques mécaniques instantanées
- DTv, variations lentes, avec caractéristiques mécaniques différées

5.2.10.3.4 - Gradient thermique à considérer pour le calcul des réservoirs

Il convient de considérer les sollicitations dues au gradient thermique qui apparaissent dans la paroi, lorsque la température du liquide diffère de la température extérieure. Pour le calcul du gradient de température entre les deux faces de la paroi, se référer à la norme NF EN 1991-1-5. Dans le cas particulier des réservoirs, la norme NF EN 1992-3 NA préconise les valeurs à retenir.

5.2.10.4 - Actions sismiques

D'après le Zonage sismique de la France (décret N° 2010-125 du 22/10/2010) en vigueur depuis le premier 1^{er} Mai 2011, le site étudié est classé en zone de sismicité 2 «aléa faible ».

Les prescriptions de l'Eurocode seront donc prise en compte dans le dimensionnement des ouvrages.

Les paramètres sismiques à prendre en compte conformément à la norme NF EN 1998 (Eurocode 8) et compte tenu des résultats des investigations effectuées sont les suivants :

- Zone sismique : 2
- La valeur de l'accélération maximale de référence agr est de $1,6 \text{ m/s}^2$.
- Classe de sol : B ou C (la classe de sol est estimative en l'absence d'investigations spécifiques (essais Cross-Hole, essais en laboratoire, essais CPTu, essais SPT....))
- Coefficient de sol correspondant : 1,35 à 1,50

Le site étant classé en zone sismique 2 (faible), l'étude de la liquéfaction des sols n'est pas requise d'après l'arrêté n°2010-1255 du 22/10/2010.

5.2.11 - Contexte géotechnique

Les investigations géotechniques menées par Géotechniques SAS dans le cadre de sa mission G1 nous renseigne sur les strates géologiques rencontrées au droit de l'implantation du réservoir :

Terrains de recouvrement

Cette formation correspond à des remblais d'épaisseur variable comprise entre 0,8 m à 5.5m,

- Cote de base : 150.8NGF à 157.6NGF
- Pression limite : $3.15 \leq pl^* \leq 3.26 \text{ MPa}$,
- Module pressiométrique (EM) : $75.5 \leq EM \leq 95.1 \text{ MPa}$,

Des variations de nature et d'épaisseur des terrains de recouvrement (R) sont à attendre dans l'emprise du projet, la mise en œuvre antérieure de remblais autochtones et/ou d'apports sur des épaisseurs hétérogènes est à intégrer.

S1 : Sables limono-graveleux (arènes)

Cette formation correspond à la frange d'altération du substratum granitique (arènes).

- Cote NGF de base : 145.1NGF à 155NGF
- Pression limite : $0.73 \leq pl^* \leq 4.05 \text{ MPa}$,
- Module pressiométrique (EM) : $22 \leq EM \leq 431 \text{ MPa}$,

S2 : Granites plus ou moins fracturés et altérés

- Cote NGF de base <140 NGF
- Pression limite : $pl^* > 4.9 \text{ MPa}$,
- Module pressiométrique (EM) : $182 \leq EM \leq 511 \text{ MPa}$,
- RQD compris entre 20 et 80 caractérisant un massif altéré

Les schémas ci-après représentent la variation de la stratigraphie résultant des sondages géotechniques réalisés sur site.

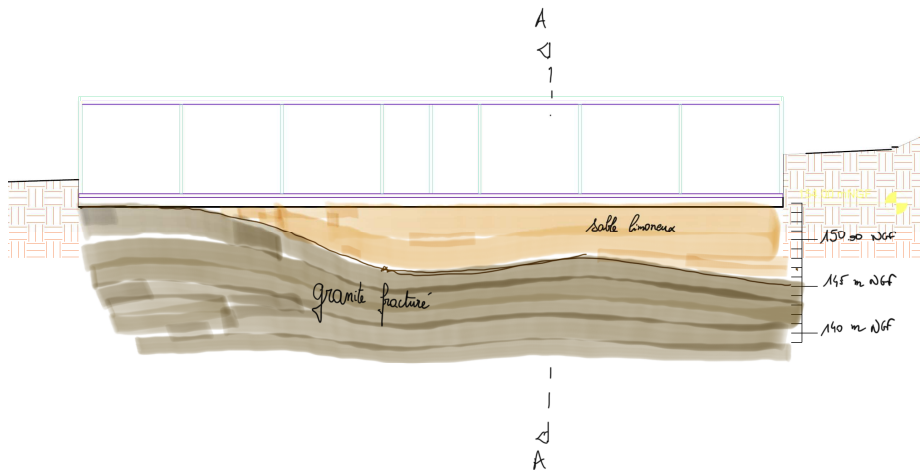


FIGURE 1: COUPE LONGITUDINALE

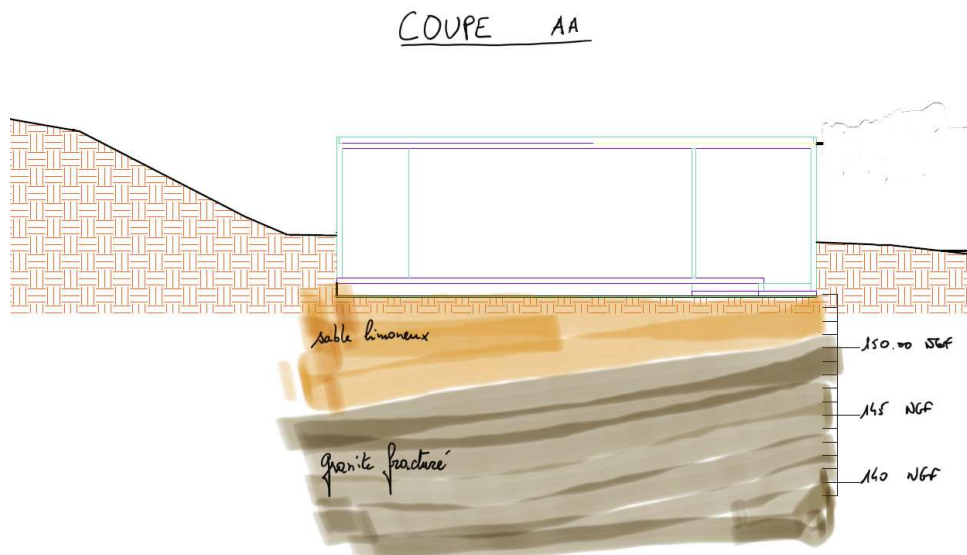


FIGURE 2: COUPE TRANSVERSALE (AU DROIT DES SONDAGES SP1/SP2)

Il apparaît que le réservoir est implanté en partie directement dans le substratum granitique fracturé et pour partie dans la couche de sable limoneux.

Il apparaît que la couche de blocs limono-sableux présentent des propriétés mécaniques équivalentes à un matériau compact surconsolidé. Toutefois, il est noté localement des diminutions importantes des propriétés de la couche limono sableuse (avec des chutes de valeurs de module pressiométrique localisées) et notamment à l'interface avec le substratum fracturé.

Ainsi, bien que la couche limono sableuse présente globalement de bonnes propriétés mécaniques le mode fondation de l'ouvrage doit intégrer le risque de tassement différentiel associé au pendage de la couche de granite.

Pour la suite des études, une analyse fine de l'état de consolidation de la couche limono sableuse au droit de l'implantation de l'ouvrage permettra de lever les incertitudes sur les taux de tassement.

5.2.11.1 - Niveau phréatique

Les investigations ont été réalisées par Géotechniques SAS fin Novembre 2019, lors de fortes intempéries.

Des flaques et accumulations d'eau ont été constatées sur le terrain, en forme de cuvette.

Ainsi, le site montre une faible capacité d'absorption des terrains de couverture, notamment lors de fortes périodes pluvieuses.

Généralement des écoulements d'eau s'écoulent au sein des terrains de couverture et au contact avec le substratum granitique, mais il ne s'agit pas de nappe pérenne.

Davantage en profondeur, des circulations d'eau peuvent se manifester au sein des discontinuités du massif rocheux (perméabilité de fractures).

5.2.11.2 - Piézométrie

Le niveau d'eau mesuré dans le sondage SC1 révèle la présence d'eau à la cote +158,2 m NGF.

Cette valeur n'est probablement pas représentative du niveau phréatique, il s'agirait de niveaux d'eau non stabilisés.

Une mission d'étude hydrogéologique et de suivi piézométrique devra être lancée par le Maître d'Ouvrage au plus tôt, afin de bénéficier d'une récurrence d'évolution phréatique suffisamment représentative.

5.3 - DEFINITION DES SOLUTIONS TECHNIQUES

5.3.1 - Ouvrage

Le réservoir aura un volume net de 2 X 8000 m³. Chaque ouvrage en béton armé C35/45 coulé sur place, et répondant aux normes nomenclaturées 1 & 2 des Eurocodes, et au fascicule 74.

Au vu de la longueur du réservoir et de son exposition, les deux cuves de 33 mètres de longueur chacune seront séparées par un joint de dilatation adapté au contexte du projet. Des dispositions constructives appropriées permettant aux variations linéaires de se produire sans gêne seront intégrées.

Le local technique de répartition, en enclave entre les deux cuves, abritera les équipements de régulation des différentes conduites du réservoir.

L'accès au local de répartition sera positionné à la cote +158 m NGF.

Le réservoir sera pourvu sur toute sa périphérie d'un drain en DN 200 posé à 0.70 m en dessous de la cote radier, qui viendra se raccorder en ses deux exutoires sur le regard extérieur de vidange / trop-plein de l'ouvrage, avant de partir au fossé sud bordant la parcelle.

5.3.2 - Fondations

Les sondages de reconnaissance géotechnique effectués dans le cadre de la mission G1 révèlent la présence d'une couche limono sableuse avec globalement de bonnes propriétés mécaniques

Toutefois le mode de fondation de l'ouvrage doit intégrer le risque de tassement différentiel associé au pendage de la couche de granite.

Au stade de l'avant-projet, et au regard des données d'entrées disponibles dans cette phase d'étude, il est proposé de retenir une fondation sur dalle portée avec exécution préalable d'inclusions sur 5 à 10 m de profondeur de type pieux ancrés dans les graves compactes et dans les calcaires rocheux, associés à des drains verticaux. Ce dispositif permettra ainsi d'éviter la liquéfaction en cas de séismes, améliorer la portance des sols fins et limiter les tassements sous ouvrage. Cette solution technique est à privilégier selon le rapport géotechnique, dans la mesure où l'implantation du bassin se trouve à l'interface entre un substratum et une couche limono sableuse. Avec la technique des pieux ancrés, les phénomènes de tassements différentiels attendus seront négligeables.

Le réservoir reposera sur un matelas de répartition de 50 cm d'épaisseur réalisé en débord

Il conviendra de vérifier la portance et la compacité de l'assise avant mise en place du béton de propreté. Ce contrôle pourra être exécuté par l'intermédiaire d'essais à la plaque de type LCPC avec les critères de réception en arase du remblai: $EV2 > 50 \text{ MPa}$, $EV2/EV1 < 2$.

Des bêches périphériques participeront à la stabilité du bassin pour reprendre les effets des actions horizontales à la fois sous actions statiques et dynamiques.

Les études de type G2 associés à des essais spécifiques (essais oedométriques, essais (essais Cross-Hole, essais en laboratoire, essais CPTu, essais SPT, etc...) devront permettre de définir le mode exact de fondations approprié (dimensionnement, profondeur, densité sur le maillage,...).

Le niveau phréatique est également à suivre dès à présent jusqu'à l'exécution des travaux. Il est attiré l'attention sur la nature de cette nappe fluctuante qui doit être drainée sur le pourtour de l'ouvrage et qui constitue un paramètre essentiel dans la stabilité de l'ouvrage.

Nota : La réalisation de sondages complémentaires en périphérie de l'implantation du réservoir, permettra également de mesurer les enjeux économiques associés au décalage du réservoir afin qu'une cellule soit intégralement fondée sur le granite et que seule la seconde soit fondée sur un sol consolidé.

5.3.3 - Conditions limites de tassement

Au regard des descentes de charges voisines de 130 kPa à l'ELS quasi permanent et modules pressiométriques, les tassements relatifs estimés restent faibles de l'ordre du centimètre.

Le tassement différentiel admissible du radier est limité à 0,5 cm en moyenne par 10 m de circonférence, de plus le tassement différentiel entre la jupe et le fond du réservoir ne devra pas excéder 1% du diamètre de la cuve.

Afin de répondre à ces objectifs fonctionnels de tassements limites, et compte tenu de la nature du projet et du contexte géotechnique du site, la conception d'un réservoir sur radiers généraux rigides avec la réalisation préalable de renforcement de sol permettra de limiter les effets de tassements différentiels.

5.3.4 - Superstructure

Les voiles périphériques de 10 m de hauteur en moyenne, soumis à la poussée des terres sur grande hauteur poussée des remblais périphériques d'une hauteur de 9 m (jusqu'à la cote 164,50 m) partiellement saturés) sont prévus à inertie variable, avec une épaisseur en pied minimale de 60 cm et une épaisseur en tête de 40 cm. Ces voiles présentent ainsi un fruit de l'ordre de 2% sur la face extérieure. De plus ces voiles sont renforcés par des nervures régulièrement espacées de 40 x 60 cm au minimum.

Les pressions obtenues en pied de l'ouvrage voisines de 150 kPa à l'ELS sur la face EST nécessitent la mise en œuvre de raidisseurs verticaux et la participation des voiles intérieurs pour contreventer la paroi (nervures de 40 x 60 cm au minimum régulièrement espacées en moyennes de 6 m sur la partie rectiligne).

Le remblai situé derrière la structure doit présenter une granulométrie choisie avec soin et être compacté in situ, de façon à obtenir la plus grande continuité possible avec la masse existante du sol.

Les systèmes de drainage situés derrière la structure doivent être capables d'absorber des mouvements transitoires et permanents sans perte de fonctionnalité en cas de séisme. De plus le drainage doit être efficace jusqu'à des profondeurs nettement plus importantes que celle de la surface de rupture potentielle derrière les structures.

Les voiles de séparation intérieurs de 40 cm d'épaisseur contreventent la structure, ils sont prolongés jusqu'à la dalle de couverture et assure la fonction de murs porteurs. Ces murs complétés par des poteaux circulaires (diamètre 500 mm) sont prévus pour supporter un réseau de poutres support de la dalle de couverture. Ces poutres de portée moyenne de 8 à 10 m travailleront en mobilisant la dalle de compression de 35 cm d'épaisseur. Les poutres seront prévues dans les deux directions afin de rigidifier le système.

Le radier soumis aux effets de la sous pression et aux descentes de charge (voiles périphériques, voiles intérieurs, poteaux et pression de l'eau intérieure) a une épaisseur projetée de 1 m. Il présente un talon de 60 cm minimum afin de mobiliser le poids des terres vis-à-vis des effets de soulèvement. Il sera renforcé en périphérie sous les jupes du réservoir par des bêches d'ancrage de 50 cm de profondeur complémentaires.

Les calculs détaillés des effets des actions sismiques pourront potentiellement conduire à des renforts ponctuels du radier, notamment au droit des éléments porteurs participant au contreventement du système.

Concernant le gradient thermique, pour affiner la note de calcul de la paroi de cuve, il faut prendre une hypothèse de gradient thermique entre la face intérieure de la paroi (en contact avec l'eau) et la face extérieure au soleil.

On suppose une eau à 20° et une face au soleil à 40° max, ce qui donne une valeur du gradient thermique de 20°.

Toutefois, dans un objectif de pérennité de l'ouvrage et de limitation des contraintes de tractions appliquées à la structure, il est préconisé de prévoir un complexe isolant afin de limiter le gradient thermique sollicitant la structure à 20 °C malgré des pics de températures pouvant atteindre 50 °C.

Une isolation extérieure adaptée pour des murs potentiellement humides, préférentiellement des isolants capillaires, l'humidité les traverse sans les dégrader. (Plaques de béton cellulaire allégé, panneaux de perlite expansée, etc...), sur une épaisseur moyenne de 10 cm.

5.4 - Effet des charges statiques et de l'eau de remplissage

5.4.1 - Descentes de charges

Charges permanentes

Poids propre du réservoir	121 750.00	kN
Poids des terres sur le talon	9 022.90	
Pression appliquée au sol sous PP	59.44	kPa
Poids du réservoir plein d'eau	286 750.00	kN
Pression maximale appliquée au radier (sous DDC verticales) :	130.34	kPa

Surcharges d'exploitation

Charge surfacique équivalente	1.50	kN/m ²
-------------------------------	------	-------------------

Action des terres

Angle de frottement	30	°
Cohésion	0	kpa
On utilise les valeurs défavorables des coefficients de terres au repos : $k_0 = 1 - \sin \varphi =$	0.50	

Sous pression

Sous pression maxi (ELUA)	55.00	kPa
Charge de sous pression maxi (ELUA)	121 000.00	kN

5.4.2 - Vérification de la stabilité au soulèvement

L'état limite de soulèvement hydraulique des ouvrages en béton est à vérifier.

La stabilité au soulèvement hydraulique des ouvrages en béton devra être vérifiée suivant la formulation et l'application des coefficients de sécurité conformes aux réglementations en vigueur.

Selon l'Eurocode 7, il s'agit de vérifier l'inégalité suivante :

$$1.0 * G_{dst,k} < 0.9 * G_{stb,k} + R_d$$

Avec :

- $G_{dst,k}$ la somme des actions déstabilisante ;
- G_{stb} la somme des actions stabilisantes ;
- R_d les résistances additionnelles au soulèvement (par exemple le frottement sol-structure)

$\gamma_{g,dst} \times G_{dst} =$	121000.0	kN
$\gamma_{g,stb} \times G_{stb} =$	117695.6	kN

Un béton de forme à l'intérieur du réservoir sera utile sur une épaisseur minimale de 15 cm est à prévoir afin de garantir la stabilité de l'ouvrage jusqu'à un niveau de nappe accidentel de 160 m NGF.

5.5 - Etat limite de stabilité d'ensemble au glissement

La stabilité au glissement est vérifiée sous combinaison fondamentale (GEO) :

$$H_d \leq R_{hd} + R_{pd}$$

Avec :

- H_d : valeur de calcul de la composante horizontale;
- $R_{p;d}$: valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation à l'effet de H_d ;
- $R_{h;d}$: valeur de calcul de la résistance au glissement.

$$R_{p;d} = \frac{R_{p;k}}{\gamma_{R,e}}$$

Avec

- $R_{p;k}$: valeur de la butée caractéristique sous réserve de compatibilité des déplacements de la structure.
- $\gamma_{R,e}$: facteur partiel pris égal à 1,4 en butée frontale et 1,2 en résistance tangentielle sous le radier.

Au stade de la conception la butée frontale est négligée, seul le calcul de la résistance au glissement est prise en compte :

$$R_{h;d} = \frac{V_d * \tan \delta}{1.21}$$

Avec une valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain δ prise égale à ϕ , correspondant au cas d'une fondation coulée en place.

$V_d = 121\,750$ kN (poids propre du bassin à vide)

$R_{hd} = 58\,000$ kN

$H_d = (700 - 45) \times 75 = 49\,000$ kN pondéré à l'ELU

Le réservoir est ainsi stable à vide sous combinaison fondamentale ELU (GEO) vis-à-vis du glissement.

Sous action accidentelle :

Rhd = 70180 kN

Hd = 67 500 kN

Le réservoir est ainsi stable à vide sous combinaison sismique vis à-vis du glissement.

5.6 - Effets des actions permanentes et de l'eau sur la structure du réservoir

5.6.1 - Modélisation de la structure

Selon Eurocode 7 et sa norme d'application NF P 94-261 (méthode pressiométrique), le sol de fondation est caractérisé par son module de réaction verticale K_v .

La valeur de K_v est calculée selon la méthode indiquée dans NF P 94-261 sur la base de

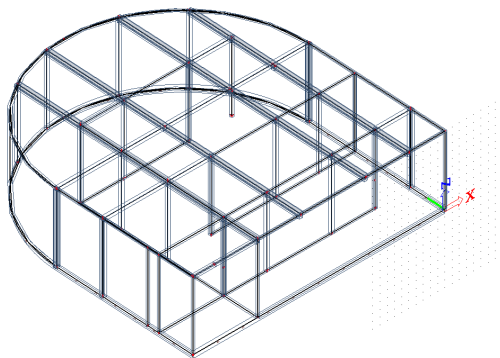
$$1 / K_v = \left(\frac{\alpha * B}{9E_A} \right) \lambda_c + \frac{2B_0}{9E_B} \left[\lambda_d * B / B_0 \right]^\alpha$$

A défaut de rapport G2, les hypothèses suivantes sont prises en compte au stade du prédimensionnement :

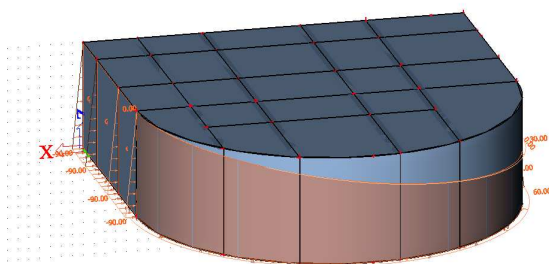
Ec (Mpa)	Ed (Mpa)	α	λ_c	λ_d	K_v (Mpa)
200	300	0.5	1.1	1.12	52

Nous retenons les valeurs de calculs suivants :

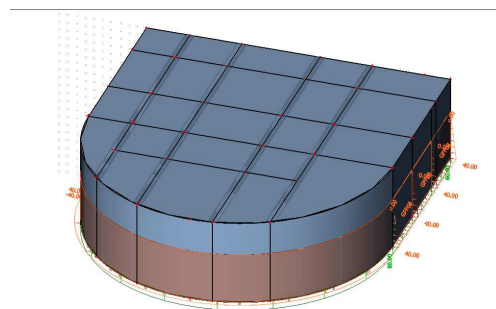
- Raideur verticale différée : $K_v = 34,6$ MPa/m (coef. de securité >1.5)
- Raideur verticale instantanée : $K_v = 70$ MPa/m



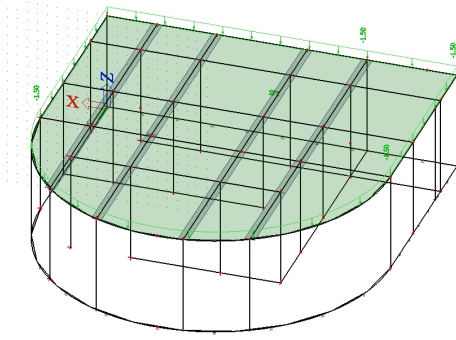
Modélisation du réservoir



Pression des terres appliquée sur la paroi externe



Pression de nappe extérieure.



Surcharges sur dalle de couverture.

Surcharges sur remblais

Pression de l'eau contenue dans la cuve

Pression de neige appliquée sur le réservoir

Effet du gradient thermique sur les parois du réservoir

5.6.2 - Récapitulatif des sollicitations principales dans le voile intérieur :

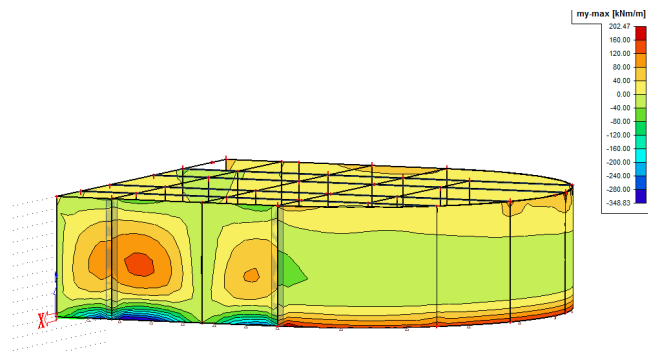
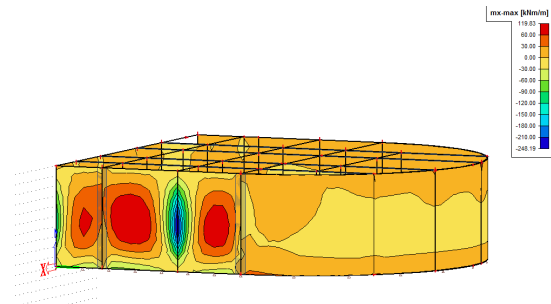
Sollicitations

Extrait de modélisation à l'ELS

Moment fléchissant d'encastrement dans le radier $M_o = 240 \text{ kN.m}$

Moment d'encastrement dans en toiture $M = 85 \text{ kN.ml}$

M dans le voile au droit des raidisseurs $M_x = 180 \text{ kN.ml}$



Classe du béton C35/45

$f_{ck} = 35 \text{ MPa};$

$\gamma_c = 1.5;$

$f_{cd} = 23.333 \text{ MPa};$

Acier d'armature principale B 500 B

$f_{yk} = 500 \text{ MPa};$

$\gamma_s = 1.15;$

$f_{yd} = 434.783 \text{ MPa};$

Armature:

Section d'armature inférieure $A_{s1} = 50 \text{ cm}^2$

Section d'armature supérieure $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Restriction de fissuration 0.15 mm

Résultats de calcul à l'ELS:

Calcul d'ouverture de fissures selon: EN 1992-3

Classe d'étanchéité 1

$$w_{max} = 0.15 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$$

largeur maxi des fissures

résistance du béton à la traction

Résultats de calcul à l'ELS:

Calcul d'ouverture de fissures selon: EN 1992-3

Classe d'étanchéité 1

$$w_{max} = 0.15 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$$

$$M_{k\max} = 243.954 \text{ kNm}$$

$$x_{II} = 20.639 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 982283.183 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 13.16$$

$$\sigma_{s1} = \alpha_e * [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 107.577 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = \alpha_e * [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -45.339 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -5.126 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = M/I_I * (h - y_0) + N/A_I = 3.2 \text{ MPa}$$

largeur maxi des fissures

résistance du béton à la traction

moment caractéristique maxi

hauteur de la zone comprimée dans la section fissurée

moment d'inertie dans la section fissurée

béton équivalent

contrainte dans l'acier 1 de la section fissurée

contrainte dans l'acier 2 de la section fissurée

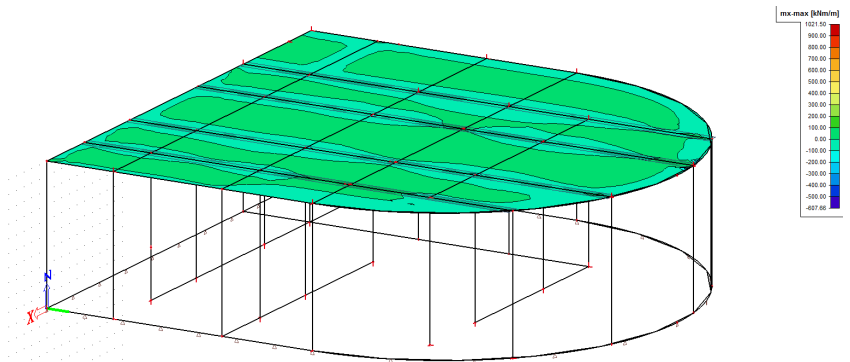
contrainte dans le béton de la section fissurée

contrainte de traction dans le béton de la section fissurée

5.6.3 - Sollicitations appliquées à la dalle de couverture

Sollicitations

Extrait de modélisation à l'ELS



Moment fléchissant

$$M_o = 120 \text{ kN.m}$$

Armature:

Section d'armature inférieure $A_{s1} = 32 \text{ cm}^2$

Section d'armature supérieure $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Restriction de fissuration 0.2 mm

5.6.4 - Sollicitations appliquées au radier

Déplacement

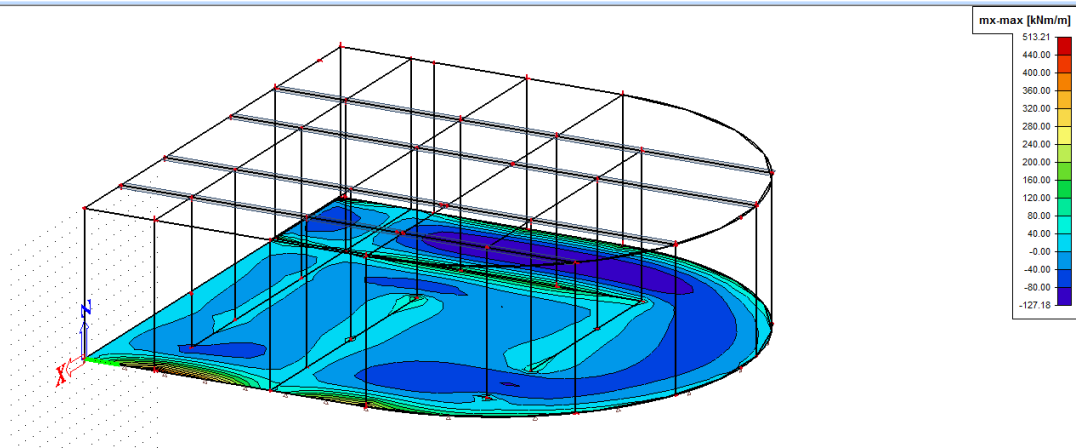
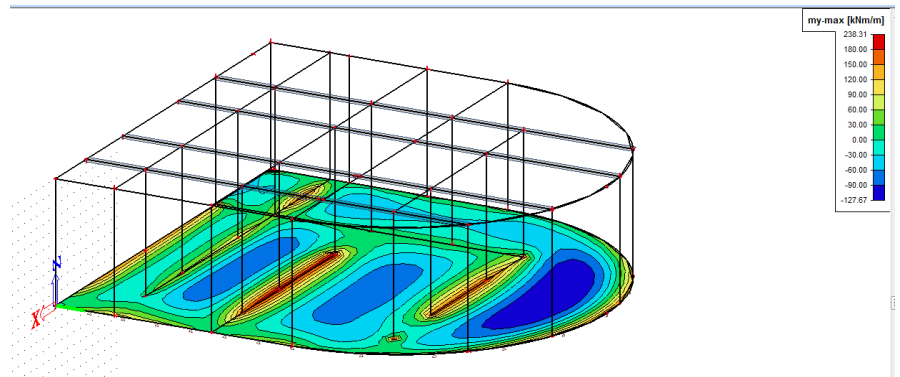
Selon les hypothèses de sol après renforcement par colonnes ballastées, le déplacement vertical de l'ouvrage est estimé à 3 mm avec un déplacement sur les bords pouvant atteindre 4 mm.

Afin de limiter les effets de bords, le traitement de sol devra être suffisamment étendu en périphérie de la fondation.

Moment fléchissant dans le radier

Les sollicitations maximales sont obtenues sous l'effet des sous pressions.

$M_{xd} = 220$
kN.m/ml



Classe du béton C35/45

$f_{ck} = 35 \text{ MPa};$

$\gamma_c = 1;$

$f_{cd} = 35 \text{ MPa};$

Acier d'armature principale B 500 B

$f_{yk} = 500 \text{ MPa};$

$\gamma_s = 1;$

$f_{yd} = 500 \text{ MPa};$

Armature:

Section d'armature inférieure $A_{s1} = 50 \text{ cm}^2$

Section d'armature supérieure $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Restriction de fissuration 0.15 mm

Résultats de calcul à l'ELS:

Calcul d'ouverture de fissures selon: EN 1992-3

Classe d'étanchéité 1

$$w_{\max} = 0.15 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$$

$$M_{k \max} = 640.383 \text{ kNm}$$

$$x_{II} = 28.712 \text{ cm}$$

$$I_{II} = 3480183.784 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_e = 12.63$$

$$\sigma_{s1} = \alpha_e * [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 169.243 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = \alpha_e * [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -58.877 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -5.283 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = M/I_I * (h - y_0) + N/A_I = 3.2 \text{ MPa}$$

largeur maxi des fissures

résistance du béton à la traction

moment caractéristique maxi

hauteur de la zone comprimée dans la section fissurée

moment d'inertie dans la section fissurée

béton équivalent

contrainte dans l'acier 1 de la section fissurée

contrainte dans l'acier 2 de la section fissurée

contrainte dans le béton de la section fissurée

contrainte de traction dans le béton de la section fissurée

5.7 - Actions sismique

5.7.1 - Actions sismiques

Depuis le 1er mars 2010, les Eurocodes deviennent le référentiel national pour la conception des ouvrages, et en particulier l'Eurocode 8 qui porte sur la résistance des ouvrages au séisme et qui renvoie à un nouveau plan de zonage sismique de la France.

Le décret 2010-1254 du 22 octobre 2010 classe les sites de projet en zone de sismicité 3 risque sismique modéré.

Il y a donc un coefficient d'accélération a_{gr} à prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages.

La valeur de l'accélération maximale de référence a_{gr} est de $1,6 \text{ m/s}^2$.

La catégorie d'importance de l'ouvrage est de IV. Les règles sismiques s'appliquent au projet.

5.7.2 - Effet des actions sismiques selon la méthode d'Houzner

5.7.2.1.1 - Action passive (actions d'impulsion)

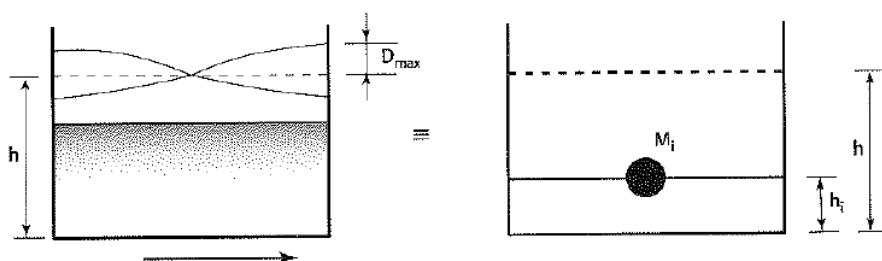


Figure 4.7 Modélisation de la masse impulsive selon Houzner

Estimation de l'action passive

Masse volumique du liquide	ρ	10	kN/m ³
Accélération gravitaire	a_g	1.6	m/s ²
accélération maximale de référence	a_m	2.6	m/s ²
	$R/h =$	2.27	
Données des abaques de Houzner :	M_i/M	0.37	
Masse du fluide au repos :	M	8 250.00	t
donc	$M_i =$	3 052.50	t
Pression sur la paroi (appliquée sur le demi-périmètre):	$P_i =$	7 936.50	kN
soit		148.60	kN/ml
Données des abaques de Houzner :	$h_i/h =$	1	
Le point d'application de la force d'impulsion est :	$h_i =$	7.50	m
Moment de renversement du aux actions d'impulsion:	$M_{ti} =$	59523.75	kN.m

Ce qui revient à appliquer une surpression dans le voile externe du réservoir de 148 kN/m^2 appliqué sur une largeur de 1 à la hauteur de 9 m.

Cette action passive est cumulée à une analyse pseudo-statique pour intégrer l'interaction sol structure conformément à l'art. 7.3.2.2 de l'En 1998-5. L'action sismique peut être représentée par un ensemble de forces statiques horizontales et verticales égales au produit des forces gravitaires par un coefficient sismique.

En l'absence d'études la force totale de calcul agissant sur l'ouvrage de soutènement du côté du terrain est obtenue à partir du coefficient de poussée des terres est calculé à partir de la formule de Mononobe et Okabe.

En considérant un coefficient de comportement $q = 1$, nous vérifierons le comportement élastique de la structure sous l'action sismique :

Ce qui conduit aux sollicitations suivantes sous combinaison sismique dans le voile :

Nota : Dans la mesure où le dimensionnement du réservoir est mené à partir de la théorie des coques, il convient que l'ouverture des fissures sous l'action sismique soit vérifiée selon le §4.4.2 de l'EN 1992-1 et de son annexe nationale.
Cette disposition est moins pénalisante que celle du respect du § 7.3 de l'EN 1992-3 en ce qui concerne les critères d'étanchéité.

Récapitulatif des sollicitations principales dans le voile extérieur :

Sollicitations

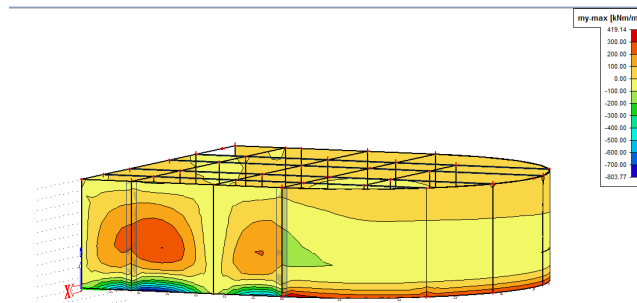
Extrait de modélisation sous combinaison sismique

**Moment
fléchissant
d'encastrement
dans le radier**

$M_o = 600 \text{ kN.m}$

**Moment
fléchissant
travée
en**

$M_x = 300 \text{ kN.ml}$



Les sections calculées à l'ELS sont vérifiées sous cette combinaison :

Armature:

Section d'armature inférieure $A_{s1} = 50 \text{ cm}^2$

Section d'armature supérieure $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Restriction de fissuration 0.3 mm

Résultats de calcul à l'ELS:

Calcul d'ouverture de fissures selon: EN 1992-1-1

$w_{max} = 0.3 \text{ mm}$

$M_{k\ max} = 739.218 \text{ kNm}$

$x_{II} = 20.639 \text{ cm}$

$I_{II} = 982283.183 \text{ cm}^4$

$\alpha_e = 13.16$

$\sigma_{s1} = \alpha_e * [M/I_{II} * (d - y_0) + N/A_{II}] = 343.085 \text{ MPa}$

$\sigma_{s2} = \alpha_e * [M/I_{II} * (y_0 - d_2) + N/A_{II}] = -144.597 \text{ MPa}$

$\sigma_{cu} = M/I_{II} * y_0 + N/A_{II} = -15.532 \text{ MPa}$

$\sigma_c = M/I_I * (h - y_0) + N/A_I = 9.697 \text{ MPa}$

largeur maxi des fissures

moment caractéristique maxi

hauteur de la zone comprimée dans la section fissurée

moment d'inertie dans la section fissurée

béton équivalent

contrainte dans l'acier 1 de la section fissurée

contrainte dans l'acier 2 de la section fissurée

contrainte dans le béton de la section fissurée

contrainte de traction dans le béton de la section fissurée

Le calcul de la paroi interne justifié en service reste valable sous l'effet des actions passives d'impulsion sous séisme cumulées aux surpression estimées selon la méthode pseudo statique.

5.7.2.2 - Action active (actions d'oscillation)

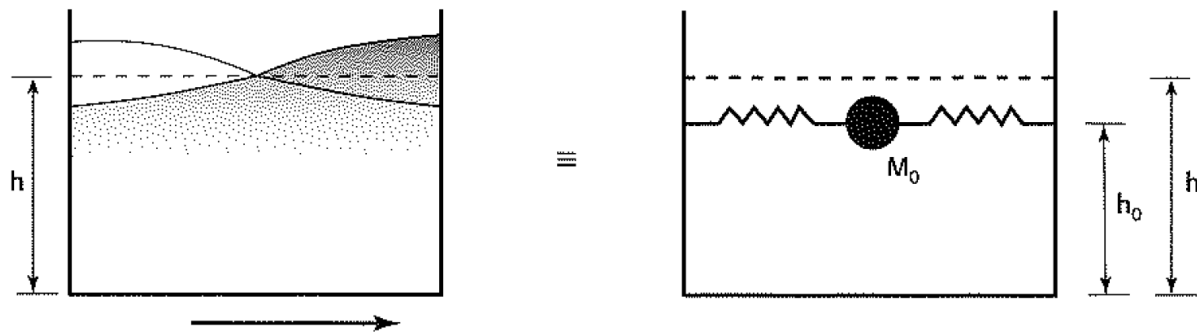


Figure 4.10 Modélisation de l'action d'oscillation selon Houzner

Estimation de l'action passive

Masse volumique du liquide	ρ	10	kN/m ³
Accélération gravitaire	$ag =$	1.6	m/s
accélération maximale de référence	am	2.6	m/s ²
	$R/h =$	2.27	
Données des abaques de Houzner :	Mi/M	0.37	
Masse du fluide au repos :	M	8 250.00	t
donc	$Mi =$	3 052.50	t
Pression sur la paroi (appliquée sur le demi-périmètre):	$Pi =$	7 936.50	kN
soit		148.60	kN/ml
Données des abaques de Houzner :	$hi/h =$	1	
Le point d'application de la force d'impulsion est :	$hi =$	7.50	m
Moment de renversement du aux actions d'impulsion:	$Mti =$	59523.75	kN.m

Estimation de l'action active

Fréquence d'oscillation f_0	$f_0 =$	0.18	Hz
	$T =$	5.70	s
Masse d'oscillation fonction (abaques Houzner)	$Mo/M =$	0.4	
	$Mo =$	3 300.00	t
Coefficient de correction de l'amortissement pour un amortissement de 5%		1.00	
Paramètre de sol	$S =$	1.50	
Accélération du spectre élastique :	$Sa =$	0.104	
Force d'oscillation sur la paroi :	$Po =$	341.83	kN
soit		6.40	kN/ml
	$ho^* =$	9.00	m
Moment de renversement total	$Mto =$	3 076.49	kN.m
Hauteur maximale de la vague	$dmax =$	0.08	m

La hauteur de vague calculée sous l'effet des actions d'oscillations reste négligeable vis-à-vis des effets de l'action d'impulsion.

5.8 - Principe de renforcement de sol sous fondations

5.8.1 - Renforcement de sol

Le principe de fondation retenu est de type superficiel par radier sous l'ensemble de l'ouvrage. Ce type de fondation permet une répartition homogène des contraintes au sol. Ce principe de fondation s'accompagnera de l'exécution de consolidation du sol en place par inclusions rigides.

5.8.2 - Dimension des inclusions rigide et emprise au sol

Le renforcement de sol par inclusions rigides sera effectué sur des profondeurs de 12 m en moyenne. Les inclusions seront descendues jusqu'au refus de l'outil sur des profondeurs de l'ordre de 2 m dans le granite altéré.

Le diamètre théorique pris en compte au stade de l'avant-projet est de 40 cm.

Le dimensionnement précis de d'effectuer une modélisation du comportement entre le sol, le matelas de répartition et la structure.

Le renforcement de sol s'étendra sur 4 m en débord du radier du réservoir.

5.8.3 - Matelas de répartition

Un matelas de répartition d'une épaisseur minimale de 50 cm est préconisé et permettra de garantir la répartition des contraintes en tête des inclusions et une homogénéisation de la portance entre la partie fondée dans les sables limoneux et le granite altéré.

L'Entrepreneur pourra être amené à ajuster cette épaisseur à partir d'essais de chargement à la plaque (suivant le mode opératoire du LCPC) après le préterrassment. Dans le cadre de sa mission G3, l'Entrepreneur vérifiera l'épaisseur du matelas de répartition à partir du rapport entre le coefficient de réaction de Wastergaard (condition initiale) et du coefficient de réaction attendu après consolidation pour répondre aux objectifs.

5.8.4 - Critères de dimensionnement des inclusions :

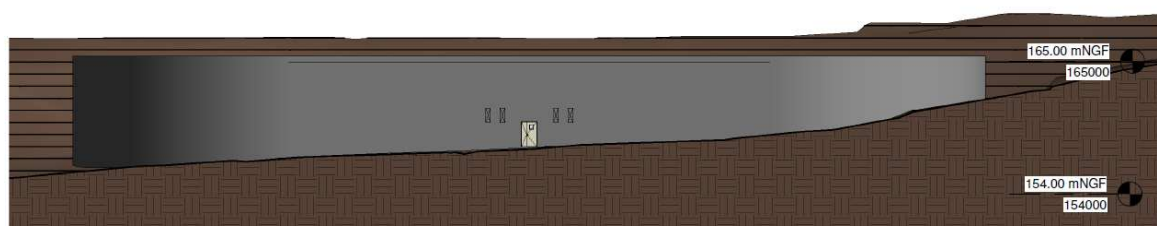
La justification des colonnes ballastées seront établies sous actions statiques (combinaisons caractéristiques et fondamentales) et dynamiques (combinaison sismique).

Les calculs justificatifs justifieront :

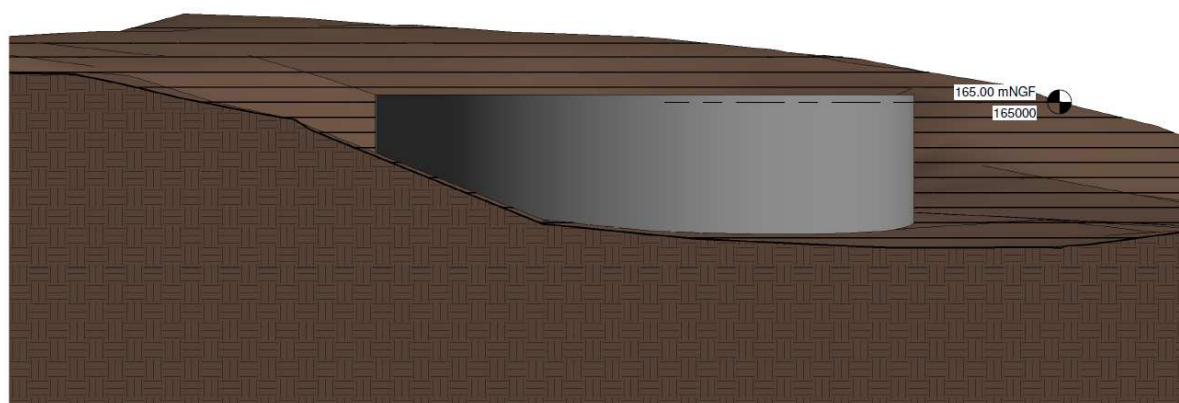
- La baisse du potentiel de liquéfaction pour le ramener à une valeur admissible,
- La capacité portante compatible avec les descentes de charges de l'ouvrage,
- Le comportement des inclusions avec les caractéristiques de sol sous séisme et avec les cas de chargement qu'il génère.

Le tassement théorique sera limité à long terme à 1 cm.

5.9 - Solutions d'optimisation et points singuliers



① Façade entrée
1 : 250



② Façade côté
1 : 250

Les travaux de remblaiement prévus contre les voiles du réservoir, pour assurer notamment une meilleure intégration paysagère, génèrent des sollicitations très importantes dans les voiles du réservoir, avec des hauteurs de soutènement très importants.

Les objectifs d'étanchéité et de durabilité de la structure du réservoir conduisent ainsi à des sections de bétons armé conséquentes.

Une solution d'optimisation du réservoir qui pourrait être étudiée en détail en phase Projet, à partir de données géotechniques complémentaires adaptée consisterait à stabiliser les talus principalement à l'Est du réservoir (partie supérieure au niveau +158,00 m NGF) pour qu'ils soient auto-stables et génèrent d'efforts moindres dans la structure du réservoir.

Des sondages dans les talus permettraient d'étudier notamment des solutions de paroi clouée, ou équivalent.

Cette solution d'optimisation est à mettre en parallèle d'une solution de décalage du réservoir afin qu'il repose sur des couches plus homogènes, et ainsi limiter les volumes de traitement de sol sous ouvrages.

6 - LES EQUIPEMENTS DE L'OUVRAGE

6.1 - Equipements hydrauliques

Les liaisons entre le génie civil de la chambre de vanne et les réseaux de distribution et d'adduction seront réalisées en DN 800 fonte et sont développées au paragraphe suivant.

Les pénétrations dans le génie civil seront assurées par la mise en place de manchettes d'ancrages en fonte DN 800.

Les raccordements des canalisations extérieures aux manchettes d'ancrage scellées dans le génie civil seront réalisés à l'aide de raccords coulissants flexible permettant de compenser les éventuels tassements différentiels de l'ouvrages et ainsi éviter les ruptures des conduites.

Le descriptif de principe ci-dessous est proposé à titre indicatif (ouvrages à double cuves avec CV intercalée)

6.1.1 - Équipements d'alimentation des cuves

Le montage prévu depuis la manchette d'ancrage est le suivant :

- Joint de démontage pour DN 800
- Longueur droite acier inox 304L DN 800
- Té 800 / 800 (départs vers cuves)
- 2 brides DN 800

Départ vers cuve 1 :

- 1 Vanne DN 800 (tige allonge + colonne de manœuvre sur niveau RdC)
- 1 joint de démontage pour DN 800
- Coude 90° vertical acier inox 304L DN 800
- Longueur droite verticale acier inox 304L DN 800
- 1 bride DN 800
- Coude 90° vertical acier inox 304L DN 800
- Manchon compensateur de mouvement
- Manchette d'ancrage DN 800 fonte
- 1 bride DN 800
- Coude 90° vertical acier inox 304L DN 800

Départ vers cuve 2 :

- Longueur droite acier inox 304L DN 800
- Coude 90° horizontal acier inox 304L DN 800
- 1 Vanne DN 800 (tige allonge + colonne de manœuvre sur niveau RdC)
- 1 joint de démontage pour DN 800
- Coude 90° vertical acier inox 304L DN 800
- Longueur droite verticale acier inox 304L DN 800
- 1 bride DN 800
- Coude 90° vertical acier inox 304L DN 800
- Manchon compensateur de mouvement
- Manchette d'ancrage DN 800 fonte
- 1 bride DN 800
- Coude 90° vertical acier inox 304L DN 800

6.1.2 - Équipements de vidange

La vidange sera réalisée depuis le puisard des cuves jusqu'au point exutoire (regard de visite).

Le montage de la vidange cuve 1 prévu depuis le puisard est le suivant :

- Manchette d'ancrage DN 500
- Manchon compensateur de mouvement
- Longueur droite acier inox 304L
- Robinet vanne DN800
- Coude vertical

Le montage de la vidange cuve 2 prévu depuis le puisard est le suivant :

- Manchette d'ancrage DN 500
- Manchon compensateur de mouvement
- Longueur droite acier inox 304L
- Robinet vanne DN800
- Coude vertical

Les deux vidanges se déverseront dans un caniveau situé dans la chambre des vannes. Ce caniveau se rejettera ensuite dans un regard extérieur.

6.1.3 - Équipements de trop plein

Le montage du trop-plein cuve 1 prévu depuis la cuve 1 est le suivant :

- Cône 800/1000 acier inox 304L
- Longueur droite verticale acier inox 304L DN 800
- 1 bride DN 800
- Manchette d'ancrage DN 800
- Manchon compensateur de mouvement
- Coude 90 horizontal acier inox 304L DN 800
- Té 800 / 800 (départs vers cuves)
- Longueur droite acier inox 304L DN 800
- Manchette d'ancrage DN 800
- Coude 90 vertical acier inox 304L DN 800

Le montage du trop-plein cuve 2 prévu depuis le Te vertical de la vidange cuve 2 est le suivant :

- Cône 800/1000 acier inox 304L
- Longueur droite verticale acier inox 304L DN 800
- 1 bride DN 800
- Manchette d'ancrage DN 800
- Manchon compensateur de mouvement
- Raccordement sur Te du trop-plein cuve 1

6.1.4 - Équipements de distribution

Le montage de la distribution depuis la cuve 1 sera le suivant :

- Crépine en acier inoxydable DN 800

- Manchette d'ancrage DN 800
- Manchon compensateur de mouvement
- Longueur droite horizontale acier inox 304L DN 800
- 1 bride DN 800
- Robinet vanne DN 800 (tige allonge + colonne de manœuvre sur niveau RdC)
- 1 joint de démontage pour DN 800
- Té 800 / 800 (départs vers extérieur chambre de vannes)
- Piquage DN 200 sur Te 800/800 pour aspiration groupe de pompage les Charles
- Longueur droite
- Manchette d'ancrage DN 800

Le montage de la distribution depuis la cuve 2 sera le suivant :

- Crépine en acier inoxydable DN 800
- Manchette d'ancrage DN 800
- Manchon compensateur de mouvement
- Robinet vanne DN 800 (tige allonge + colonne de manœuvre sur niveau RdC)
- 1 joint de démontage pour DN 800
- 1 bride DN 800
- Raccordement sur Té 800 / 800 (départs vers extérieur chambre de vannes)

6.1.5 - Équipement aspiration groupe de pompage

- Piquage DN 200 sur Te 800/800 pour aspiration groupe de pompage les Charles
- Coude ¼ descendant en acier inox 304L DN 200
- Longueur droite DN 200 en acier inox 304L DN 200
- Té 200/200 (départs vers groupe de pompage)
- Réduction sur Té 200/80
- Coudes ¼ horizontaux en acier inox 304L DN 80
- Clapets + vannes DN 80
- Aspirations Pompes

6.1.6 - Équipement refoulement groupe de pompage

- Refoulements Pompes
- Clapets + vannes DN 80
- Joints de démontage pour DN 80
- Longueurs droites verticales en acier inox 304L DN 80
- Pompe 1 coude ¼ DN 80 + Réduction 80/200
- Pompe 2 Té 200/80 en acier inox 304L
- Nourrice horizontale DN 200 en acier inox 304 L
- Té 200/200 en acier inox 304 L
- Départ vers les Charles longueur droite en DN 200
- Débitmètre électromagnétique DN 200
- Longueur droite
- Vanne de sectionnement DN 200

- Manchette d'ancrage DN 200
- Départ vers Anti bélier coude descendant DN 100 en acier inox 304 L
- Longueur droite verticale DN 100 en acier inox 304 L
- Vanne de sectionnement DN 100
- Coude ¼ DN 100 en acier inox 304 L
- Raccordement sur Ballon anti bélier

6.1.7 - Équipement de distribution extérieur à la chambre de vannes

Un équipement de comptage de type débitmètre électromagnétique DN 800 sera prévu en extérieur de la chambre de vannes. Cet équipement sera installé dans une chambre en béton armé accessible par une trappe de visite.

6.1.8 - Équipement de vidange / trop plein extérieur à la chambre de vannes

Une chambre de collecte des eaux sera installée à l'extérieur de la chambre de vanne. Cette chambre permettra de collecter les eaux de vidange et de trop plein, les eaux de drainage de l'ouvrage génie civil et les eaux pluviales du site (eaux de toiture, eaux de la plateforme).

L'exutoire de cette chambre est décrit dans le chapitre suivant

6.2 - Huisseries (portes, fenêtres)

Accès à la chambre de vannes : 1 porte 2 battants (2.20 x 1.60) ouvrant vers l'extérieur, verrouillable en 3 points, acier thermo laqué ou aluminium. Porte ventilée, étanche aux intempéries et au passage d'insectes.

Il sera également prévu 4 fenêtres 1 vantail oscillo-battant acier thermo laqué ou aluminium ayant au moins les dimensions suivantes : h 75 x l 60 cm.

6.3 - Métallerie (trappes, escalier, garde-corps, passerelles, ventilations)

6.3.1 - Équipements chambre de vanne

6.3.1.1 - Passerelle :

Passerelle niveau rez de chaussée (entrée TN)

- Sur l'ensemble de la surface
- Caillebotis 30 x 30 sur système de supportage (poutrelles poteaux) en matériaux composite
- Déposable

6.3.1.2 - Trappes et trémies:

Trappe de montée sur dalle supérieure de la chambre de vanne:

- Dimensions = 1.50 m x 1.50 m
- Capot, boulonnerie et gonds, système de maintien ouvert, en inox
- Barreaux antichute en composite

6.3.1.3 - Escalier colimaçon de descente R - 1:

- Escalier en colimaçon en matériaux composite
- Garde-corps et main courante

6.3.1.4 - Ventilation:

Ventilation Haute

- 2 ventilations rectangulaires 0.50 m x 0.60 m motorisée (extracteur d'air)
- Acier thermo laqué ou aluminium
- Etanches, équipées d'une grille de protection anti-intrusion et d'un grillage pare-insectes

Ventilation basse (niveau TN + 0.20)

- 2 ventilations rectangulaires 0.50 m x 0.60 m
- Acier thermo laqué ou aluminium
- Etanches, équipées d'une grille de protection anti-intrusion et d'un grillage pare-insectes
- Conduites rectangulaire intérieur chambre de vanne plongeante vers R – 1.

6.3.2 - Équipements cuves

6.3.2.1 - Trappes et trémies:

Trappes de visite principale des cuves (1 par cuve)

- Dimensions = 1.50 m x 1.50 m
- Capot, boulonnerie et gonds, système de maintien ouvert, en inox
- Barreaux antichute en composite

Trappe de visite pour inspection du Trop Plein (à l'aplomb de l'entonnement des trop-pleins des cuves) :

- Dimensions = 0.8 x 0.8 m
- Capot, boulonnerie et gonds, système de maintien ouvert, en inox
- Barreaux antichute en composite

Trappe de visite pour inspection de l'alimentation (à l'aplomb du coude) :

- Dimensions = 0.8 x 0.8 m
- Capot, boulonnerie et gonds, système de maintien ouvert, en inox
- Barreaux antichute en composite

6.3.2.2 - Echelles de montée sur dalle supérieure :

- Echelle à crinoline depuis le niveau RdC de la chambre de vanne
- Echelles et crinolines en acier inox 316L

6.3.2.3 - Echelles de descente aux cuves permanentes :

- Echelle à crinoline sur toute la hauteur de la cuve (1 par cuve)
- Echelles et crinolines en acier inox 316L

6.3.2.4 - Ventilation:

- 10 ventilations par cuve en DN 500 sur dalle supérieure
- Ventilations en inox, étanches, équipées d'une grille de protection anti-intrusion et d'un grillage pare-insectes inox. Elles seront de type chapeau de toiture.

6.3.2.5 - Équipements de sécurité

Garde-corps en sortie d'échelle d'accès à la dalle supérieure des cuves

- Sur 5 mètres de part et d'autre de l'accès le long de l'acrotère de la cuve
- En acier inox 316L ou composite, avec lisse haute et lisse basse et plinthe

Points d'ancrage pour ligne de vie

- Point d'ancrage depuis l'accès à la dalle supérieur des cuves
- Réseau de point d'ancrage pour accès aux points de visite (trappe trop plein, trappe alimentation, trappe accès cuve).
- Câbles de liaison entre les points d'ancrage en acier inoxydable supportant une charge de 1 Tonne

6.4 - Matériel de levage

Une poutre roulante avec appui sur rails sur mur latéraux sera prévue. Cette poutre sera équipée d'un chariot supportant un palan motorisé pour la manipulation de l'ensemble des équipements situés dans la CV.

6.5 - Pompage

Les principales caractéristiques hydrauliques des groupes électropompes sont :

- Cote mini aspiration - bêche niveau bas : 155.00 m NGF ;
- Cote maxi aspiration - bêche niveau haut : 163.00 m NGF ;
- Cote de refoulement réservoir des Charles niveau haut : 240 m NGF (à confirmer);
- Cote radier station de pompage : 153.50 m NGF ;
- Aspiration nourrice en DN 200 Acier inox;
- Refoulement en fonte DN 200 sur 2000 ml;
- Débit retenu pour la station de pompage : 90 m³/h;
- Hauteur Manométrique Totale : 93m CE;
- Type de pompe : centrifuge basse pression – 2975 Tr/min;
- Configuration proposée: 90 m³/h à une pompe + 1 secours avec permutation automatique ;
- Alimentation : 400 V / 50 Hz ;
- Entraînement : Variateur de vitesse + Moteur synchrone à aimants;
- Permanents ou matériel équivalent éligible aux certificats d'énergie ;
- Rendement de la pompe à 50 Htz >75 % ;
- Rendement du moteur à 50 Htz >95 % ;
- Le moteur sera équipé d'un système de contrôle d'isolement ;
- Le moteur sera équipé d'un système de pré-chauffage;
- Le moteur et les paliers seront munis de sonde thermo-résistante CPT ;
- Le moteur devra être auto-compensé ($\cos \varphi > 0,93$) ;
- Indice de protection des moteurs sera IP 55 ;

Chaque groupe électropompe sera équipé d'un arrêt d'urgence "coup de poing", positionné à proximité du pied du massif de la pompe.

Afin d'une part de limiter l'appel de courant au démarrage des pompes et d'autre part d'atténuer les coups de bélier, il est prévu la mise en place d'un système démarreur/ralentisseur des pompes.

Les moteurs de pompe seront de type IE3 « Haut rendement ».

6.6 - Protection contre les régimes transitoires

La protection contre les régimes transitoires sera assurée par un ballon hydropneumatique de 750 litres celui-ci devra :

- Maintenir, en tous points du réseau une pression interne au moins égale à un mètre de colonne d'eau.

- Limiter les surpressions dans la conduite de refoulement à une valeur au plus égale à la pression de service majorée de 10% plus 2 bars. Les oscillations devront être amorties rapidement par le biais d'un shunt correctement dimensionné.

Les équipements de la station devront être en PN16

Le ballon anti-bélier sera :

- Pré-gonflé à l'azote ;
- Équipé d'un peson pour le contrôle du volume d'azote restant dans le ballon anti-bélier ;
- Équipé d'un contrôleur de niveau (magnétique ou à niveau d'eau).

Le ballon anti-bélier sera positionné sur des plots béton.

6.7 - Ventilation / climatisation

En plus du système de ventilation haute et basse, il sera prévu une climatisation du local.

Le système de climatisation devra permettre de maintenir une température à l'intérieur du local inférieur ou égal à 40 °C (avec une température extérieure fixée à 35 °C).

6.8 - Alimentation électrique

6.8.1 - Données fournies à titre indicative

Les données suivantes sont des estimations fournies à titre indicative.

Bilan de puissance :

■ Pompes:	30 Kw
■ Armoire – Automate :	5 kw
■ Ventilation et climatisation :	5 Kw
■ Éclairage :	1 Kw
■ Réserves de puissances 15% :	6 Kw
■ TOTAL	47 kVA

Soit une puissance active nécessaire estimée à 47 kVA. (tarif JAUNE)

Il n'est pas prévu de groupe électrogène sur cette station.

6.9 - Alimentation électrique basse tension

L'alimentation électrique de la station de pompage s'effectuera en Basse Tension à partir du réseau ERDF.

Le raccordement au réseau ERDF comprend :

- Le coffret de fausse-coupure et ses équipements électriques ;
- Le coffret de comptage et ses équipements électriques ;

Un disjoncteur différentiel de tête assurera la protection de l'ensemble de l'installation.

Tous les départs seront protégés contre les surintensités par des disjoncteurs. Les principaux départs envisagés sont :

- Départ moteur pompe n°1 ;
- Départ moteur pompe n°2 ;
- Départ vers onduleur alimentant l'automate/télégestion ;

- Départ vers éclairage ;
- Départ en attente n°1 ;
- Départ en attente n°2.
- Départ vers la climatisation;
- Départ moteur ventilation ;

L'alimentation du poste de télégestion s'effectuera par le biais d'un onduleur in-line permettant de filtrer le courant et d'assurer une autonomie de 1 h en cas de coupure de l'alimentation électrique.

6.10 - Tableau Général Basse Tension

Elle présentera une réserve d'espace d'au moins 30%.

Tous les équipements électriques et électroniques seront rassemblés dans des armoires dont les caractéristiques sont :

- en polyester double porte (la porte extérieure sera vierge, les voyants, boutons et afficheurs seront sur la porte intérieure).
- IP66 – IK7 au minimum.
- Elles seront équipées d'une climatisation et ventilation intégrée.
- Serrure fermant à clef.
- Tous les câbles seront repérés aux deux extrémités.

L'armoire électrique sera posée sur un socle dépassant de 40 cm de hauteur. Elle sera installée sur Le caillebotis niveau RdC.

L'équipement comprendra au minimum :

- ⇒ Une armoire générale (Arrivée BT et Services Généraux) ;
- ⇒ Une armoire par pompes - moteur ;
- ⇒ Une armoire pour l'automate et télégestion ;

L'équipement comprendra au minimum de chaque armoire sera:

■ Au compartiment ARRIVEE :

- Un disjoncteur différentiel de tête assurera la protection de l'ensemble de l'installation ;
- Sectionneur général avec fusibles, commande extérieure, contacts de pré-coupures et protection contre les défauts de terre ;
- Ampèremètre avec commutateurs de phases ;
- Voltmètre avec commutateur ;
- Relais voltétrique de protection contre le manque d'une phase, les inversions de phases et les baisses de tension ;
- Départ monophasé avec disjoncteur et fusibles en réserve ;
- Un départ triphasé avec disjoncteur et fusible en réserve ;
- 1 voyant « défaut transformateur », si présence transformateur,
- 1 test « défaut transformateur » si présence transformateur ;
- 1 voyant « défaut voltétrique » ;

- 1 test ampoule ;
- Clé de forçage EDM (hors heures de pointe – heures de pointe) ;
- Un bouton arrêt d'urgence (type "coup de poing") ;

■ Au compartiment POMPE- MOTEUR (1 compartiment par pompe) :

- Relais de coupure en période de pointe avec clef de forçage ;
- Sectionneur - disjoncteur- avec fusibles ;
- Dispositif de démarrage/ralentisseur;
- Relais de protection contre les démarrages trop longs et trop fréquents (maximum 10 par heure et 1 par 6 minutes) ;
- Boutons poussoirs : marche – arrêt – réarmement défaut ;
- Voyant marche – défaut ;
- Voyant défaut d'isolement ;
- Commutateur Trois positions : Automatique – Manuel– Secours ;
 - ✓ Automatique : fonctionnement normal sur automate local ou télégeré
 - ✓ Manuel : fonctionnement local forcé (M/A des pompes)
 - ✓ Secours : Fonctionnement sur les poires de niveaux
- Un compteur horaire par pompe ;
- Une horloge pour le fonctionnement des pompes en mode dégradé ;
- Relais de protection contre le manque d'eau dans bêche ;
- Voyant manque d'eau bêche ;
- Relais watt-métrique de protection contre le fonctionnement à vanne fermée (temporisation à 10 s) ;
- Voyant « défaut watt-métrique » ;
- Relais interdisant le fonctionnement automatique d'un groupe électropompe si la pression est trop faible dans la conduite de refoulement ;
- Voyant « manque pression » ;
- Indicateur de position de la vanne générale de refoulement avec interdiction de pomper sur vanne non ouverte ;
- Relais interdisant le démarrage si la vanne de l'anti-bélier est fermée ;

■ Au compartiment SERVICES GENERAUX :

- 1 prise de courant 2P + T 220 V 3 KVA protégées par disjoncteur C 32 N,
- 1 prise de courant 3P + R 10 KVA protégées par disjoncteur C 32 N,
- 1 départ monophasé avec fusible pour l'éclairage des locaux.
- 1 départ en 220 V en réserve,
- 1 départ en 380V en réserve.
- Un départ monophasé 240 V secouru pour circuits prioritaires,
- Circuit prioritaire (secouru par le groupe électrogène),

- Le relayage,
- La signalisation de façade des armoires,
- L'Automate Programmable Industriel,
- La télétransmission,
- Mesure de niveau,
- Un départ en réserve,

Seront obligatoirement secouru par batterie 24 Vcc avec chargeur ou par onduleur :

- Le relayage,
- La signalisation de façade des armoires,
- L'Automate Programmable Industriel,
- Un départ en réserve,
- Les mesures de niveau,
- Les débitmètres,
- La télétransmission ;
- Les contacteurs anti-intrusions ;

En cas de défaut d'alimentation, l'autonomie des batteries devra être de 24 h.

Il n'est pas prévu de groupe électrogène sur la station.

6.11 - Câblage, Liaisons électriques sur le site

La distribution intérieure s'effectuera par le biais de câbles U 1000 R2V.

Les cheminements des câbles entre l'armoire et les équipements sont à prévoir sous fourreau pour les passages enterrés et sur chemin de câble PVC pour le cheminement intérieur de la chambre de vannes.

Toutes les gaines seront bouchées soigneusement aux deux extrémités.

Les câbles de puissance devront avoir des cheminements séparés, des câbles de mesure et de contrôle/commande.

Les câbles de mesure sont blindés paire par paire et circulent dans des cheminements distincts de ceux de puissance.

Tous les cheminements sont prévus en chemin de câble PVC. Ils seront résistants aux UV pour les parties extérieures.

Les fils câblés seront repérés.

6.12 - Circuit de terre

La réalisation d'un circuit de terre à fond de fouille (boucle) sera prévue.

6.13 - Eclairage - Prises de courant

6.13.1 - Chambre de vanne

- Eclairage extérieur porte d'entrée : spot 300 watts avec commande infrarouge

- Eclairage niveau Rez de chaussée : 4 hublots
- Eclairage niveau R - 1 : 4 hublots
- 1 prise électrique 220 V niveau Rez de chaussée

6.13.2 - Cuves

- 1 prise électrique 220 V sur accès cuves
- Eclairage extérieur accès cuves : spot 300 watts avec commande infrarouge sur chaque accès

6.14 - Groupe électrogène mobile

L'ensemble de la station doit pouvoir fonctionner sur un groupe électrogène mobile.

Il est prévu :

- Un coffret sectionneur normal/secours : le basculement en mode Secours se fera de manière manuelle
- Une prise extérieure pour le branchement du groupe
- Tous les raccordements, câbles, etc. inhérents à cet équipement.

6.15 - Automatisme et mesures

6.15.1 - Station de pompage

Les équipements concernant l'Automate Programmable Industriel et la télétransmission des données seront rassemblés dans une armoire spécifique de même type que celle utilisée pour les équipements électriques

Le mode de fonctionnement de l'installation de pompage sera le suivant :

- En mode **Auto** les pompes seront gérées par un API, les pompes sont déclenchées sur des sondes piézométriques, avec permutation à chaque arrêt. Toutes les sécurités sont actives ;
- En mode **Dégradé** les pompes sont gérées par un automate filaire, les pompes sont déclenchées sur des poires de niveau, avec permutation à chaque arrêt et possibilité de fonctionner sur horloge. Seules les sécurités primaires sont actives (thermique des pompes).
- En mode **Manu** les pompes sont déclenchées manuellement par un opérateur ; seules les sécurités primaires sont actives (thermiques des pompes et niveau bas réservoir) ;

La transmission des informations entre la station de pompage et le réservoir des Charles se fera par liaison GSM ou ligne spécialisée.

Les principales mesures envisagées sont les suivantes :

- Mesure de niveaux sur le réservoir des Charles (poires de niveau + sonde piézométrique),
- Mesure de débit sur la conduite de refoulement,
- Mesure de pression générale sur la conduite de refoulement ;
- Mesure du volume d'azote restant dans le ballon anti-bélier ;

Ce fonctionnement sera à confirmer avec l'exploitant.

Le déclenchement des pompes sera contrôlé par le niveau d'eau mesuré au niveau du réservoir des Charles selon la séquence suivante :

- si $H > H1$ déclenchement de la pompe ;

- si $H > H_2$ arrêt de la pompe ;

H_1 = niveau bas ; H_2 = niveau haut

L'arrêt des pompes se fait par la séquence inverse. Il y a ensuite permutation cyclique de l'ordre de démarrage avec la deuxième pompe. La permutation des pompes sera ajustée par l'automate en fonction du nombre d'heure de fonctionnement des pompes de telle manière à limiter la différence de temps de fonctionnement à 20 h entre les différentes pompes

Le fonctionnement des pompes est conditionné par :

- Niveau suffisant dans la bache ;
- Absence de niveau haut dans le réservoir les Charles;
- Vanne générale de refoulement ouverte (prévoir capteur de fin de course);
- Vanne anti-bélier ouverte (prévoir capteur de fin de course) ;
- Horloge : créneau horaire à caler par l'exploitant (22h-06h00 par exemple) ;

6.16 - Télégestion

Tous les équipements de télégestion seront compatibles avec ceux déjà existants et le central de l'exploitant.

Les paramètres télétransmis au poste central de télégestion de l'exploitant seront :

- Défaut ERDF (Tension), Défaut alimentation Armoire Electrique et Défaut 24V ;
- Sur chaque pompe (×2) : Seuils de Démarrage/Arrêt ; Etat Marche/Arrêt ; Nombre de démarrage ; Durée de fonctionnement ; pompe en défaut ;
- Mesures hauteur d'eau du réservoir 16 000 m³,
- Mesure débit sur le refoulement,

Les alarmes télétransmises seront :

- Pompe en défaut ;
- Manque d'eau bache (niveau très bas) ;
- Sonde piezo en défaut ;
- Défaut secteur ;
- Niveau très bas, bas, haut et très haut (poire et sonde) de la bache;
- Défauts d'intrusions ;
- Niveau de charge de la batterie de secours (télégestion et instrumentation) ;
- Position de clé de forçage ERDF.

Il n'est pas prévu de télécommande.

La liaison avec le poste central de l'exploitant s'effectuera, à partir d'un poste local de télésurveillance permettant la transmission de données Tout Ou Rien et ANALogique.

La transmission des informations se fera par le biais d'une ligne spécialisée.

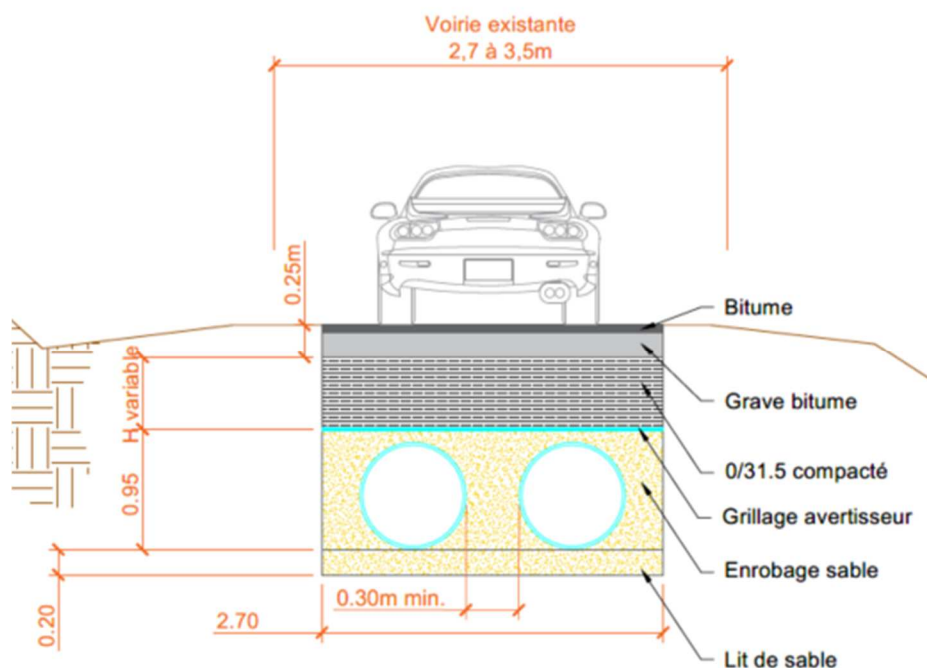
7 - LE RESEAU

7.1 - Caractéristiques générales des travaux

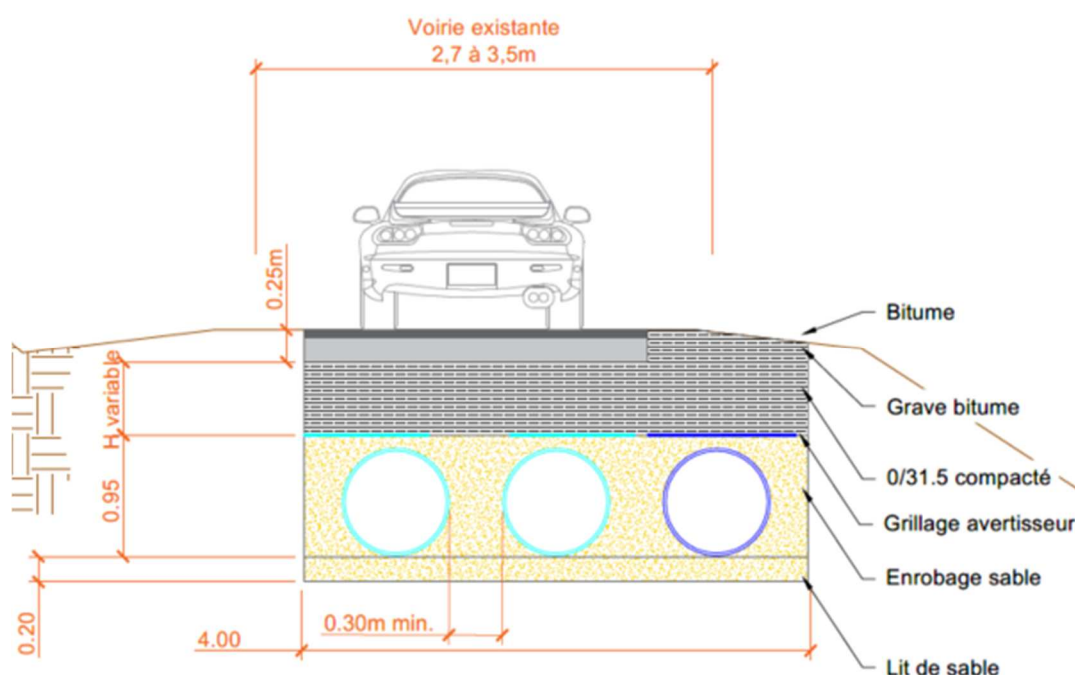
Le réseau d'alimentation de l'ouvrage de stockage et celui de distribution seront en DN 800 Fonte. Ces deux conduites seront posées dans une tranchée commune d'une largeur minimum d'environ 2.70 m axée sur la voie.

Il sera également prévu, la mise en place de deux fourreaux DN 63 et 1 fourreaux DN 110.

Ce type de tranchée sera mise en œuvre sur environ 715 ml depuis le réservoir existant.



Sur les derniers 215 mètres de réseau à poser jusqu'au futur réservoir la tranchée commune devra intégrer un réseau permettant de transiter les débits de vidange et de trop plein du réservoir ainsi que les eaux pluviales et de drainage. Le réseau prévu sera une conduite en PEHD Annelé de DN int 800 ;



Le long du tracé, il sera nécessaire d'installer un équipement de vidange et de ventouse sur les deux conduites.

7.2 - Principe de pose des réseaux

L'étroitesse de la voie implique une fermeture complète de la circulation riveraine.

La pose des deux conduites sera assurée par deux ateliers progressant à l'avancement de la pose des conduites.

La nature du sous-sol à excaver est également un point particulier de ce chantier. En effet, les observations le long du tracé ainsi que les investigations géotechniques réalisées mettent en évidence la présence d'un sous-sol à dominante rocheuse.

Cela implique l'utilisation de pelle de forte puissance équipées de BRH (brise roche hydraulique) ou éventuellement d'une fraise.

La cadence de pose sera fortement ralentie en raison du volume important de terrassement en terrain dur prévu (environ 5 650 m³).



7.2.1.1 - Atelier d'ouverture de tranchée et de pose des réseaux

Cet atelier sera composé à minima de :

- Une pelle mécanique sur chenille de forte puissance (ouverture de tranchée / déroctage)
- Deux camions 6x4 ou 8X4 (évacuation déblais et apport lit de pose et enrobage)
- Un camion plateau (approvisionnement conduites)

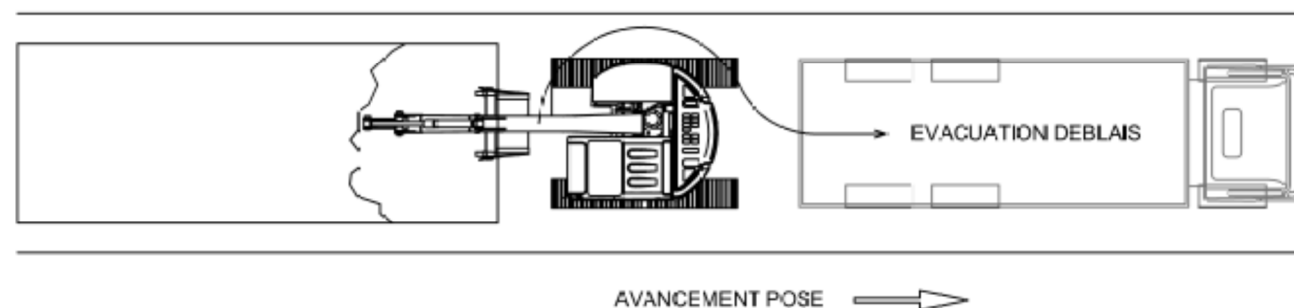
7.2.1.2 - Atelier fermeture de tranchée

Cet atelier sera composé à minima de :

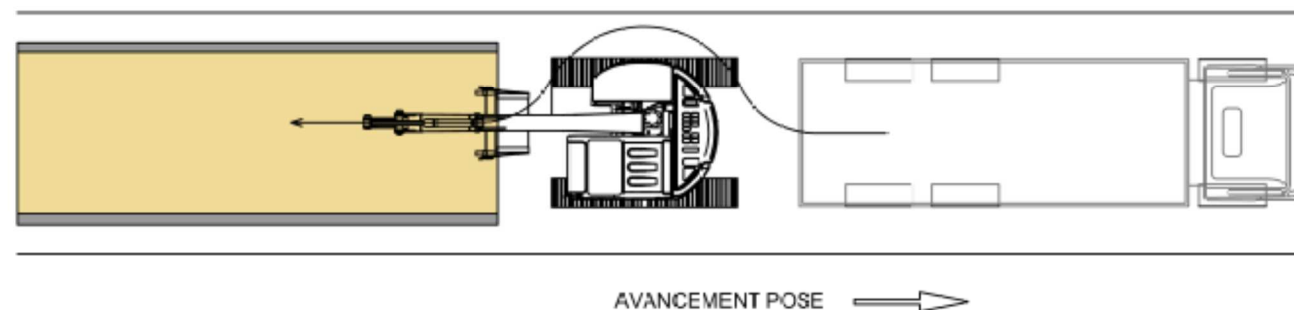
- Une pelle mécanique sur pneu (dépose blindage / fermeture de tranchée)
- Deux camions 6x4 ou 8X4 (approvisionnement GNT de remblaiement)
- Matériel de compactage (finition remblais)
- Réfection définitive de chaussée

Principe de pose des réseaux

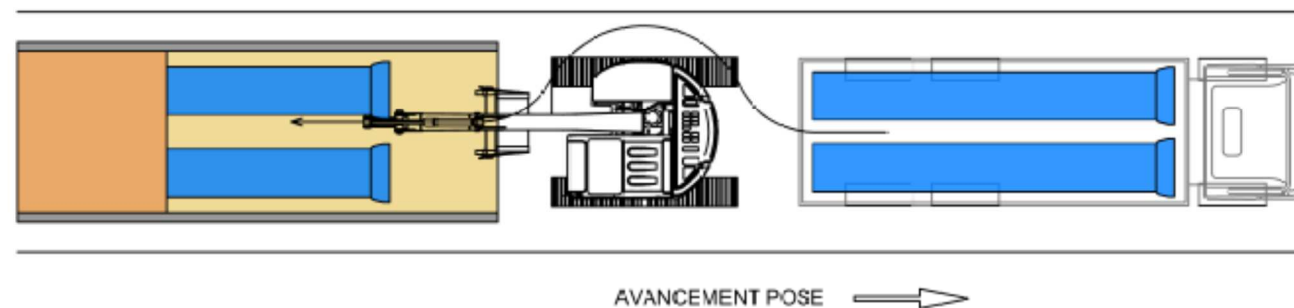
PHASE 1 - OUVERTURE DE TRANCHEE (8m LINEAIRE)



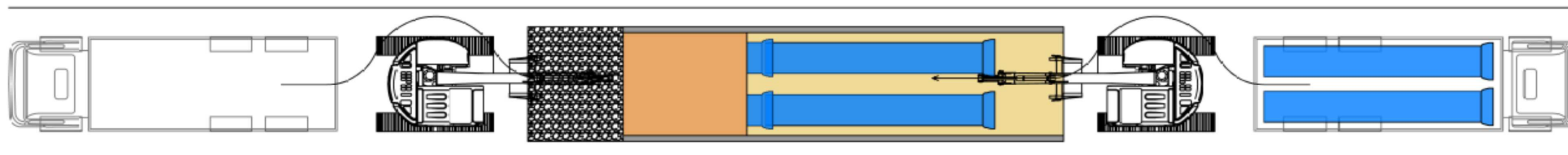
PHASE 2 - MISE EN PLACE BLINDAGE, CONFECTION LIT DE POSE



PHASE 3 - POSE DES CONDUITES, CONFECTION ENROBAGE



PHASE 4 ATELIER 1 - OUVERTURE DE TRANCHEE
 ATELIER 2 - REMBLAIEMENT GNT + FINITION



8 - AMENAGEMENTS PAYSAGERS

Les propositions paysagères sont coordonnées avec les forts enjeux naturalistes du secteur.

Le parti d'aménagement vise à insérer au mieux l'ouvrage dans cet ancien site carrier et de décharge. Des préconisations sont directement incluses dans le projet de VRD et génie civil :

- le calage de l'ouvrage en appui du front de taille existant et en recul de la route (meilleure insertion morphologique et perceptions limitées),
- les terrassements de comblement au nord et à l'ouest du réservoir pour raccorder la crête du terrain naturel et proposer un ouvrage semi-enterré,
- la mise en défend de certains secteurs pour préserver la végétation en place pendant le chantier (notamment les pins maritimes (enjeu naturaliste) et la végétation le long de la RD 25 (effet de masque)),
- le décapage des terres de surface, le stockage à part en vue d'un renappage avant végétalisation. Le chantier sera sans apport de terre extérieure,
- la réutilisation d'une piste et d'un raccordement sur la voie de circulation existant pour desservir le réservoir,
- le chemin d'accès au réservoir et le parvis sont en grave compactée, réalisée avec des matériaux locaux (matériau rustique qui limite l'artificialisation - même couleur que la roche environnante),
- le raccordement de la canalisation sous la chaussée de la voie se fait au droit d'une brèche sans arbres sur l'accotement routier. Ce secteur non sylvandi sera replanté d'arbustes de maquis,
- la clôture du site, de type forestière (piquet bois H2m et maille métallique carrée ou rectangulaire, également favorable à la petite faune),
- la toiture du réservoir sera recouverte d'un lit rocheux en référence à un pierrier (tout venant identique à la roche du secteur),
- les façades béton vues seront : soit en béton de surfacage avec agrégats locaux ou teinté dans la masse soit en béton peint (RAL selon choix de l'ABF et de l'inspecteur des sites).



Exemple de clôture forestière



Roche locale



Exemple de béton
teinté dans la masse
(Pavillon Noir R Ricciotti -
Aix 2007 - © 2011
TRAAC.INFO)

Les aménagements paysagers à proprement parler, coordonnés avec les mesures naturalistes, correspondent au futur lot espaces verts. Les techniques de plantation mixent à la fois de la renaturation sur le long terme à partir de récolte de graines sur place et des plantations traditionnelles d'arbustes et d'arbres indigènes pour un effet immédiat en particulier le long de la voie de circulation.

6 types de plantations sont ainsi envisagés,

- **Enherbement sélectionné** de toutes les emprises de chantier sur la base de récolte préalable de graines d'herbacées ou de grimpantes locales, caractéristiques de l'habitat : Flouve odorante, plantain lancéolé, garance voyageuse, salsepareille, erodium à feuilles de ciguë, euphorbe characias ...,
- Reconstitution de **maquis autour du réservoir par ensemencement**, à partir de récolte locale de graines de ciste cotonneux (*Cistus albidus*), ciste à feuilles de sauge (*Cistus salviifolius*), ciste de Montpellier (*Cistus monspeliensis*), lavande papillon (*Lavandula stoechas*), pistachier lentisque (*Pistacia lentiscus*), bruyère arborescente (*Erica arborea*), filaire à feuilles étroites (*Phillyrea angustifolia*), arbousier (*Arbutus unedo*), cytise à trois fleurs (*Cytisus villosus*),
- Reconstitution de maquis autour du réservoir à partir de **plantation de jeunes plants** issus de semis de graines récoltées localement. Palettes végétales ci avant. L'intérêt de cette méthode est un effet paysager plus rapide, ciblé sur les talus particulièrement perçus qui encadrent le bâtiment. Cela permet également de maîtriser des plantations sous forme d'îlot, correspondant aux futurs îlots de débroussaillage alvéolaire,
- Reconstitution d'un **boisement aléatoire de pins maritimes** (*Pinus pinaster*) sur le long terme à partir d'un **semis de graines** récoltées localement, complété par des **îlots plantés de jeunes plants** type forestiers issus de semis des graines récoltées localement. Mixer ces 2 techniques permet un effet paysager à moyen et long terme,
- Plantation d'une **bande boisée pour isoler le projet de la voie de circulation** et insérer la clôture. Plantations composées d'arbustes et arbrisseaux fournis en C2, issus de pépinières si possible locales, 1 plan / m², essences en mélange : arbousier (*Arbutus unedo*), alaterne (*Rhamnus alaternus*), bruyère arborescente (*Erica arborea*), viorne tin (*Viburnum tinus*), pistachier lentisque (*Pistacia lentiscus*),

Plantation **d'arbres en touffe ou en motte grillagée**, produits si possible localement ; chêne liège (*Quercus suber*), chêne vert (*Quercus ilex*), érable de Montpellier (*Acer Monspeulanum*).

Une année de travaux de parachèvement est à prévoir dans le marché de travaux de plantation et de semis, et si possible 3 ans d'entretien jusqu'à la bonne installation des végétaux.

Les taches de suivi des plantations concernent :

- L'arrosage de sauvegarde en attendant que les végétaux soient assez développés pour être autonomes,
- La fauche de l'enherbement et le débroussaillage alvéolaire,
- Le suivi des arbres (équilibre du houppier en cas de branche morte, consolidation des tuteurs en cas d'affaissement, enlèvement et évacuation lorsque les végétaux auront bien repris,
- Enlèvement et évacuation des manchons de protection des jeunes plants

Des travaux forestiers de dépressage sont à envisager en fonction du développement des îlots de pins maritime à 5 puis 10 ans environ.

9 - ACCES AU CHANTIER ET INSTALLATION DE CHANTIER

9.1 - Circulation chantier

Les voies d'accès au site des travaux du réservoir et des canalisations sont très limitées et de surcroît interdites à la circulation des véhicules lourds.

L'accès au site des travaux par la route départementale 25 se fait par le chemin vicinal des Pétignons. Cette voie est interdite à la circulation aux véhicules supérieur à 3,5 Tonnes et son utilisation est réglementée en raison des risques incendies



L'accès au site par la route départementale 7 se fait par le chemin vicinal de Bas Petignons. Cette voie est interdite à la circulation aux véhicules supérieur à 5 Tonnes et son utilisation est également réglementée en raison des risques incendies. De plus, certains ouvrages hydrauliques traversant la voie ne sont pas aptes à accepter une circulation intense d'engins lourds.



L'accès par la route départementale 7 ne sera donc pas utilisé en raison des risques importants de dégradations des ouvrages hydraulique existants et d'un linéaire de chaussée d'environ 6 kilomètres à remettre en état à la fin des travaux.

Afin de réaliser les travaux, il sera nécessaire d'obtenir des dérogations donnant autorisation de circulation aux véhicules de fort tonnage depuis la route départementale 25. Il est à noter que lors des périodes de risques d'incendies, les chantiers seront probablement stoppés.

Afin de mettre en place une circulation permettant une rotation de camions (approvisionnements et évacuation) sans obligations de croisements, nous proposons l'aménagement d'une voie existante actuellement interdite à toutes circulations.

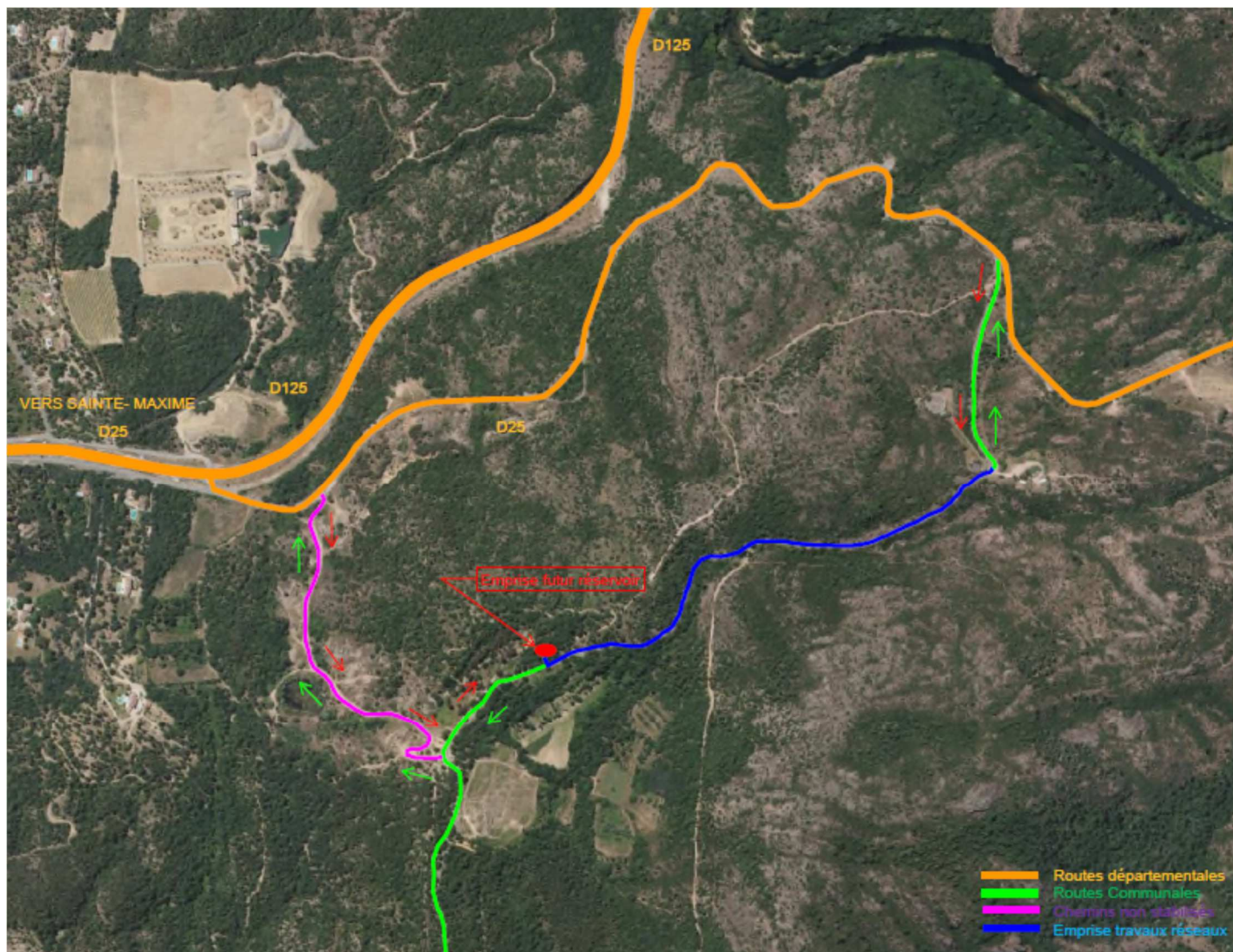
Cette voie démarre au niveau de la route départementale 25 et arrive au niveau du chemin vicinal de Pétignons. Ce chemin d'une longueur d'environ 650 mètres est pratiquement carrossable et devra être légèrement aménagé afin de permettre une circulation de camions.



Accès depuis la RD 25



Accès depuis la VC des Petignons



PLAN DE CIRCULATION

ETUDES POUR LA CONCEPTION D'UNE RESERVE D'EAU POTABLE SUR LA COMMUNE DU MUY

RAPPORT D'AVANT-PROJET 83/92

30 mars 2022

WAOB011DSU

En fin de chantier il sera probablement nécessaire de réaliser une réfection de chaussée du tronçon du chemin vicinal entre la route départementale 25 et l'accès du chemin stabilisé soit un linéaire d'environ 1 450 ml. En effet la structure de chaussée existante risque de ne pas supporter la circulation imposée pour l'exécution des travaux projetés.

9.2 - Installations de chantier / Zones de stockage

9.2.1 - Travaux de réseaux

Les besoins de stockage concernent principalement les canalisations en DN 800. L'étroitesse de la zone de pose ne permet de barder les tuyaux le long de la voie. Il sera donc nécessaire de prévoir une zone de stockage tampon entre l'atelier de pose et le point de livraison des tubes par semi-remorques.

Une aire de livraison a été identifiée sur le bord de la RD 25 à proximité de la RD 125 (stationnement). Cette surface de livraison tampon d'une surface d'environ 250 m² pourra permettre un stockage d'environ 50 tubes de 6,95 m utile. Cela représente un stockage pour environ 2 semaines de chantier de pose.

Le transport entre le point de dépôt tampon et l'atelier de pose devra être réalisé à l'aide d'un camion type 6X4 plateau. Un engin de levage (pelle sur pneu) devra permettre un chargement sur le site de dépôt (masse d'un tuyau environ 1,5 tonnes)

En ce qui concerne l'approvisionnement en matériaux d'enrobage ou de remblais le point de livraison se fera directement sur la voirie à l'arrière immédiat de l'atelier de pose et de l'atelier de remblaiement.



9.2.2 - Travaux réservoir

Les installations de chantier pour la réalisation du réservoir comprennent l'aménagement:

- De la voie d'accès au site
- Des voies de circulation périphérique à l'emprise du GC
- Des clôtures de chantier et de mise en défend
- D'une zone de stockage de déblais
- D'une zone de stockage de matériel et matériaux
- D'une zone grue (grue sur rail)
- D'une base vie chantier
- D'une unité de production électrique (GE) pour les besoins du chantier

Voir plans de principe en annexe documents graphiques

10 - PLANNING D'EXECUTION DES TRAVAUX

Dans le planning de travaux proposés ci-après nous prévoyons une exécution du chantier du réservoir en décalé des travaux de réseaux. En effet pendant la durée des travaux de réseaux, la voie principale d'accès au site des travaux du réservoir ne pourra pas être utilisée.

En ce qui concerne la durée des travaux de canalisation, la cadence de pose journalière est estimée à 6 mètres par jours (2 tubes DN 800).

En première approche, le délai de construction du réservoir est de 19 mois et 9 mois pour les réseaux. La mise en service du réservoir de 16 000 m3 s'effectue au bout de 29 mois de travaux.

		PLANNING PREVISIONNEL TRAVAUX																											
		M 1	M 2	M 3	M 4	M 5	M 6	M 7	M 8	M 9	M 10	M 11	M 12	M 13	M 14	M 15	M 16	M 17	M 18	M 19	M 20	M 21	M 22	M 23	M 24	M 25	M 26	M 27	M 28
Etudes d'exécutions Réservoir	4 mois	4 mois																											
Installation de chantier	1 mois					1 mois																							
Terrassements généraux	1 mois						1 mois																						
Fondations	1 mois							1 mois																					
Radiers	2 mois								2 mois																				
Voiles / poteaux / poutres	6 mois									6 mois																			
Dalle de couverture	2 mois															2 mois													
Second œuvre	1 mois																		1 mois										
Equipements hydrauliques	1 mois																		1mois										
Finitions divers aménagements	2 mois																		2 mois										
Etudes d'exécutions Réseaux	3 mois																3 mois												
Installation de chantier	1 mois																			1 mois									
Pose des conduites	7 mois																				7 mois								
Finitions Réfection de chaussée	1 mois																											1 mois	

Direction Eaux Urbaines France – Territoire Méditerranée

www.egis-group.com

