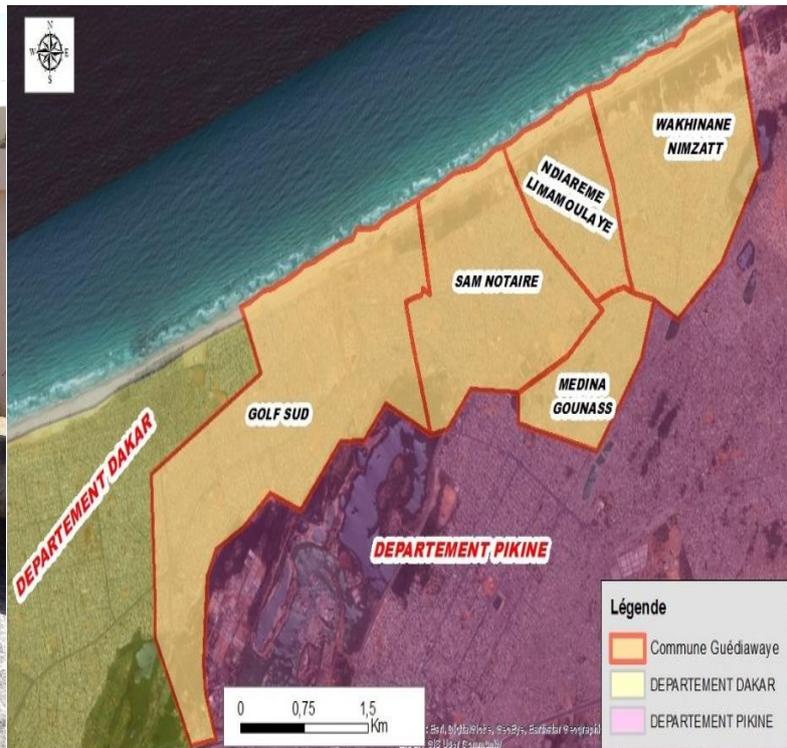




OFFICE NATIONAL DE L'ASSAINISSEMENT DU SENEGAL



ETUDES APS, APD ET ELABORATION DU DAO POUR L'ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES DE LA VILLE DE GUEDIAWAYE



RAPPORT D'AVANT-PROJET SOMMAIRE
Juillet 2017

Réf. du doc. 16/08/11/167S	Etude	Provisoire	Sénégal	EDE International	Assurance qualité	C. S. Touré	Juillet 2017
Code projet	Type	Statut	Lieu	Etabli par	Vérifié par	Approuvé par	Date

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES	5
LISTE DES TABLEAUX	5
GLOSSAIRE DES ACRONYMES	7
1. INTRODUCTION	8
1.1. Contexte de l'étude	8
1.2. Objectifs et résultats attendus	8
1.3. Différentes phases de la mission	9
1.4. Contenu et organisation du rapport	9
1.5. Méthodologie de l'étude	9
1.5.1 Collecte et analyse documentaire	9
1.5.2 Investigations complémentaires	10
1.6. Présentation de la zone d'étude	10
2. PRESENTATION DES DONNEES DE BASE	12
2.1. Milieu biophysique	12
2.1.1 Données hydrogéologiques	12
2.1.1.1 Sols et hydrogéologie	12
2.1.1.2 Géomorphologie	13
2.1.1.3 Eaux de surface	14
2.1.1.4 Eaux souterraines	14
2.1.2 Données climatologiques	15
2.1.2.1 Pluviométrie	15
2.1.2.2 Température	15
2.1.2.3 Végétation	15
2.2. Milieu humain	15
2.2.1 Données démographiques	15
2.2.2 Habitat	16
2.2.3 Urbanisation et occupation des sols	16
2.2.4 Structures socio-économiques	16
2.3. Consommation en eau potable	17
2.3.1 Consommation spécifique	17
2.3.1.1 Consommation spécifique actuelle	17
2.3.1.2 Consommation spécifique future (horizon 2030)	17
2.3.2 Consommation domestique	17
2.3.3 Consommation non domestique	18
2.4. Production d'eaux usées	18
2.4.1 Hypothèses de base	18
2.4.1.1 Coefficients de pointe journalier et horaire de la consommation d'eau potable	18
2.4.1.2 Taux de rejet	18
2.4.1.3 Taux de raccordement au réseau	19
2.4.1.4 Prise en compte des infiltrations	19
2.4.2 Estimation des débits d'eaux usées	19
3. ETAT DES LIEUX ET DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES EXISTANT	20
3.1. Réseau de collecte	20
3.1.1 Sam Notaire	20
3.1.2 Golf Sud	20
3.2. Stations de pompage	20
3.2.1 Station de pompage de Sam Notaire	20
3.2.1.1 Diagnostic physique	21
3.2.1.2 Inventaire des équipements électromécaniques et électriques	21
3.2.1.3 Synthèses des anomalies identifiées et solutions de réhabilitation	21

3.2.2	Station de pompage SHS	21
3.2.2.1	Diagnostic physique	22
3.2.2.2	Inventaire des équipements électromécaniques et électriques	22
3.2.2.3	Synthèses des anomalies identifiées et solutions de réhabilitation	22
3.2.3	Station de pompage de Las Palmas	22
3.2.3.1	Diagnostic physique	23
3.2.3.2	Inventaire des équipements électromécaniques et électriques	23
3.2.3.3	Synthèses des anomalies identifiées et solutions de réhabilitation	23
3.3.	Stations d'épuration SHS	23
3.3.1	Evolution des volumes journaliers en entrée de station de 2010 – 2030	24
3.3.2	Taux de charge hydraulique de l'installation	24
3.3.3	Taux de charge polluante	25
3.3.4	Qualité du rejet	25
3.3.5	Diagnostic fonctionnel par étape de traitement	26
3.3.5.1	Prétraitement	26
3.3.5.2	Traitement biologique	28
3.3.5.3	Traitement secondaire	28
3.3.5.4	Traitement tertiaire	29
3.3.6	Aspects environnementaux	29
3.3.7	Synthèse des anomalies identifiées	30
4.	ETUDES DES VARIANTES POUR L'ASSAINISSEMENT DE GUEDEAWAYE	31
4.1.	Réseau de collecte	31
4.1.1	Systèmes d'assainissement envisageables	31
4.1.1.1	Système collectif	31
4.1.1.2	Système semi collectif	31
4.1.1.3	Système individuel	32
4.1.1.4	Comparaison et choix d'un système	32
4.2.	Station de traitement des eaux usées	33
4.2.1	Systèmes traitement envisageables	33
4.2.1.1	Système à boues activées	33
4.2.1.2	Système membranaire	33
4.2.1.3	Comparaison et choix d'un système	34
4.3.	Définition et analyse des variantes d'assainissement	35
4.3.1	Variante de tracés du réseau de collecte	35
4.3.1.1	Données topographiques	35
4.3.1.2	Variante de tracé du réseau	35
4.3.1.3	Station de pompage	36
4.3.1.4	Description et pré-dimensionnement de la variante 1	36
4.3.1.5	Description et pré-dimensionnement de la variante 2	36
4.3.1.6	Comparaison des variantes	36
4.3.2	Station d'épuration des eaux usées	37
4.3.3	Exutoires des eaux usées	38
4.4.	Conception et pré-dimensionnement des ouvrages des variantes proposées	38
4.4.1	Introduction	38
4.4.2	Réseau de collecte	38
4.4.2.1	Paramètres de dimensionnement	38
4.4.2.2	Bassins de collecte	39
4.4.2.3	Critères limites	41
4.4.2.4	Résultats des calculs hydrauliques	41
4.4.3	Station de pompage	42
4.4.3.1	Débits de dimensionnement	44
4.4.3.2	Dégrilleur	44
4.4.3.3	Dessableur	46
4.4.3.4	Bâche de pompage	46
4.4.3.5	Conduite de refoulement	48
4.4.3.6	Dispositif anti bélière	50
4.4.3.7	Bilan énergétique	51
4.4.4	Station de traitement des eaux usées	52
4.4.4.1	Localisation de la STEP	52
4.4.4.2	Conception et dimensionnement de la STEP à l'horizon 2030	52
4.4.4.2.1	Débits de dimensionnement	52
4.4.4.2.2	Charges de dimensionnement	53
4.4.4.2.3	Dimensionnement à l'horizon 2030	53

4.4.4.2.3.1	Ouvrages de prétraitement	54
4.4.4.2.3.2	Ouvrage de traitement biologique	57
4.4.4.2.3.3	Ouvrage de traitement secondaire	58
4.4.4.2.3.4	Ouvrage de traitement tertiaire	59
4.4.4.2.3.5	Ouvrage de traitement des boues	59
4.4.4.3	Comparaison des options	61
4.4.4.4	Ouvrages annexes	62
5.	EVALUATION DES COUTS ET ALLOTISSEMENT	63
5.1.	Consistance des travaux	63
5.1.1	Réseaux de collecte	63
5.1.2	Station de pompage	63
5.1.3	Station d'épuration	63
5.2.	Prix unitaire	64
5.3.	Allotissement	64
5.4.	Coûts totaux des travaux	64
5.5	Choix d'une variante :	65
	CONCLUSION	66
	BIBLIOGRAPHIE	67
	ANNEXES	68

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Délimitation de la zone d'étude	11
Figure 2 : Localisation de l'aquifère des sables quaternaires dans la région de Dakar	13
Figure 3 : Coupe géologique e la région de Dakar	13
Figure 4 : Stratigraphie de la Presqu'île du Cap-Vert.	14
Figure 5: Evolution des volumes moyens journaliers à l'entrée de SHS.....	24
Figure 6 :Rendement épuratoire de la STEP de SHS.....	26
Figure 7 : Regard dégrilleur + Poste de refoulement	27
Figure 8 : Tamiseur-Compacteur	27
Figure 9 : Dessableur-Déshuileur.....	27
Figure 10 : Bassin d'aération.....	28
Figure 11 : Clarificateur	28
Figure 12 : Bassin de stockage	29
Figure 13 : Lits de séchages des boues.....	29
Figure 14 : Débordement des effluents	30
Figure 15 : Situation de la STEP /aux habitations.....	30
Figure 16 : Principe d'un système à boue activée.....	33
Figure 17 : Principe d'un système à MBR	34
Figure 18 : Algorithme de choix.....	34
Figure 19: Système de traitement (Option 1)	37
Figure 20: Système de traitement (Option 2)	37
Figure 21 : Système de traitement (Option 3)	38
Figure 22: Schéma de principe du réseau	40
Figure 23: Conduite de refoulement Variante 1	43
Figure 24: Conduite de refoulement Variante 2	44
Figure 25: Localisation de la STEP	52

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Documentation collectée	10
Tableau 2 : Projection de la population en 2030	16
Tableau 3 : Typologie de l'habitat des différentes communes de Guédiawaye.....	16
Tableau 4 : Consommation spécifique, situation actuelle 2015	17
Tableau 5 : Consommation spécifique, situation future 2030	17
Tableau 6 : Consommation domestique de la zone d'étude.	18
Tableau 7 : Consommation non domestique de la zone d'étude.	18
Tableau 8 : Estimation des taux de raccordement.....	19
Tableau 9 : Estimation des débits d'eaux usées en 2015 et 2030.....	19
Tableau 10: Caractéristique de la SP de Sam Notaire	21
Tableau 11: Diagnostic électromécanique de la station de pompage des eaux usées de Sam Notaire .	21
Tableau 12: Caractéristique de la SP de SHS	22
Tableau 13: Diagnostic électromécanique de la station de pompage des eaux usées de SHS.....	22
Tableau 14: Caractéristique de la SP de Las Palmas.....	23
Tableau 15: Diagnostic électromécanique de la station de pompage des eaux usées de Las Palmas ..	23
Tableau 16 : Taux de charge volumique a la station de SHS.....	24
Tableau 17 : Paramètres de l'eau brute en entrée de la STEP	25
Tableau 18 :Taux de charge polluante de la station de SHS.....	25
Tableau 19 :Caractéristiques des eaux usées traitées	25
Tableau 20: Rendement épuratoire.....	25
Tableau 21 : Synthèse des anomalies	30
Tableau 22 : Tableau de comparaison des systèmes de traitement	35
Tableau 23: Critères de dimensionnement du réseau d'eaux usées	39
Tableau 24: Caractéristiques des bassins de collecte variante 1	40
Tableau 25: Caractéristiques des bassins de collecte variante 2	41
Tableau 26: Collecteurs principaux de Guédiawaye variante 1	41
Tableau 27: Collecteurs principaux de Guédiawaye variante 2	42

Tableau 28: Localisation des stations de pompage Variante 1	42
Tableau 29: Localisation des stations de pompage Variante 2.....	43
Tableau 30: Débit de dimensionnement des stations	44
Tableau 31: Caractéristiques des grilles (Variante1)	45
Tableau 32: Caractéristiques des grilles (Variante 2)	45
Tableau 33: Caractéristiques des dessableurs Variante 1	46
Tableau 34: Caractéristiques des dessableurs Variante 2.....	46
Tableau 35: Z max. admissible en fonction de la puissance nominale du moteur.....	47
Tableau 36: Calculs de la bêche de pompage variante 1	47
Tableau 37: Calculs de la bêche de pompage (variante 2).....	48
Tableau 38: Résultats du dimensionnement des conduites de refoulement V1	49
Tableau 39: Résultats du dimensionnement des conduites de refoulement V2	49
Tableau 40: Calcul du dispositif anti bélier variante 1	51
Tableau 41: Calcul du dispositif anti bélier variante 2.....	51
Tableau 42: Estimation des débits à l'horizon du projet.....	52
Tableau 43: Concentrations moyennes durant 6 ans d'exploitation	53
Tableau 44: Données entrantes à la STEP.....	53
Tableau 45: Présentation des phases de traitement.....	54
Tableau 46: Données de conception du dégrilleur.....	54
Tableau 47: Dimensions de la grille	55
Tableau 48: Critère de conception du dessableur	56
Tableau 49: Résultat prédimensionnement du dessableur.....	57
Tableau 50: Paramètres de dimensionnement du dégraisseur	57
Tableau 51: Résultat du dimensionnement du dégraisseur.....	57
Tableau 52: Dimensionnement du dessableur – dégraisseur.....	57
Tableau 53: Paramètres de conception du bassin biologique	58
Tableau 54: Résultat du dimensionnement du bassin biologique.....	58
Tableau 55 :Données de base du traitement secondaire	59
Tableau 56 : Dimensions du clarificateur	59
Tableau 57: Dimensions du bassin de désinfection	59
Tableau 58 : Evaluation de la quantité de boues	60
Tableau 59 : Données de bases	60
Tableau 60: Caractéristiques dimensionnelles des lits de séchage non plantés.....	60
Tableau 61: Résultat du dimensionnement de l'épaississeur de boues	61
Tableau 62: Comparaison des options de traitement des eaux usées	62
Tableau 63: Consistance des travaux sur le réseau	63
Tableau 64:Récapitulatif du coût des travaux	64
Tableau 65: Comparaison des variantes de réseau	65
Tableau 66: Cout d'investissement	65

GLOSSAIRE DES ACRONYMES

APD	Avant - Projet Détaillé
APS	Avant - Projet Sommaire
DAO	Dossier d'Appel d'Offre
PDAL	Plan Directeur d'Assainissement Liquide de Dakar
DE	Diamètre Extérieur
EIES	Etude d'Impact Environnemental et Social
EU	Eaux Usées
FCFA	Francs CFA
ONAS	Office National de l'Assainissement du Sénégal
SENELEC	Société Nationale d'Electricité
STEP	Station d'Epuration
STAP	Station de Pompage

1. INTRODUCTION

1.1. Contexte de l'étude

Dans le souci d'améliorer le cadre de vie des populations, le Gouvernement du Sénégal, avec l'appui de la Banque Européenne d'Investissement (BEI), a actualisé le Plan Directeur d'Assainissement Liquide (PDAL) de Dakar en 2013, couvrant les départements de Dakar, Pikine et Guédiawaye. L'aire d'étude a été subdivisée en quatre (04) systèmes d'assainissement des eaux usées que sont :

- Système Corniche Ouest ;
- Système Baie de Hann ;
- Système Cambérène, qui inclut les bassins actuels des stations d'épuration de Cambérène, Niayes et SHS ;
- Système Est.

Suivant les sous-systèmes définis dans le PDAL, le département de Guédiawaye se retrouve partager entre le Système de Cambérène et le Système Est, comme suit :

- Système Cambérène : Commune de Golf sud ;
- Système Est : les Communes de Sam Notaire, Ndiarème Limamoulaye, Wakhinane Nimzatt et Médina Gounass ou tout est à faire en matière d'assainissement.

Avec une population estimée à 310 201 habitants selon le Recensement Général de la Population et de l'Habitat 2013, le Département de Guédiawaye, se trouve actuellement confronté à un problème de couverture réel et sérieux d'assainissement liquide en général et de gestion des eaux usées et excréta en particulier.

En effet, à ce jour sur les cinq (5) communes que compte le Département, seules deux (2) en l'occurrence la Commune de Golf et celle de Sam Notaire dans sa partie Sud-Ouest bénéficient de couverture en réseau d'assainissement collectif.

Ainsi, la gestion des eaux usées et excréta au niveau du département de Guédiawaye se trouve en majorité assuré par des ouvrages individuels qui ne conviennent pas aux zones rencontrées dans les communes non couvertes ou partiellement couvertes par le réseau collectif en raison du niveau superficiel de la nappe, souvent inférieure à 1 mètre.

Ce faible niveau de couverture et d'inaptitude des sols de plusieurs zones à l'assainissement autonome se traduit par une insuffisance d'accès des ménages aux services améliorés d'assainissement des eaux usées et excréta au niveau de la zone d'étude. Ce qui pose de toute évidence des problèmes environnementaux et sanitaires qui affectent négativement le cadre de vie des populations concernées.

C'est donc pour remédier à cette problématique de l'assainissement des eaux usées et excréta au niveau du Département de Guédiawaye que les pouvoirs publics ont pris l'initiative de mener la présente mission d'études APS, APD, EIES et DAO pour l'extension du système d'assainissement des eaux usées de la ville de GUEDIWAYE.

1.2. Objectifs et résultats attendus

L'objectif de la présente étude est de faire les études d'Avant-projet Sommaire (APS), d'Avant-projet Détaillé (APD), l'Etude d'Impact Environnemental et Social (EIES) et également la production du Dossier d'Appel d'Offres (DAO) des travaux identifiés dans le département de Guédiawaye.

La zone d'intervention dans le cadre de ce projet couvrira tout le département de Guédiawaye composé de cinq (5) communes d'arrondissement à savoir : Golf Sud, Médina Gounass, Ndiarème Limamoulaye, Sam Notaire et Wakhinane Nimzatt.

1.3. Différentes phases de la mission

La présente étude est organisée en quatre (04) grandes phases présentées comme suit :

☐ PHASE A : ELABORATION DE L'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)

- ✓ Activité 1.1 : Collecte et analyse des documents/données de base (socio-économiques, topographique, géotechnique, occupation du sol, ...) relatifs au projet ;
- ✓ Activité 1.2 : Diagnostic des infrastructures existantes (Réseau de collecte, STEP SHS, inventaire et examen de la situation de l'assainissement des eaux usées industrielles et toxiques) ;
- ✓ Activité 1.3 : Actualisation des données du projet
- ✓ Activité 1.4 : Identification et étude des variantes ;
- ✓ Activité 1.5 : Comparaison et choix de variantes ;

☐ PHASE B : ELABORATION DE L'AVANT-PROJET DETAILLE (APD)

- ✓ Activité 1.1 : Etudes complémentaires de terrain (études topographiques et géotechniques) ;
- ✓ Activité 1.2 : Dimensionnement des ouvrages et équipements ;
- ✓ Activité 1.3 : Evaluation des coûts des travaux ;
- ✓ Activité 1.4 : Description des opérations d'entretien et de maintenance des ouvrages et équipements.

☐ PHASE C : ELABORATION DE L'ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL (EIES) ET DU PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE (PGES)

- ✓ Activité 1.1 : Etude d'Impact Environnementale et Sociale (EIES) ;
- ✓ Activité 1.2 : Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES) ;

☐ PHASE D : ELABORATION DES DOSSIERS D'APPEL D'OFFRES (DAO)

- ✓ Activité 1.1 : Élaboration des pièces écrites du DAO ;
- ✓ Activité 1.2 : Mise à jour des pièces graphiques du DAO ;
- ✓ Activité 1.3 : Demande de propositions pour la sélection de bureau de contrôle et de supervision des travaux.

1.4. Contenu et organisation du rapport

Le présent document constitue la version provisoire du rapport d'Avant-projet Sommaire (APS). Il traite de l'étude de variantes d'assainissement des eaux usées. Outre cette présente introduction, il aborde les points suivants :

- Collecte et analyse documentaires ;
- Présentation des données de base ;
- Diagnostic du système d'assainissement ;
- Analyse des variantes ;
- Evaluation du cout des travaux.

1.5. Méthodologie de l'étude

1.5.1 Collecte et analyse documentaire

Cette étude a été effectuée sur la base de la revue documentaire collectée par le consultant et aussi mise à disposition par le Client et les partenaires techniques du projet. Le Consultant a eu l'avantage d'avoir participé à la réalisation d'études relatives à l'assainissement de la ville de Dakar.

La documentation collectée est consignée dans le Tableau 1 ci-dessous.

N°	Type	Titre	Auteurs	Transmis par
1	Etude	Etude de faisabilité du projet de restructuration urbaine de Médina Gounass , rapport phase 2, février 2001	Groupe huit Polyconsult	ONAS
2	Plan	Plan du réseau d'eaux usées existant de Golf Sud et Sam Notaire	ONAS	ONAS
3	Rapport	Rapport annuel d'exploitation de la station d'épuration SHS. (2010-2015)	Chef de la station d'épuration	ONAS
4	Rapport	Stratégie d'assainissement de la ville de Guédiawaye : Rapport APD étude de faisabilité pour la municipalité de Sam Notaire	RAMBOLL/ H ₂ O Engineering	ONAS
5	Rapport (PDF, Word)	Plan Directeur d'Assainissement Liquide de Dakar horizon 2025	Merlin/SGI/Cabinet EDE	EDE
6	Plan (Fichier Autocad)	Plan de recollement du réseau d'eaux usées existant de Golf Sud et Sam Notaire	ONAS	ONAS
7	Rapport (Fichier Word)	Rapport annuel d'exploitation de la station d'épuration SHS. (2010-2015)	Chef de la station d'épuration	ONAS

Tableau 1 : Documentation collectée

1.5.2 Investigations complémentaires

Les investigations complémentaires ont consisté en des visites des lieux pour :

- Connaître les limites géographiques de la zone de projet ;
- Apprécier la faune et la flore de la zone de projet et de ses environs immédiats ;
- Collecter des données sur la nature du sol et la profondeur de la nappe ;
- Effectuer des levés topographiques dans la zone de projet ;
- Apprécier la situation du projet par rapport aux installations de l'ONAS dans le département de Dakar ;
- Faire un état des lieux de la situation de l'assainissement dans le département de Guédiawaye.

1.6. Présentation de la zone d'étude

Devenu en 2002 le quatrième département de la région de Dakar suite au décret n°2002-166 du 21 février 2002, la ville de Guédiawaye se situe sur la frange littorale de la région de Dakar. Elle couvre une superficie de 13,5 km² et s'étend sur 4 km du Nord au Sud et sur 7,5 km d'Est en Ouest. Elle est subdivisée en cinq (05) communes d'arrondissement : Ndiarème Limamoulaye ; Wakhinane, Nimzatt, Sahn Notaire, Golf Sud et Médina Gounass.

Elle est délimitée à l'est et au sud par la ville de Pikine à laquelle elle a toujours été rattachée jusqu'en 1990 et à l'ouest par la ville de Dakar notamment par la commune des Parcelles Assainies.

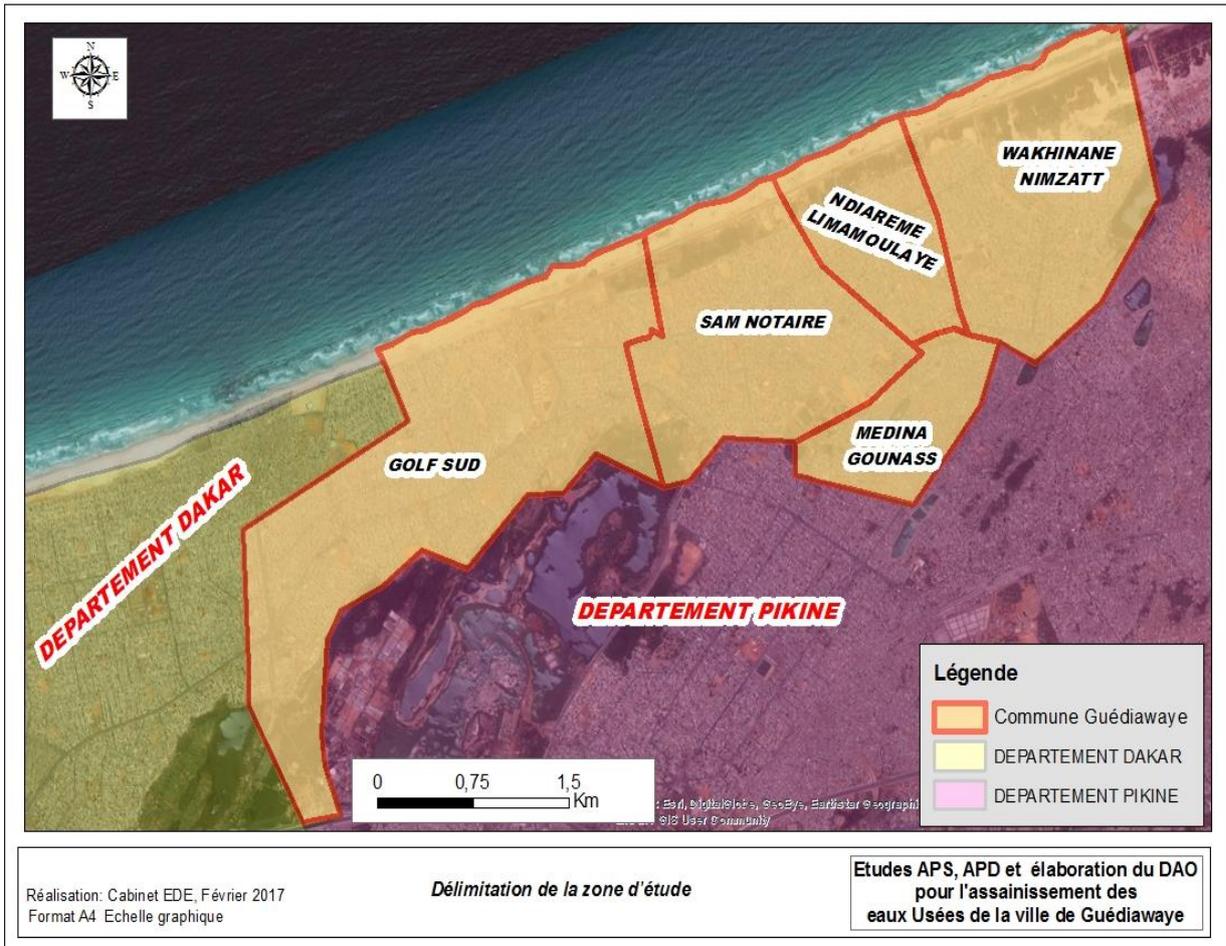


Figure 1 : Délimitation de la zone d'étude

2. PRESENTATION DES DONNEES DE BASE

2.1. Milieu biophysique

2.1.1 Données hydrogéologiques

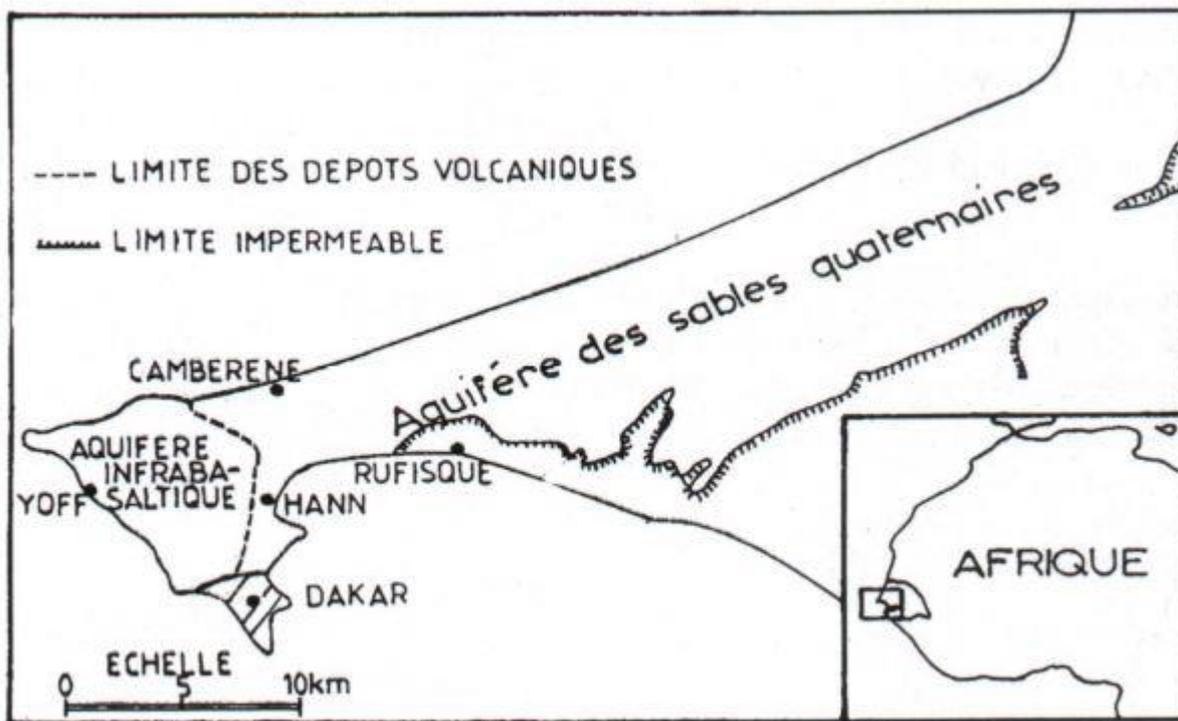
2.1.1.1 Sols et hydrogéologie

La majeure partie de la ville de Guédiawaye est constituée par des dunes continentales fixées, orientées Nord-Est et Sud-ouest, avec des sols ferrugineux non lessivés. Ces dunes, dont les sommets peuvent atteindre 15 à 20 m d'altitude, coïncident des dépressions inter-dunaires appelées " Niayes", aux sols hydro morphes à halomorphes, partiellement argileux. Dans la presqu'île du Cap Vert qui englobe la commune de Guédiawaye, seules les formations du Quaternaire présentent un intérêt du point de vue hydrogéologique.

Les formations sableuses d'âge Quaternaire s'étendent sur l'ensemble de la tête de la presqu'île et se poursuivent à l'Est sur un cordon littoral. Comme le montre la **figure 2**, ces formations sableuses forment un système aquifère continu constitué :

- D'une part, par les sables marins emprisonnés par les coulées volcaniques issues du volcan des Mamelles qui renferment la **nappe dite infrabasaltique**. Cette nappe est captive sous les coulées basaltiques des Mamelles et libre au-delà. Elle est limitée sur les flancs ouest, nord et sud-ouest par l'océan.
- Et d'autre part, par les formations continentales (alluvions graveleuses et sables dunaires) qui longent le littoral depuis Dakar jusqu'à Saint-Louis sur une dizaine de kilomètres de large. Ces formations contiennent la **nappe dite de Thiaroye** qui nous intéresse dans la présente étude. Il s'agit d'un aquifère libre qui constitue le prolongement naturel de la nappe infrabasaltique avec lequel il est en continuité.

La recharge de la nappe de Thiaroye s'effectue par l'infiltration directe des pluies. Elle est favorisée par la très bonne perméabilité des sables affleurant. De cette recharge, associée à une topographie généralement basse, résulte généralement une très faible profondeur du niveau statique et par conséquent, une grande vulnérabilité de la nappe aux pollutions, mais aussi une tendance à l'inondation des zones basses.



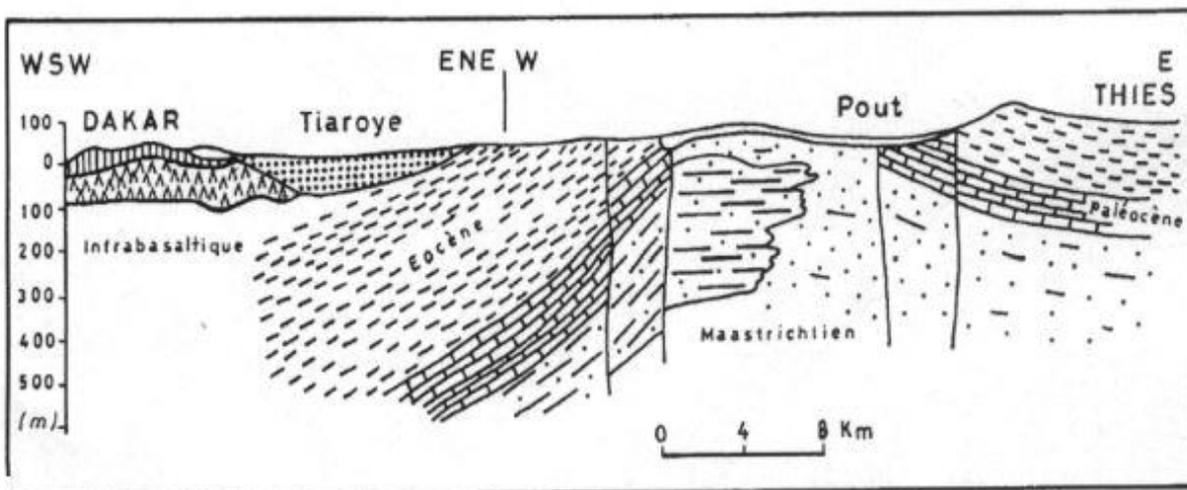
Source : Tandia A.A., 2000

Figure 2 : Localisation de l'aquifère des sables quaternaires dans la région de Dakar.

2.1.1.2 Géomorphologie

La géomorphologie du département de Guédiawaye s'inscrit dans celle de la presqu'île du Cap-Vert.

Elle est bien connue grâce aux nombreux travaux de Bellion (1987), Martin (1970) et Gaye (1980) entre autres. Sa stratigraphie locale est bien connue depuis le Jurassique supérieur jusqu'au Quaternaire.



Source : Mudry J. et Travi Y, 1992

Figure 3 : Coupe géologique e la région de Dakar

Dans la presqu'île du Cap-Vert, la série stratigraphique des formations tertiaires et quaternaires se présente comme indiqué dans la **figure 4**.

EPOQUES	NATURE LITHOLOGIQUE	Lithologie	LOG LITHO-LOGIQUE	DESCRIPTION	EPAISSEUR (m)	
QUATERNAIRE	subactuel	Croûtes littorales	Aquitifères	Perméabilité moyenne	52.5	
		Dunes de Cambérène		Forée	70	
		Plage à Arca		Moyenne	35	
	Ogolien	Dunes rouges		Moyenne	87.5	
	Acheuleen	Alluvions graveleuses		Forée	70	
	Inchirien	Basalte			Imperméable	70
Sable infrabasaltique			Aquitifère	Perm. forte	70	
TERTIAIRE	Pliocène	Latérite		Imperméable	70	
	Miocène	Tufs volcaniques à blocs calcaires			87.5	
	Oligocène	Ankaratrite			52.5	
	Eocène sup	Marnes brunes		imperméable	105	
	Lutécien	Marno-calcaires				210
	Eocène inférieur	Marnes jaunes			Imperméable	70
		Argiles silicifiées			imperméable	472.5
paléocène	Marnes à lits calcaires				157.5	
II	Maestrich-tien	Argiles			192.5	

Source : Tandia A.A. et Dème I., 2003

Figure 4 : Stratigraphie de la Presqu'île du Cap-Vert.

2.1.1.3 Eaux de surface

Le département de Guédiawaye ne dispose pas d'eaux de surface telles que des fleuves ou des lacs. Les seules eaux qu'on pourrait qualifier d'eaux superficielles sont les eaux des étangs, des parties où la nappe affleure et des eaux pluviales stagnantes qui disparaissent dès la fin de l'hivernage

2.1.1.4 Eaux souterraines

Au niveau du site du projet, les eaux souterraines s'utilisent dans le département avec divers moyens tels que les puits, les pompes à eau et autres moyens.

2.1.2 Données climatologiques

2.1.2.1 Pluviométrie

La saison pluvieuse correspond à l'arrivée des masses d'air chaud et humide de la zone équatoriale. Celles-ci avancent en biseau sous les masses d'air chaud et sec issues des hautes pressions tropicales. Le contact de ces masses d'air forme le FIT (Front Intertropical) qui progresse vers le Nord de juin à août apportant ainsi la mousson.

2.1.2.2 Température

Le climat de la ville de Guédiawaye se confond avec celle de la région de Dakar. Il est de type sahélien océanique avec de fortes influences maritime. Les températures y sont douces en moyenne, avec des écarts relativement faibles du fait de l'influence des alizés maritimes. Les températures moyennes maximales enregistrées sont toujours inférieures à 30 °C. Les moyennes journalières sont comprises entre 22 et 25 °C. Les amplitudes thermiques assez importantes et varient de 10 à 15°C.

La position géographique de la ville de Guédiawaye qui s'ouvre sur l'océan Atlantique crée un microclimat bien individualisé. Le climat y est caractérisé par deux saisons :

- Une longue saison sèche de novembre à juin, relativement fraîche et humide, avec des températures de 15 à 25°C ;
- Une courte saison des pluies de juillet à octobre, avec des températures de 25 à 35°C.

2.1.2.3 Végétation

Le département de Guédiawaye est essentiellement résidentiel et est caractérisé par une absence de réserve de terre. Il y a par contre des aménagements d'espaces verts qui demandent à être améliorés. Les possibilités de reboisement sont limitées à la voirie et au peu d'espace disponible. Dans les Niayes on trouve un peuplement végétal de type sub-guinéen. Les formations forestières et les secteurs boisés sont formés essentiellement sur les axes routiers et le long du littoral avec la bande de filao qui constitue un rideau de protection contre les vents marins.

2.2. Milieu humain

2.2.1 Données démographiques

La région de Dakar compte un peu plus de 3 millions d'habitants répartis dans quatre (4) départements dont celui de Guédiawaye.

Selon le dernier recensement de l'ANSD¹, le département de Guédiawaye comptait environ 329 658 habitants en 2013. Pour cette étude, les taux d'accroissement naturel défini dans le PDAL pour les périodes **2015-2020, 2020-2025 et au-delà** seront exploités afin d'estimer les populations des cinq (5) communes d'arrondissement concernées (Golf Sud, Sam Notaire, Diarème Limamoulaye, Wakhinane Nimzatt et Médina Gounass).

En effet, sur le PDAL de Dakar une corrélation des données de l'ANSD et du PDU a été faite pour obtenir des taux d'accroissement sur les périodes citées en haut.

Il en découle ainsi des taux d'accroissement naturel de 1,68% et 1,50%² à considérer respectivement pour les périodes 2015-2020 et 2020-2025 et au-delà.

Les projections de la population des communes d'arrondissement sont présentées dans le tableau ci-dessous aux divers horizons.

¹ Agence Nationale de la Statistique et de la Démographie : Résultat du Recensement général de population nationale de 2013.

² PDAL de Dakar rapport Ra6 : Etablissement des données de base 2009-2025

Assainissement Guédiawaye				
Commune d'arrondissement	2015	2020	2025	2030
Golf Sud	98 041	106 558	114 793	123 665
Sam Notaire	83 512	90 767	97 782	105 338
Diarème Limamoulaye	95 255	103 530	111 531	120 151
Wakhinane Nimzatt	37 340	40 584	43 720	47 099
Médina Gounass	35 844	38 958	41 969	45 212
Total départ. Guédiawaye	349 992	380 396	409 794	441 465

Tableau 2 : Projection de la population en 2030

2.2.2 Habitat

La typologie de l'habitat à Guédiawaye est consécutive à son processus d'urbanisation. Ainsi la ville de Guédiawaye se caractérise par trois (03) types d'habitats :

- Habitat planifié type coopératif d'habitat ;
- Habitat spontané régulier ;
- Habitat spontané irrégulier.

Ces types d'habitats peuvent être répartis suivant les cinq (05) communes d'arrondissement comme suit.

Commune d'arrondissement	Planifié type coopératif d'habitat	Spontané régulier	Spontané irrégulier
Golf Sud	X		
Sam Notaire		X	
Wakhinane Nimzatt		X	X
Diarème Limamoulaye		X	X
Médina Gounass			X

Tableau 3 : Typologie de l'habitat des différentes communes de Guédiawaye

2.2.3 Urbanisation et occupation des sols

La ville de Guédiawaye, issue du front d'urbanisation de la ville de Dakar, s'est développée beaucoup plus vite que l'avait prévu le Plan d'Aménagement de la Région de Dakar de 1967. Ainsi, elle se caractérise au niveau infrastructures et équipements par un certain nombre de manquements d'où la nécessité d'une mise à niveau de ces services.

2.2.4 Structures socio-économiques

Comme la plupart des économies en développement, la ville de Guédiawaye se caractérise par le binôme secteur formel/secteur informel. La jeunesse de sa population et le fort taux d'analphabétisme 42,2% de la population sont sans instruction, se sont traduits au niveau économique par une faiblesse de la population active. Celle-ci représenterait selon le Programme Local de Développement Intégré environ 53% de la population totale.

Des services et équipements divers (Mairie, Préfecture, Centre Départemental d'Education Populaire et Sportive, la SENELEC, SDE, SONATEL, la Caisse de Sécurité Sociale, la Caserne de Sapeurs-Pompiers, le Village Artisanal, l'Esplanade.....etc) permettent aux populations de satisfaire leurs besoins administratifs, socio-économiques.

La viabilité de ce centre administratif apparait à travers son accessibilité relativement aisée pour tous les secteurs de la ville, car il est bien desservi par les voies de communication et contribue à donner un corps et une personnalité à la ville.

2.3. Consommation en eau potable

La consommation en eau potable de la ville de Guédiawaye est assurée par plus de 1000 branchements domiciliaires et des bornes fontaines. Le raccordement de la ville à la SDE est assuré pour une large part, par le réservoir du point Y installé à Guédiawaye.

2.3.1 Consommation spécifique

2.3.1.1 Consommation spécifique actuelle

La définition de la consommation domestique en litre par jour par habitant a été élaborée sur la base de l'étude de la stratégie d'assainissement de Guédiawaye et la répartition spatiale de l'occupation de sol dans la zone d'étude.

Le tableau suivant donne les consommations spécifiques calculées sur la base de l'étude PDA de Dakar (2010)³ et une actualisation en 2015 pour chaque type d'habitat rencontré dans la zone d'étude.

Type habitat	Consommation spécifique en 2010 (l/hab./j)	Consommation spécifique en 2015 (l/hab./j)
Habitat planifié coopératif d'habitat	90	95
Habitat spontané régulier	60	63
Habitat spontané irrégulier	30	32

Tableau 4 : Consommation spécifique, situation actuelle 2015

2.3.1.2 Consommation spécifique future (horizon 2030)

La projection de la consommation en eau potable domestique a été effectuée en tenant compte des mutations urbanistiques prévues et planifiées dans la zone d'étude et des changements de comportements des habitants eu égard à l'usage de l'eau.

Une hausse de 5,78 % tous les 5 ans a été adoptée sur la base de l'étude du PDA de Dakar qui avait retenu une hausse de 19,67 % pour la consommation spécifique durant la période 2008- 2025.

En partant de ces hypothèses, les consommations spécifiques par type d'habitat se présentent comme suit :

Type habitat	Consommation spécifique en 2025 (l/hab./j)	Consommation spécifique en 2030 (l/hab./j)
Habitat planifié coopératif d'habitat	105	111
Habitat spontané régulier	72	76
Habitat spontané irrégulier	36	38

Tableau 5 : Consommation spécifique, situation future 2030

2.3.2 Consommation domestique

Les estimations faites pour la détermination des consommations domestiques dans la zone d'étude sont basées sur les hypothèses faites sur les consommations spécifiques.

³ Etude d'actualisation du PDA de Dakar (Horizon 2025). SGI/EDE.2010

Commune d'Arrondissement	Consommation domestique en (m ³ /j)	
	2015	2030
Golf Sud	9 334	13 696
Sam Notaire	5 300	8 001
Diarème Limamoulaye	4 763	7 209
Wakhinane Nimzatt	1 867	2 826
Médina Gounass	1 137	1 717
Départ Guédiawaye	22 401	33 449

Tableau 6 : Consommation domestique de la zone d'étude.

2.3.3 Consommation non domestique

Le département de Guédiawaye divisé en 5 communes d'arrondissement regroupe un bon nombre d'infrastructures publiques. En partant d'une corrélation entre les estimations faites et l'étude du PDA de Dakar, le consultant considère que la consommation non domestique sera prise égale à 4%⁴ du volume d'eau consommé pour l'horizon futur. Les zones concernées sont de type équipement et artisanale.

Le tableau suivant récapitule la consommation non domestique par commune d'arrondissement.

Commune d'Arrondissement	Rejets non domestique en (m ³ /j)	
	2015	2030
Golf Sud	373	548
Sam Notaire	212	320
Diarème Limamoulaye	191	288
Wakhinane Nimzatt	75	113
Médina Gounass	45	69
Départ Guédiawaye	896	1 338

Tableau 7 : Consommation non domestique de la zone d'étude.

L'estimation donne à cet effet une consommation d'eau potable **de 1 338 m³/j** de la ville à l'horizon 2030.

2.4. Production d'eaux usées

Le volume d'eaux usées domestiques et non domestiques arrivant à l'exutoire est fonction de la consommation en eau, du taux de rejet et du taux de raccordement au réseau d'assainissement.

En ce qui concerne les données de base pour le calcul des débits, les valeurs sont évaluées pour l'horizon du projet 2030.

2.4.1 Hypothèses de base

Pour la détermination des paramètres de dimensionnement, les résultats fournis par l'étude du PDA de Dakar⁵ seront exploités.

2.4.1.1 Coefficients de pointe journalier et horaire de la consommation d'eau potable

- **Coefficient de pointe journalier** : il sera pris égal à 1,10 selon le PDA de Dakar 2010.
- **Coefficient de pointe horaire** : il sera pris égal à 1,40 selon le PDA de Dakar 2010.

2.4.1.2 Taux de rejet

Les taux de rejet habituellement utilisé pour les eaux domestiques sont compris entre 70 et 85 % du volume d'eau consommé.

⁴ La consommation non domestique (équipements, artisanale et les maraicher) représente près de 30% du volume d'eau consommé. Actualisation du PDA liquide de Dakar 2010. Ra6. Juillet 2010.

⁵ Etude d'actualisation du PDA liquide de Dakar. Horizon 2025. SGI/EDE/MERLIN. 2010.

D'après les expériences des études d'assainissement au Sénégal, un taux de rejet de 80 % pour les usages domestiques a été retenu, étant donné qu'une partie non négligeable des eaux consommées est utilisée pour divers usages.

2.4.1.3 Taux de raccordement au réseau

Le taux de raccordement au réseau domestique actuel et à long terme est une notion difficile à évaluer en raison des incertitudes liées aux aléas de réalisation des aménagements urbains. Le consultant retiendra les taux de raccordement énoncés dans le PDA Dakar pour l'horizon 2030.

Le tableau ci-dessous donne les taux de raccordement pour l'horizon 2010 et 2025 par bassin versant.

Commune Arrondissement	Taux de raccordement 2010	Taux de raccordement 2025
Golf Sud	70 %	90 %
Sam Notaire	70 %	90 %
Diarème Limamoulaye	100%	100%
Wakhinane Nimzatt	100%	100%
Médina Gounass	100%	100%

Tableau 8 : Estimation des taux de raccordement

Il n'y quasiment pas d'assainissement collectif sur les trois dernières communes de la zone. Par conséquent, on peut considérer que toute l'eau usée qui est produite s'infiltre dans le sol (milieu récepteur), hormis aux rares endroits où il y a de petits réseaux, sur lesquels on considérera que toute l'eau usée générée rejoint le réseau (taux de raccordement 100%)⁶.

2.4.1.4 Prise en compte des infiltrations

Le débit parasite est estimé sur la base de l'hypothèse prise par Jica (soit 4m³/jour/ha) « l'Etude sur l'Assainissement de DAKAR et ses environs » et reprise dans le PDAL de Dakar. Dans les zones où la nappe aquifère est à moins de 4 m de la surface du sol.

2.4.2 Estimation des débits d'eaux usées

Sur la base des hypothèses adoptées, une estimation des débits d'eaux usées pour 2015 et 2030, a été établie pour la zone du projet.

Le tableau suivant récapitule les débits d'eaux usées pour 2015 et 2030.

Commune d'Arrondissement	Rejets domestique en (m ³ /j)	
	2015	2030
Rejet EU domestique	9 152	13 773
Golf Sud	1 533	2 250
Sam Notaire	1 405	2 121
Diarème Limamoulaye	3 810	5 767
Wakhinane Nimzatt	1 494	2 261
Médina Gounass	910	1 374
Rejet EU non domestique	717	1 070
Rejet EU total Guédiawaye	9 869	14 843

Tableau 9 : Estimation des débits d'eaux usées en 2015 et 2030

⁶ PDAL Dakar rapport Ra6_0a : Paragraphe 5.4.4.2. Taux de raccordement pour la zone EST de Dakar

3. ETAT DES LIEUX ET DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES EXISTANT

3.1. Réseau de collecte

Le réseau de collecte des eaux usées du département de Guédiawaye est entièrement gravitaire de type collectif. Des regards de branchement réalisés au niveau des concessions branchées permettent une connexion de la maison avec le réseau public. Le réseau fonctionne assez correctement. Les constats faits sur place montrent un état très correct des regards de visite.

Il prend en compte une partie de Guédiawaye comme les quartiers de Sam Notaire et Golf Sud. Le linéaire du réseau existant de Guédiawaye est évalué à 621540 ml.

3.1.1 Sam Notaire

Le réseau de collecte du quartier de Sam Notaire est constitué d'un réseau gravitaire d'environ 20 Km de linéaire et des conduites de diamètre moyen de 250 mm en PVC. Il est constitué de deux collecteurs primaires et des secondaires récoltant les eaux usées sur les quartiers de Semou SENE, Darou Salam 2, Amo 4, Tefess et une partie de la Cité Urbanisme.

Une partie des eaux collectées est acheminée vers la station de pompage de Sam Notaire et l'autre partie directement vers la station de traitement de SHS.

3.1.2 Golf Sud

L'ensemble du réseau de collecte du quartier de Golf Sud est constitué de collecteur en PVC de diamètre minimum 250 mm couvrant un linéaire d'environ 32 Km soit 50% du quartier qui dispose d'un réseau d'assainissement collectif, le reste est à l'assainissement individuel. Les eaux collectées sont acheminées vers la station de traitement de la SHS.

3.2. Stations de pompage

Actuellement les eaux usées de Guédiawaye sont acheminées vers trois stations de pompage existantes via des conduites gravitaires.

3.2.1 Station de pompage de Sam Notaire

La station de pompage de Sam notaire est située vers le lycée Thierno Souleymane BAAL. Elle dispose de deux pompes avec un débit de 200 m³/h et une bache circulaire de 7 m de profondeur pour un diamètre de 5m. Elle refoule au niveau de la station cimetièrre qui dispose de trois pompes avec des débits de 500 m³/h pouvant ainsi prendre en compte les extensions prévues.

En période hivernale, cette station dimensionnée pour les eaux usées devient unitaire en prenant aussi les eaux pluviales.

3.2.1.1 Diagnostic physique

Les caractéristiques physiques de station de pompage sont rappelées dans le tableau suivant :

Désignation	SP Sam Notaire
Regard	1
Dessableur et Dégrilleur	1
Bâche et chambre des vannes	1
Salle de commande	1
Toilettes, Clôture	1
Débits de refoulement (L/s)	55.56
Conduite de refoulement (mm)	PVC PN 16 DN 400

Tableau 10: Caractéristique de la SP de Sam Notaire

3.2.1.2 Inventaire des équipements électromécaniques et électriques

L'inventaire des équipements hydrauliques, électriques et électromécaniques des stations de pompage est dressé dans le tableau suivant :

Désignation	Caractéristiques	Quantité
Electropompes submersibles	Marque FLYGT type NP3171.181MT Puissance moteur : 13.7 KW avec pied d'assise	2
Robinetterie	Vanne murale DN 300	01
	Vanne murale DN 400	03
	Clapet anti retour DN 250	02
	Vanne de sectionnement DN 150	02
	Vanne de sectionnement DN 250	02
	Vanne de sectionnement DN 400	01
Alimentation électrique SENELEC	Coude 90° inox DN 150	03
	Départ poste de distribution Senelec 400 V TRI	

Tableau 11: Diagnostic électromécanique de la station de pompage des eaux usées de Sam Notaire

NB : Au moment du diagnostic la deuxième pompe était à la station SIG de SHS pour évacuer les eaux usées vers la station de Cambérène.

3.2.1.3 Synthèses des anomalies identifiées et solutions de réhabilitation

La station dans son ensemble est facile d'accès et assez vaste. Les installations électromécaniques fonctionnent assez bien. Les pompes ont une capacité d'environ 200m³/h et refoulent sur la station cimetièrè disposant d'équipement pouvant accueillir les extensions futures d'un réseau.

3.2.2 Station de pompage SHS

En cours de réhabilitation pendant le diagnostic, la station de pompage de SHS se situe au niveau de la cité des enseignants à l'intérieur de la station d'épuration. Elle draine le bassin versant des quartiers de l'hôpital Dalal Jam, la Cité des enseignants, Barry Ly et le Cité Alioune Sow avec une bâche de profondeur 8 m sur 6 m de diamètre.

3.2.2.1 Diagnostic physique

Les caractéristiques physiques de la station de SHS sont résumées dans le tableau suivant.

Désignation	SP Sam Notaire
Regard	1
Dessableur et Dégrilleur	1
Bâche et chambre des vannes	1
Salle de commande	1
Toilettes, Clôture	1
Débits de refoulement (L/s)	55.56
Conduite de refoulement (mm)	PVC PN 16 DN 250

Tableau 12: Caractéristique de la SP de SHS

3.2.2.2 Inventaire des équipements électromécaniques et électriques

L'inventaire des équipements hydrauliques, électriques et électromécaniques des stations de pompage est dressé dans le tableau suivant :

Désignation	Caractéristiques	Quantité
Electropompes submersibles	Marque FLYGT type NP3171.181MT	02
Robinetterie	Vanne murale DN 250	02
	Clapet anti retour DN 250	02
	Vanne de sectionnement DN 150	02
	Vanne de sectionnement DN 250	02
	Coude 90° inox DN 150	04
Alimentation électrique SENELEC	Départ poste de distribution Sénélec 400 V TRI	

Tableau 13: Diagnostic électromécanique de la station de pompage des eaux usées de SHS

3.2.2.3 Synthèses des anomalies identifiées et solutions de réhabilitation

La station dans son ensemble fonctionne assez bien. Mais l'anti bélier est en panne et les installations électromécaniques ne peuvent pas accueillir les eaux de la ville.

Au vu du diagnostic effectué, il est proposé pour la mise à niveau de la station de pompage les mesures suivantes :

- Le remplacement des pompes submersibles de la station par des pompes de marque Flygt avec une grande capacité ;
- L'installation d'un débitmètre à l'entrée afin de connaître les débits d'arrivées journaliers ;
- Le remplacement de la robinetterie ;
- La mise en place d'un nouvel anti-bélier ;

Pour une meilleure gestion de la maintenance des stations, il y a lieu de mettre en place un système de télégestion qui permet au personnel exploitant :

- D'être alerté en cas de problèmes sur les sites qui sont distants ou isolés ;
- De suivre en permanence le fonctionnement des installations ;
- D'automatiser et d'agir à distance sur les équipements ;
- D'optimiser et d'améliorer la gestion des stations.

3.2.3 Station de pompage de Las Palmas

La station est située vers les HLM sur la voie de la corniche. C'est une petite station qui draine le bassin versant du Golf Sud pour les refouler au niveau de la STEP Niaye. Elle dispose d'une bâche circulaire de 7m de profondeur sur 3m de diamètre et une pompe d'une capacité de 160 m³/h.

3.2.3.1 Diagnostic physique

Les caractéristiques de la station de pompage sont rappelées dans le tableau suivant :

Désignation	SP Las Palmas
Regard	1
Dessableur et Dégrilleur	1
Bâche et chambre des vannes	1
Salle de commande	1
Toilettes, Clôture	1
Débits de refoulement (L/s)	44.44
Conduite de refoulement (mm)	PVC PN16 DN 315

Tableau 14: Caractéristique de la SP de Las Palmas

3.2.3.2 Inventaire des équipements électromécaniques et électriques

Les équipements électromécaniques et électriques de la station de Las Palmas sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	Caractéristiques	Quantité
Electropompes submersibles	Marque FLYGT type 3171.181 MT Puissance moteur : 10.96 KW avec pied d'assise	01
Robinetterie	Vanne murale DN 200	02
	Clapet anti retour DN 300	02
	Vanne de sectionnement DN 150	02
	Vanne de sectionnement DN 250	02
	Coude 90° inox DN 150	01
Alimentation électrique SENELEC	Départ poste de distribution Senelec 400 V TRI	

Tableau 15: Diagnostic électromécanique de la station de pompage des eaux usées de Las Palmas

3.2.3.3 Synthèses des anomalies identifiées et solutions de réhabilitation

Au niveau de station de Las Palmas les équipements fonctionnent assez bien, aucune anomalie n'est observée. Mais les installations électromécaniques notamment les pompes submersibles n'ont pas une grande capacité pour accueillir les extensions futures du réseau proposé.

Au vu du diagnostic effectué, il est proposé pour la mise à niveau de la station de pompage :

- Le remplacement d'une deuxième pompe submersible de secours de grande capacité ;
- L'installation d'un débitmètre à l'entrée afin de connaître les débits d'arrivés journaliers ;
- Le remplacement de la robinetterie ;
- La mise en place d'un nouvel anti-bélier.

Pour une meilleure gestion de la maintenance des stations, il y a lieu de mettre en place un système de télégestion qui permet au personnel exploitant :

- D'être alerté en cas de problèmes sur les sites qui sont distants ou isolés ;
- De suivre en permanence le fonctionnement des installations ;
- D'automatiser et d'agir à distance sur les équipements ;
- D'optimiser et d'améliorer la gestion des stations.

3.3. Stations d'épuration SHS

Le diagnostic fonctionnel s'appuie sur les visites effectuées le 04 novembre 2016 et le 23 mars 2017 et également sur la base des analyses des résultats journaliers de l'auto-surveillance transmises par le service d'exploitation de l'ONAS.

3.3.1 Evolution des volumes journaliers en entrée de station de 2010 – 2030

Les débits reçus à la station ont eu une baisse considérable entre 2011 et 2013. Cette baisse est illustrée par le graphe suivant, qui représente les débits journaliers en entrée de la station depuis 2010. D'après les rapports d'exploitations de l'ONAS, les volumes d'eaux usées entrant et sortant de la STEP ne sont pas connus depuis 2013.

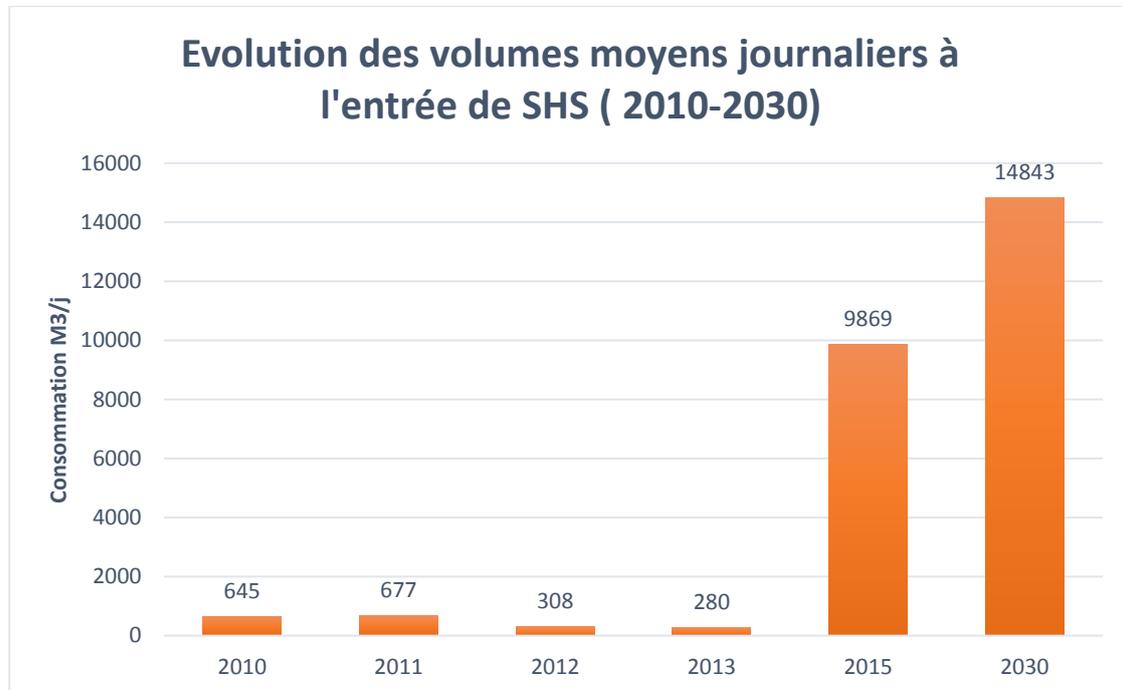


Figure 5: Evolution des volumes moyens journaliers à l'entrée de SHS

La diminution du débit journalier entrant peut-être due à un défaut de fonctionnement du réseau notamment la présence de fuites. Aujourd'hui, on note une augmentation considérable du débit entrant dans la station de traitement, cela est due à des branchements de certaines communes aux alentours de la STEP sur le collecteur déversant les effluents à la STEP.

3.3.2 Taux de charge hydraulique de l'installation

La station de SHS a été mise en service depuis 2007 et les données de l'auto-surveillance à disposition s'étalent sur la période de 2010 à 2013. Des prélèvements sont effectués une fois par semaine, toutes les deux heures pendant une journée entière (8h). L'échantillon composite journalier est alors analysé le jour suivant par le laboratoire de l'ONAS à Cambérène. Les prélèvements se font sur l'eau brute dessablée, sur l'eau clarifiée ainsi que sur l'eau filtrée. Le débit reçu à la station est indiqué par le débitmètre installé à la sortie de la station (il n'y a pas de by-pass des eaux brutes).

La station de SHS peut recevoir un débit maximal de 595 m³/j, or actuellement le débit moyen reçu est de 14 843 m³/j soit un taux de charge hydraulique de plus de 100%. La station a dépassé actuellement sa charge nominale.

Période de 2010 à 2013		Eau Brute
Volume moyen (m ³ /j)		477,5
Volume maximal relevé (m ³ /j)		677
Capacité de la station (m ³ /j)		595
Taux de charge volumique moyen (%)		80,10 %
Taux de charge volumique maximal (%)		113,78 %

Tableau 16 : Taux de charge volumique a la station de SHS

3.3.3 Taux de charge polluante

- Concentration de l'eau brute**

Le tableau suivant présente les concentrations moyennes journalières sur la période d'analyse (2010 à 2015) ainsi que la concentration à la charge nominale de dimensionnement.

Concentration	Paramètres		
	MES	DBO5	DCO
Concentration moyenne (mg/l)	410,33	718,5	1205,83
Concentration maximale relevée (mg/l)	490	792	1339
Concentration à la charge nominale (mg/l)	600	600	1200

Tableau 17 : Paramètres de l'eau brute en entrée de la STEP

Les concentrations de l'effluent brut sont proches des concentrations garanties, hormis pour la DBO5 où la concentration moyenne en entrée de station est assez élevée (environ 718,5 mg/L pour une garantie à 600 g/L). Le rapport moyen DCO/DBO de 1,67 cela confirme l'origine domestique des effluents et indique une très bonne biodégradabilité de celui-ci.

La station atteint ses capacités en termes de traitement de la charge polluante. En effet, elle fonctionne à un taux de charge polluante très élevée plus de 100 %.

Paramètres	MES	DBO5	DCO
Charge polluante moyenne (kg/j)	8945	15663	26287
Charge polluante maximale (kg/j)	10682	17265,6	29190
Capacité de traitement (kg/j)	357	357	714
Taux moyen de charge polluante %	+100%	+100%	+100%
Taux de Charge polluante maximal %	+100%	+100%	+100%

Tableau 18 :Taux de charge polluante de la station de SHS

3.3.4 Qualité du rejet

Le tableau suivant présente les concentrations moyennes journalières des eaux usées traitées sur la période d'analyse de 2010 à 2015.

Paramètres	Caractéristiques des eaux usées traitées					
	2010	2011	2012	2013	2014	2015
MES (mg/l)	39	80	58	121	143	116
DBO5 (mg/l)	52	88	97	204	216	280
DCO (mg/l)	114	238	233	340	403	615

Tableau 19 :Caractéristiques des eaux usées traitées

Le tableau suivant présente le rendement épuratoire de la station SHS de 2010 à 2015.

Paramètres	Rendement épuratoire (%)					
	2010	2011	2012	2013	2014	2015
MES (mg/l)	90.91	81.65	84.32	75.31	54.75	72.45
DBO5 (mg/l)	92.51	87.57	86.30	71.35	69.01	64.65
DCO (mg/l)	91.26	80.59	79.74	67.40	65.61	54.07

Tableau 20: Rendement épuratoire

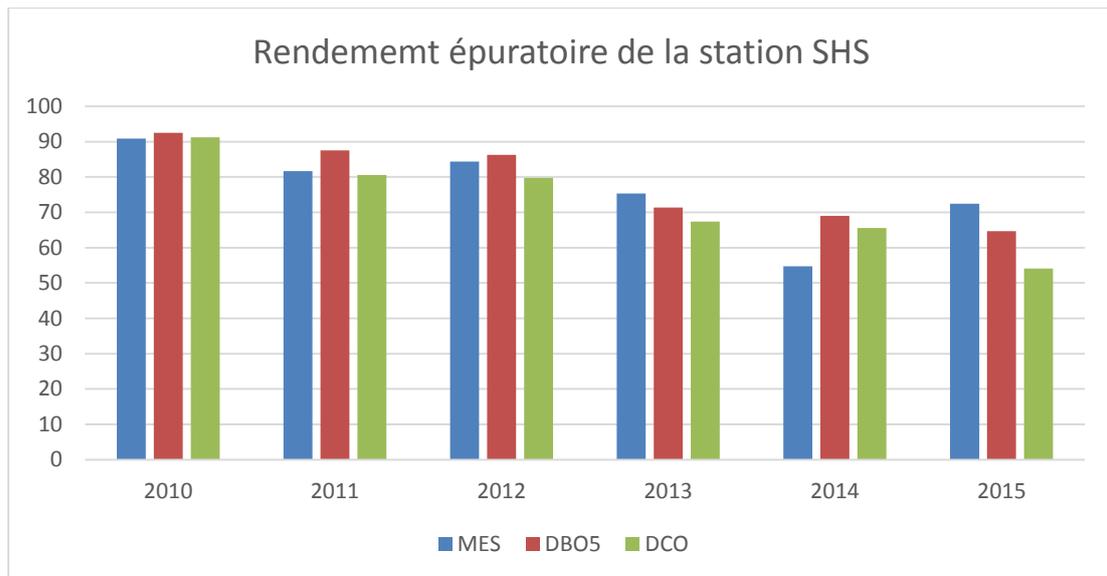


Figure 6 :Rendement épuratoire de la STEP de SHS

Ce graphique présente la variation des concentrations des différents paramètres de pollution. En 2010, le taux d'épuration pour chaque paramètre mesuré est d'environ 90 %. Entre 2011 et 2012, on observe une baisse du rendement d'environ 10 %, qui devient le double c'est-à-dire 20% entre 2013 et 2015. La station de traitement SHS a été conçue pour des taux d'épuration de 95 % pour chaque paramètre de pollution.

La situation actuelle montre que les rendements épuratoires fixés dans la conception ne sont pas respectés. Ceci peut être lié aux branchements notés le long du collecteur dans certaines communes (Sam Notaire-. Médina-Golf Sud).

3.3.5 Diagnostic fonctionnel par étape de traitement

L'état des lieux a relevé des dysfonctionnements au niveau de chaque phase du traitement à savoir :

- Le prétraitement ;
- Le traitement biologique ;
- Le traitement tertiaire.

3.3.5.1 Prétraitement

La phase de prétraitement consiste à l'élimination des particules solides pouvant causer des dysfonctionnements aux pompes et au bon fonctionnement du système de traitement. Les différents éléments que constitue la phase de prétraitement énuméré avec les différents dysfonctionnements sont :

- **Dégrilleur + Poste de refoulement**

Le dégrilleur de type automatique installé dans un regard de dimension 1,00 m x 1,00 m x 2.50 m, est présentement en panne par manque d'entretien électromécanique. Cependant pour palier à ce dysfonctionnement un dégrilleur de type manuel a été installé et fonctionne normalement. A l'intérieur du regard d'arrivée des eaux usées, deux pompes de débit unitaire de 60 m³/h avec une HMT 8,50 m y sont installées et sont en bon état de fonctionnement.



Figure 7 : Regard dégrilleur + Poste de refoulement

○ **Le Tamiseur compacteur**

Le tamis compacteur de maille 6 mm est un équipement pour le traitement de solides épais provenant de tamis statiques, roto-tamis et tamis à vis sans fin qui réalise 3 fonctions à la fois : Drainage – Transport – Compactage/Déshydratation. Au niveau du tamiseur compacteur, le dysfonctionnement relevé est la défaillance des brosses. Cela est due à un manque d'entretien du matériel depuis près de 4 à 6 ans, qui a comme conséquence un mauvais compactage des déchets à la sortie du tamiseur.



Figure 8 : Tamiseur-Compacteur

○ **Le Dessableur-Dégraisseur**

Le dessableur-dégraisseur a pour rôle de retenir le sable et de réduire la graisse contenue dans les déchets. De diamètre 2,70 m et d'un volume de 10 m³, on constate à ce niveau une panne de la turbine de la pompe qui entraîne le non fonctionnement du racleur de façon automatique. Actuellement, le raclage se fait manuellement.



Figure 9 : Dessableur-Déshuileur

- **La fosse à graisse**

La fosse à graisse c'est le lieu qui sert de stockage des graisses issues du dégraisseur de diamètre 2,50 m, avec une hauteur de 2,60 m et un volume de 11 m³. La fosse est en bon état de fonctionnement.

3.3.5.2 *Traitement biologique*

Le traitement biologique au niveau de la station SHS de Guédiawaye se fait au niveau d'un bassin d'aération de diamètre 19,00 m, de hauteur d'eau 3,55 m et de volume 1000 m³. La concentration en boues est de 3 à 5 g/ L.

Entre le bassin d'aération et le clarificateur, il y a la présence d'un regard dégazage.



Figure 10 : Bassin d'aération

- **Le regard de dégazage**

Le regard dégazage sert à l'élimination des gaz de diamètre 2,50 m, de hauteur 2,00 m et de volume 3 m³ et est en bon état de fonctionnement.

3.3.5.3 *Traitement secondaire*

Le traitement secondaire se fait au niveau d'un clarificateur de diamètre 11,50 m avec une surface miroir de 92 m², une hauteur d'eau périphérique 2,80 m et un volume de 310 m³. Le problème que rencontre le clarificateur est le dysfonctionnement du pont racleur dû à une panne de la turbine. Les eaux décantées au niveau de la clarification sont acheminées au niveau d'un puit à boue de diamètre 2,00 m et de hauteur 3,55 m. Deux pompes de recirculation avec un débit unitaire de 90m³/h et une pompe d'extraction des boues avec un débit 80 m³/h y sont installées et sont en bon état de fonctionnement.



Figure 11 : Clarificateur

3.3.5.4 Traitement tertiaire

Le traitement tertiaire se fait sur un filtre à sable de superficie 9 m² et un débit de filtration de 60 m³/ h qui est en arrêt. Cet arrêt résulte d'une panne des pompes qui ne refoulent plus dans le bassin à filtre.

- **Le bassin de stockage des eaux épurées**

Le traitement se poursuit au niveau d'un bassin de désinfection d'un volume de 1000 m³. Ce dernier est en bon état de fonctionnement sauf que les débitmètres installés pour mesurer les débits des effluents à la sortie ne sont plus en état de marche donc à ce jour les débits à la sortie ne sont pas connus.



Figure 12 : Bassin de stockage

- **Les lits de séchages des boues**

Les lits de séchage au nombre de sept (07) sont en bon état de fonctionnement, aucun dysfonctionnement n'est noté à ce niveau.



Figure 13 : Lits de séchages des boues

3.3.6 Aspects environnementaux

Les différents aspects environnementaux observés sur le site sont la présence d'odeur forte dû à la défaillance du système d'aération au niveau du bassin d'aération et également au niveau du bassin de stockage des eaux usées traitées. On observe aussi un débordement des effluents durant l'arrêt des pompes de refoulement dans la bache acheminant les eaux vers la station de Cambéréne ce qui entraîne une inondation dans l'enceinte de la station et au-delà de la station de traitement. Ces dysfonctionnements entraînent des plaintes au niveau des populations riveraines.



Figure 14 : Débordement des effluents

La station est aujourd'hui au cœur des habitations et pose des problèmes d'odeur dû aux défaillances sur le processus de traitement. Notons aussi le débordement des eaux usées traitées au niveau du bas-fond ancien exutoire ayant fait l'objet d'un soulèvement populaire. Il est aujourd'hui occupé par les maraîchers qui puisent les effluents de la STEP de qualité médiocre pour l'arrosage.



Figure 15 : Situation de la STEP /aux habitations

3.3.7 Synthèse des anomalies identifiées

Ouvrages	Dysfonctionnements
Regard dégrilleur + poste de refoulement	Dégrilleur de type automatique en panne
Tamisage compacteur	Défaillance des brosses
Dessableur-dégraisseur	Panne de la turbine entraînant l'arrêt du racleur
Fosse à graisse	Néant
Bassin d'aération	Panne de la turbine , présence d'odeur
Regard dégazage	Néant
Clarificateur	Panne de la turbine entraînant l'arrêt du pont racleur
Puit à boue	Néant
Bassin de stockage des eaux épurées	Débordement des eaux usées dans l'enceinte et aux alentours de la station en cas d'arrêt des pompes.

Tableau 21 : Synthèse des anomalies

4. ETUDES DES VARIANTES POUR L'ASSAINISSEMENT DE GUEDEAWAYE

4.1. Réseau de collecte

4.1.1 Systèmes d'assainissement envisageables

Défini comme l'ensemble des moyens de collecte, de transport et de traitement des eaux usées, l'assainissement a trois principales préoccupations :

- Évacuer rapidement le plus loin possible, sans stagnation et sans risques, les eaux usées nuisibles à l'homme et à l'environnement ;
- Protéger l'environnement et le cadre de vie par une élimination ou une modification de l'état des polluants ;
- Préserver la santé humaine en minimisant les risques sanitaires après leur rejet dans l'environnement ou leur réutilisation éventuelle.

Pour atteindre ces objectifs, plusieurs systèmes d'assainissement sont envisageables pour la zone de projet.

- Un système d'assainissement collectif classique ;
- Un système d'assainissement individuel ;
- Un système d'assainissement semi collectif.

4.1.1.1 *Système collectif*

L'assainissement collectif est un système dans lequel les eaux usées sont collectées et acheminées vers une station d'épuration pour y être traitées avant d'être rejetées dans le milieu naturel. Ce type d'assainissement comprend les réseaux de collecte et les équipements de traitement (une station d'épuration).

La collecte s'effectue par l'évacuation des eaux usées domestiques, (et éventuellement industrielles ou pluviales) dans les canalisations d'un réseau d'assainissement appelées collecteurs.

Pour le présent projet, un système d'assainissement séparatif est plus adapté sachant que les eaux collectées seront envoyées dans une station de traitement sans ouvrages particuliers (déversoir d'orage).

- Le système semi collectif dans la zone de projet consistera à : réaliser un réseau de collecte gravitaire ou avec quelques postes de pompage et ou de relevage en fonction de la topographie (voir chapitre suivant) ;
- Refouler vers les installations d'assainissement au niveau de la STEP de SHS par l'intermédiaire d'un poste de pompage.

Les principaux atouts sont les suivants :

- Système collectif donc pas de charges d'exploitation pour les ménages ;
- Pas d'intervention dans les parcelles contrairement aux deux autres systèmes d'assainissement.

Il a par contre des contraintes importantes :

- Coût d'investissements importants ;
- Isolement de certains quartiers de la commune par rapport à la STEP de SHS : longueur de refoulement importante donc coût d'exploitation de la station de pompage important.

4.1.1.2 *Système semi collectif*

L'assainissement semi collectif est un système d'assainissement intermédiaire entre le collectif et l'individuel et est constitué des parties suivantes :

- Des fosses intermédiaires qui éliminent les matières flottantes et décantables ;
- Un réseau de canalisations de petit diamètre qui capte toutes les eaux décantées et les achemine vers l'exutoire ;

- Un exutoire final qui peut être un réseau conventionnel ou une station d'épuration.

Le principe de fonctionnement du réseau de petit diamètre est basé sur la collecte d'effluents de fosses septiques. La fosse septique élimine un pourcentage élevé de matières en suspension et de graisses.

La présence des fosses septiques ou décanteurs permet en principe :

- D'utiliser des conduites de faible diamètre ;
- De changer de direction ou de pente sans forcément avec des regards ;
- D'incorporer des tronçons à pente faible, parfois nulle ou même inverse.

Adapter un tel système au projet reviendra à :

- Construire des fosses intermédiaires de décantation dans les parcelles ;
- Poser des conduites de faibles diamètres (DN 110 comme dans les autres systèmes semi collectifs mis en place à Dakar).

Le seul atout de ce système dans le contexte de la zone de projet est la relative faiblesse de son coût d'investissement par rapport au système collectif.

4.1.1.3 *Système individuel*

L'assainissement autonome est une technique d'épuration des eaux usées par voie naturelle (utilisation des propriétés épuratoires du sol) qui ne nécessite pas de réseau d'égout.

Un système d'assainissement autonome bien conçu est composé :

- D'ouvrages de collecte et d'épuration des eaux gérés par les populations elles-mêmes dans le cas d'ouvrages privés et par la collectivité dans le cas d'édicules publiques ;
- D'ouvrages de traitement des boues de vidange gérés par la collectivité avec une participation des populations ;
- De matériels de transport des excréta des propriétés privées vers les dépositaires de boues de vidange gérées par la collectivité avec une participation des populations et/ou par des privés agréés.

Pour ce qui concerne le présent projet, le système d'assainissement individuel adéquat pourrait être constitué d'une fosse toutes eaux de dimensions 2.50m x 1.50 m et de profondeur 2m suivi d'un puisard de diamètre intérieur 1m et de profondeur totale 2m pour l'infiltration des eaux à la sortie de la fosse. Un tel système nécessiterait une surface d'environ **10 m²**.

La ville de Guédiawaye disposant de camions de vidange, ceux-ci seront chargés, à la demande des populations, de la vidange des fosses une fois pleine.

Les principaux atouts d'un système d'assainissement individuel sont les suivants :

- Coût d'investissements faible par rapport aux autres systèmes ;
- Non dépendant du réseau d'assainissement existant dans la ville de Guédiawaye ;
- Coûts de fonctionnement assez faible (vidange et curage du puisard) et à la charge des ménages.

4.1.1.4 *Comparaison et choix d'un système*

La zone de projet est caractérisée par la présence d'ouvrages d'assainissement autonome qui avec les zones inondables et la nappe assez proche n'est pas très adapté. La mise en place de ce système nécessiterait de l'espace dans les concessions.

Pour le système collectif par contre, aucun aménagement intérieur des concessions n'est requis. Il s'agit simplement de réaliser un regard de branchement devant chaque concession et de le connecter au réseau, le ménage se chargera, une fois établis, du raccordement des salles d'eaux à ce regard.

Sur cette base, il est proposé de retenir, pour la zone de projet, un système d'assainissement collectif.

Les eaux usées collectées seront envoyées par pompage vers la station de traitement de SHS comme le réseau existant sur cette zone.

4.2. Station de traitement des eaux usées

4.2.1 Systèmes traitement envisageables

4.2.1.1 Système à boues activées

Ce procédé est le traitement biologique le plus utilisé pour des stations de taille moyenne à importante (+ de 2000 équivalents habitants). Les boues activées étant la suspension boueuse contenant la flore bactérienne épuratrice. Dans ce procédé, les bactéries se trouvent en suspension dans l'eau du bassin par un brassage continu. Elles sont donc en contact permanent avec les matières organiques dont elles se nourrissent, et avec l'oxygène nécessaire à leur assimilation. Afin de conserver un stock constant et suffisant de bactéries pour assurer le niveau d'épuration recherché, une grande partie des boues extraites du décanteur est réintroduite dans le bassin d'aération ; on parle alors de recirculation des boues. La fraction restante est évacuée du circuit et dirigée vers les unités de traitement des boues, elle constitue les « boues en excès ».

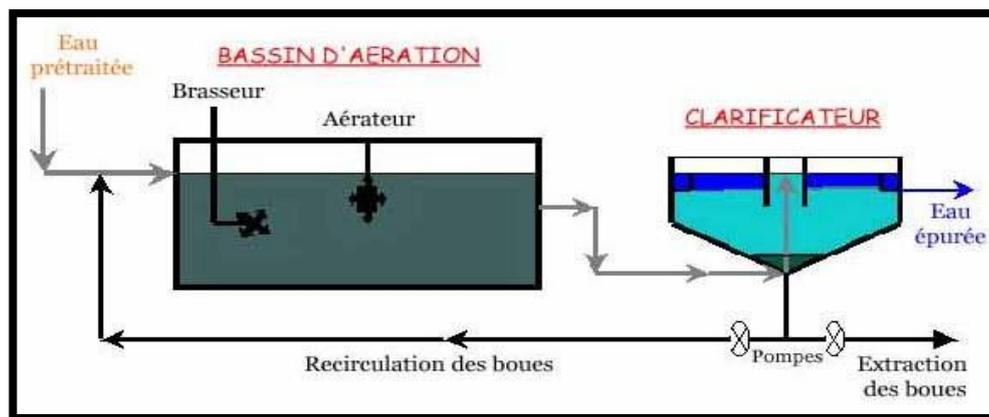


Figure 16 : Principe d'un système à boue activée

4.2.1.2 Système membranaire

Les bioréacteurs à membranes constituent des systèmes modernes pour l'épuration des eaux usées communales et industrielles, et sont considérés comme une technologie clé pour leur recyclage en eau de service. Ce système, se caractérisant par une eau traitée sans matières en suspension, avec très peu de bactéries et germes et avec une teneur en micropolluants réduite, convient pour un rejet des eaux traitées dans des eaux de surface sensibles.

Ce procédé est une variante du procédé à boue activée, dans lequel une filtration sur membrane remplace le décanteur secondaire. La séparation des deux phases est réalisée par une membrane qui retient la phase solide et permet à l'eau de passer et de rejoindre le prochain traitement. Dans ce système, on utilise la plupart du temps des membranes organiques ou minérales de porosité de 0,2 μm . Une biomasse supplémentaire à la boue activée se développera sur la membrane, celle-ci est appelée biofilm.

Il existe deux types de systèmes MBR :

- Le système recirculé (la membrane est placée à l'extérieur du module biologique) ;
- Le système immergé (la membrane est placée dans le module biologique).

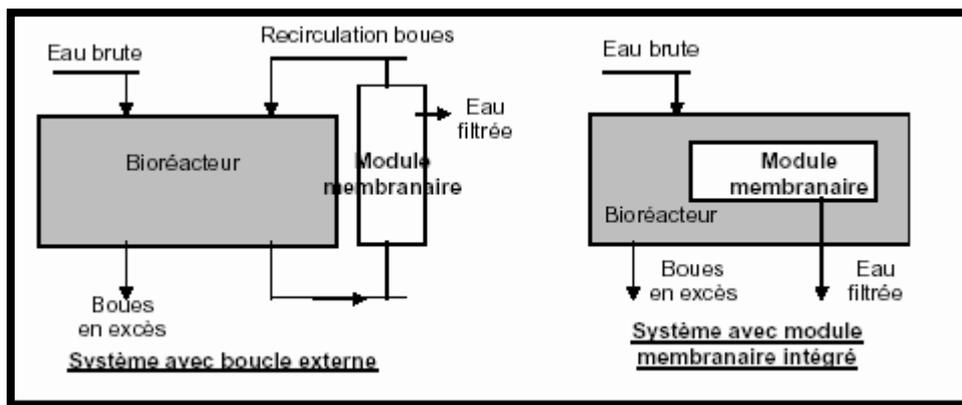


Figure 17 : Principe d'un système à MBR

4.2.1.3 Comparaison et choix d'un système

Les critères de choix d'une filière de traitement des eaux usées reposent sur des critères d'ordre technique, socio-économique et environnemental. Il s'agit principalement du type et de la densité de l'habitat, de l'utilisation d'eau (branchement au réseau d'eau potable, consommation et rejet), de la nature du sol (capacité d'infiltration, profondeur de la nappe, épaisseur du sol meuble), de la protection des ressources naturelles, de contraintes d'exploitation (moyens d'entretien, matériaux utilisés pour la toilette anale), de l'acceptabilité et l'adhésion des bénéficiaires et enfin de coûts (d'investissement et d'entretien).

L'algorithme ci-dessous schématise la décision à prendre dans un cas donné en suivant un cheminement par questions/réponses.

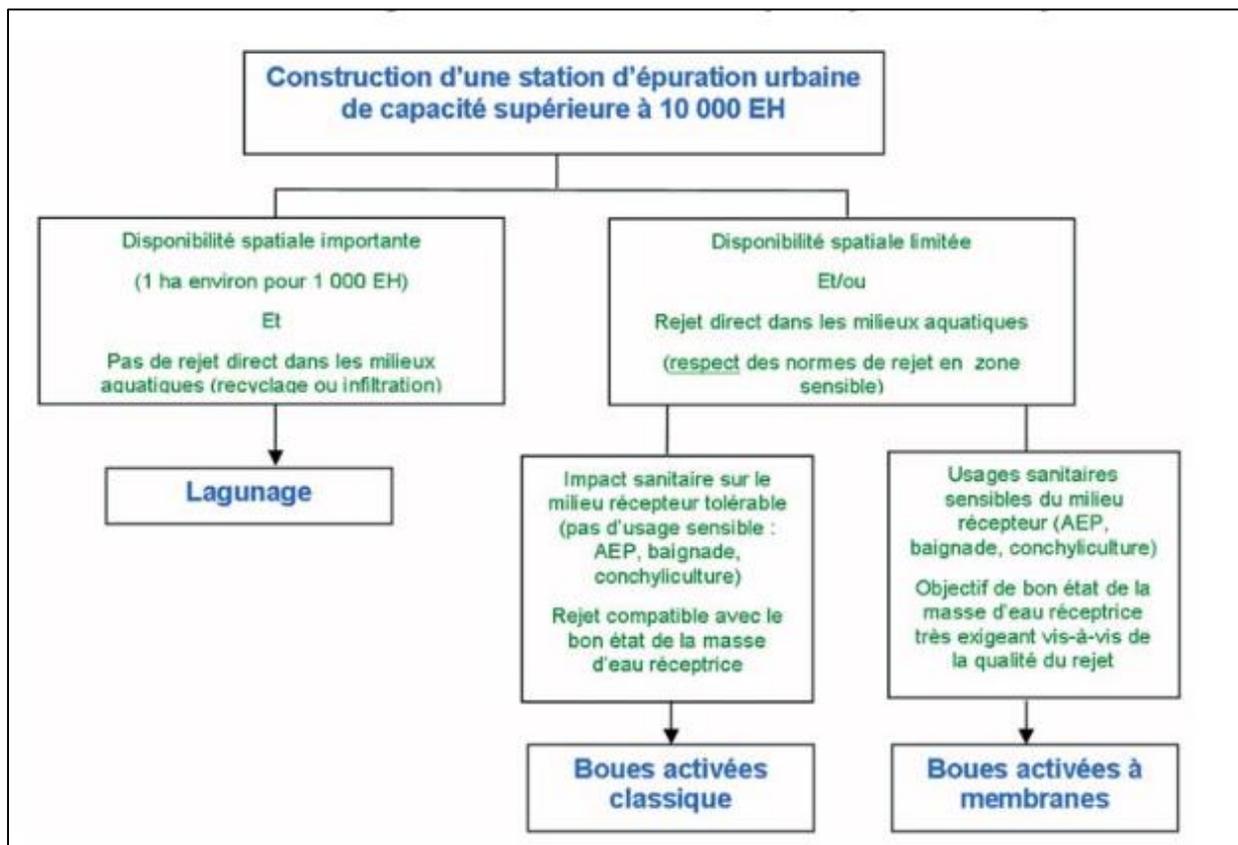


Figure 18 : Algorithme de choix

Type de traitement	Avantages	Inconvénients
Système à boue activée classique	<ul style="list-style-type: none"> • Très bonne qualité de traitement sur le carbone et l'azote ; • Adaptation aisée au traitement du phosphore ; • Filière adaptée aux charges organiques importantes et aux effluents concentrés ; • Adaptation aux variations de charge ; • Emprise foncière limitée. 	<ul style="list-style-type: none"> • Nécessite de l'espace pour les infrastructures ; • Une faible qualité de l'effluent comparé au système membranaire ; • Nécessité d'une exploitation attentive. • Faible rendement bactériologique (désinfection complémentaire possible par UV)
Système Membranaire	<ul style="list-style-type: none"> • Très bonne qualité de traitement garantie en toutes situations • Désinfection poussée : valeur 102 E.Coli/100ml possible au rejet ; • Mise en œuvre possible dans une enceinte confinée. 	<ul style="list-style-type: none"> • Exploitation rigoureuse (maintenance plus exigeante que sur une filière boues activées classique) ; • Production de boues relativement importante ; • Coût d'investissement et de fonctionnement élevés.

Tableau 22 : Tableau de comparaison des systèmes de traitement

Le diagnostic de la station de traitement existante de type boue activée classique a fait ressortir un manque d'espace pour une extension éventuelle des différents ouvrages. Au regard de l'algorithme de choix et des différents avantages et inconvénients, le choix d'une filière de traitement à boue activée permettrait d'utiliser l'espace existant dans la mesure du possible. Le pré dimensionnement et l'évaluation des coûts des deux systèmes nous permettra de mieux orienter le système retenu.

4.3. Définition et analyse des variantes d'assainissement

4.3.1 Variantes de tracés du réseau de collecte

L'objectif du tracé du réseau de collecte sera d'acheminer les eaux usées collectées vers la station de traitement de la SHS. Les points de convergence des eaux collectées sur la zone d'étude seront des stations de pompage et de relèvement représentées par des points bas se trouvant sur le site.

4.3.1.1 Données topographiques

Les données topographiques ont été obtenues grâce à une campagne de terrain organisée par le consultant. Les semi points (X,Y,Z) ainsi déterminés sont également transférables directement dans le logiciel de dimensionnement hydraulique utilisé dans le cadre de ce projet (MENSURA). Le module « terrain » de ce logiciel permet la création d'un modèle numérique de terrain sur la base duquel, avec le module « assainissement » du même logiciel, les bassins de collecte sont déterminés et les conduites dimensionnées.

4.3.1.2 Variantes de tracé du réseau

Vue la situation de l'exutoire ainsi que la structure topographique de la zone de projet, le tracé du réseau nécessitera au moins une station de pompage. Le principe est de recueillir toutes les eaux usées vers ce site et de les envoyer vers la station d'épuration de SHS (exutoire). Suivant ce principe, deux variantes de tracé de réseau ont été proposées.

- ✚ **Variante 1** : Elle a pour but de mettre en place un réseau indépendant réseau existant en minimisant aussi les stations de pompage et les fortes profondeurs ;

- ✚ **Variante 2** : Elle a pour objectif de proposer un réseau d'assainissement sur l'ensemble de la zone de projet en se raccordant sur le réseau existant et réduisant le nombre de station de pompage mais avec des profondeurs assez élevées.

4.3.1.3 *Station de pompage*

Comme indiqué précédemment, la position de l'exutoire par rapport au site du projet fait qu'il est nécessaire que les eaux collectées soient envoyées par refoulement vers la STEP de SHS. La délimitation des sous bassins versants effectuées précédemment permet de proposer l'emplacement des stations de pompage. Des espaces vides ont été ciblé à cet effet et présentent les atouts suivants :

- Zone relativement basse par rapport à l'ensemble de la zone ;
- Assez bonne situation par rapport aux différents sous bassins versants.

4.3.1.4 *Description et pré-dimensionnement de la variante 1*

Cinq nouvelles conduites principales permettent de collecter toutes les eaux usées de la zone d'extension vers les stations de pompage projetées.

Le plan du réseau est donné en annexe. Pour ne pas dépasser des profondeurs de pose de 5.80m, les conduites principales sont posées à des pentes de 0.30%.

Les principales caractéristiques du réseau pour cette variante sont les suivantes :

- D'une station de pompage et deux de relevage ;
- La réhabilitation de la station de pompage de SHS;
- Les cinq conduites principales sont posées a des pentes minimales de 0.3% ;
- Le linéaire de conduite gravitaire est de : 171 723 ml ;
- Le linéaire de refoulement est de : 7855 ml.

Pour cette variante la bêche de la station de pompage principale (SP1) a une profondeur de 4m.

4.3.1.5 *Description et pré-dimensionnement de la variante 2*

Cette variante a pour objectif de proposer un réseau de collecte avec une profondeur de pose maximale de 5m. Pour respecter cette contrainte, chacun des sous bassins versants est équipé d'un poste de pompage qui refoule vers le réseau gravitaire le plus proche (sur de courtes distances) ou est raccordé aux stations existantes.

Les principales caractéristiques du réseau pour cette variante sont les suivantes :

- Deux stations de pompage et une station de relevage ;
- La réhabilitation de la station de Sam Notaire et de SHS;
- Les cinq conduites principales sont posées a des pentes minimales de 0.3% ;
- Le linéaire de conduite gravitaire est de : 181 257 ml ;
- Le linéaire de refoulement est de : 6123 ml.

Pour cette variante les deux bèches de pompage principale ont une profondeur de 4m et de 4.5m.

4.3.1.6 *Comparaison des variantes*

Les deux variantes de tracé du réseau ont toutes les deux le même nombre de station de pompage. Le linéaire de réseau tertiaire ainsi que les canalisations primaires sont les mêmes. La différence se trouve au niveau de l'emplacement de ces stations de pompes mais aussi sur les profondeurs de canalisations.

La variante 1 permet de réduire les fortes profondeurs sur le réseau tout en minimisant les stations de pompage. Elle est la plus simple car composée d'une station de pompage principale et de deux stations de relèvement.

Par ailleurs, la variante 2 assez simple aussi mais avec des profondeurs de réseau assez élevées nécessitant plus de station de pompage.

4.3.2 Station d'épuration des eaux usées

Pour la zone du projet, il sera nécessaire d'effectuer une réhabilitation et une extension de la station de traitement existante à la cité des enseignants (SHS). Au vu de l'analyse comparative, la technologie de boues activée sera adoptée pour le traitement des eaux usées de la cité. Des options d'aménagements seront cependant proposées pour l'amélioration du traitement. Ces options se présentent comme suit :

- **Option 1** : Extension du système actuel par le renforcement des ouvrages et rejet en mer. L'option 1 favorise ainsi une épuration complète des eaux usées.

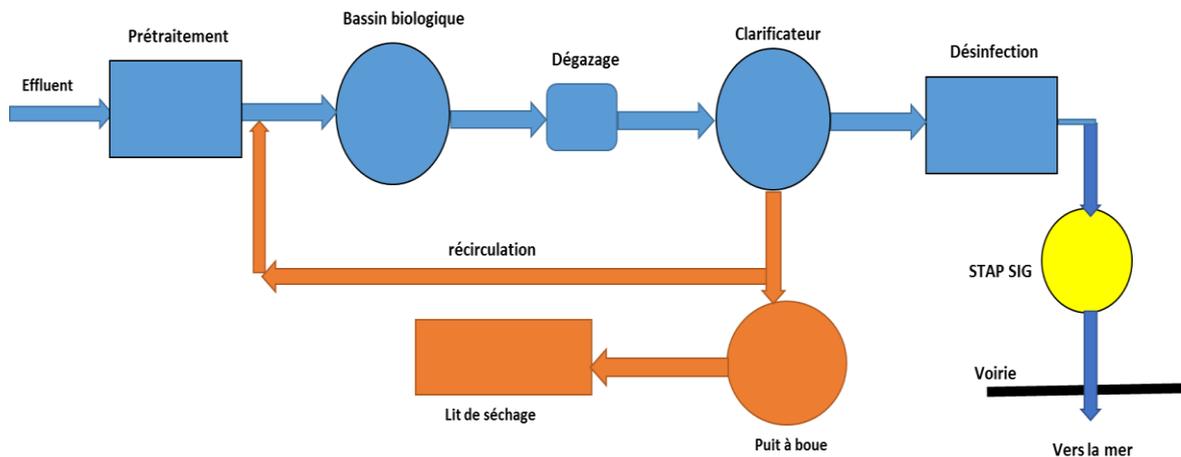


Figure 19: Système de traitement (Option 1)

Les eaux épurées seront stockées dans une bêche de pompage et refoulé au niveau de la mer. La figure ci-dessus donne une illustration de l'émissaire.

- **Option 2** : Extension du système actuel par le renforcement des ouvrages et la suppression des lits de séchage. L'exutoire sera le bassin biologique de la station de Cambéréne. L'option 2 favorise ainsi une épuration complète des eaux usées.

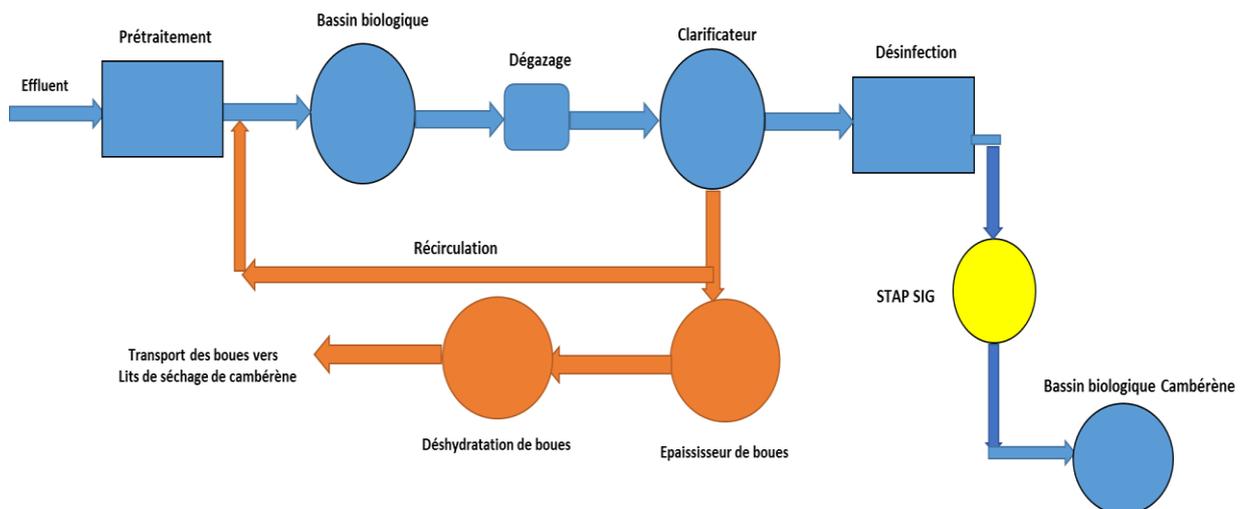


Figure 20: Système de traitement (Option 2)

- **Option 3** : Extension du système actuel par le renforcement des ouvrages et la suppression des lits de séchages. L'exutoire sera la station de pompage au niveau de la sortie de la station de traitement de Cambéréne. L'option 3 prévoit également une installation d'un bio digesteur pour la production de biogaz, ce biogaz pourrait être transformé en énergie et être utilisé pour le

fonctionnement énergétique de la station. L'option 3 favorise ainsi une épuration complète des eaux usées et des boues.

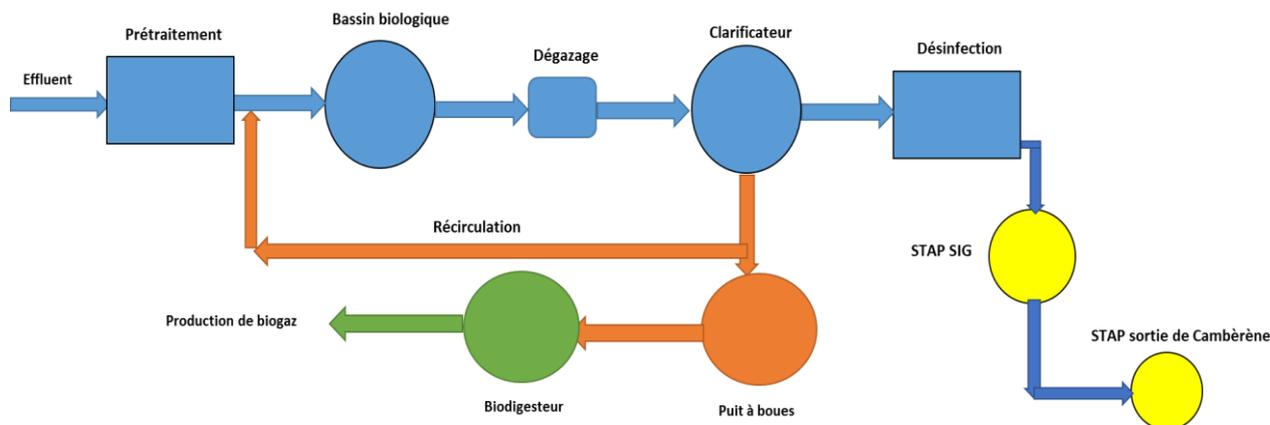


Figure 21 : Système de traitement (Option 3)

4.3.3 Exutoires des eaux usées

L'exutoire des eaux usées de la zone de projet nécessitera la réhabilitation et l'extension de la station de traitement existante à la cité des enseignants (SHS). Cette station est située dans la zone de projet derrière la cité des enseignants.

4.4. Conception et pré-dimensionnement des ouvrages des variantes proposées

4.4.1 Introduction

La zone de projet du département de Guédiawaye est constituée de terrains viabilisés sur certaines communes prenant en compte toutes les exigences de l'urbanisme, elle comporte des rues assez larges. Sur la commune de Médina Gounass par contre les habitations sont assez irrégulières et mal loties avec des rues étroites.

Le tracé des conduites prend en compte l'existence des rues et des voies principales dont les traversées sont évitées sauf pour des cas de force majeure. C'est ainsi que les lots de parcelles séparés par de telles voies sont desservis par deux collecteurs parallèles de chaque côté de la route.

4.4.2 Réseau de collecte

4.4.2.1 Paramètres de dimensionnement

Dans le cadre de la présente étude, on adoptera dans tous les cas une pente minimale de 0,30 % et une vitesse maximale de 4 m/s pour limiter l'abrasion des conduites.

Pour les écoulements gravitaires la formule de Manning a été retenue. Cette formule s'écrit pour la vitesse V en m/s :

$$V = \frac{R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}}{n} \quad \text{et} \quad Q = A \times V$$

$$R = \frac{D}{4} \quad \text{Pour une conduite circulaire à plein débit.}$$

Avec :

n : Coefficient de rugosité (n=0.01 pour le PVC y compris pertes dues aux jonctions, aux branchements latéraux)

D: Diamètre en m

I : Pente de la ligne d'énergie en m/m

V : Vitesse d'écoulement de l'eau m/s

Q : Débit en m³/s

R : Rayon hydraulique

A: Section conduite

Les calculs hydrauliques du réseau d'assainissement ont été réalisés à l'aide du logiciel MENSURA qui permet une liaison directe entre la topographie obtenue et les données hydrauliques. L'objectif du calcul hydraulique est de vérifier en tout point que les collecteurs proposés permettront l'évacuation du débit de pointe à l'horizon de projet (occupation effective de toutes les parcelles) et que les débits seront évacués sans occasionner des dépôts.

Les différents paramètres utilisés par le logiciel pour la modélisation et les calculs hydrauliques sont répertoriés dans le tableau ci-dessous :

Dénomination		Valeurs
Collecteurs		
Débit d'eaux usées spécifique (q _{EU}) [à partir de la consommation d'eau spécifique donnée (q _{eau})]	[l/hab/j]	0,8 · q _{eau}
Débit d'eaux usées moyen (Q _m) [où P = population du bassin versant total de la section à dimensionner (y compris les populations des bassins versants voisins d'où la section à dimensionner reçoit des eaux usées par d'autres conduites)]	[l/j]	P · q _{EU}
Débit de projet (Q _c) [où - Q _m débit d'eaux usées moyen = population (P) du bassin versant total de la section à dimensionner (y compris les populations des bassins versants voisins d'où la section à dimensionner reçoit des eaux usées par d'autres conduites) <i>multiplié par le débit d'eaux usées spécifique</i> (q _{EU}) <i>et par le coefficient de pointe</i> (C _p) calculé au chapitre précédent	[l/s]	C _p · Q _m [l/s]
Le coefficient K par la méthode de Manning-Strickler	- tuyau en PVC	90
Diamètre de tuyau min.	[mm]	DN250
Vitesse de flux min.	[m/s]	0,60
Vitesse de flux max.	[m/s]	3,0
Remplissage max. des collecteurs	DN ≤300 mm DN = 350-600 mm	0,5DN 0,7DN
Pente min max.	[‰]	3 - 30
Couverture min.	[m]	0,80
Regards de visite		
Distance max. entre les regards	DN ≤300 mm 300 < DN ≤500 mm DN >500 mm	35 45 60
Distance moyenne (calculée) entre les regards dans les zones d'habitation	[m]	30
Dimension minimale intérieure (regard visitable)	[mm]	800
Angle de raccordement min.- max.		30° - 90°

Tableau 23: Critères de dimensionnement du réseau d'eaux usées

4.4.2.2 Bassins de collecte

Le tracé de collecteurs avec les caractéristiques suivantes :

- Chaque collecteur principal est nommé par la composition du nom de son regard amont et de son regard aval selon le sens de l'écoulement des eaux ;

- Les collecteurs secondaires et tertiaires sont nommés de la même manière que les collecteurs primaires avec comme regard aval le point de jonction avec respectivement le collecteur primaire et le collecteur secondaire ;
- La numérotation est composée de la lettre R suivi du numéro d'ordre du regard dans la conduite ;
- Dans la modélisation, le logiciel travaille par tronçon qui est la portion de conduite située entre deux regards successifs (tronçon) ce qui permet un dimensionnement plus fin des conduites.

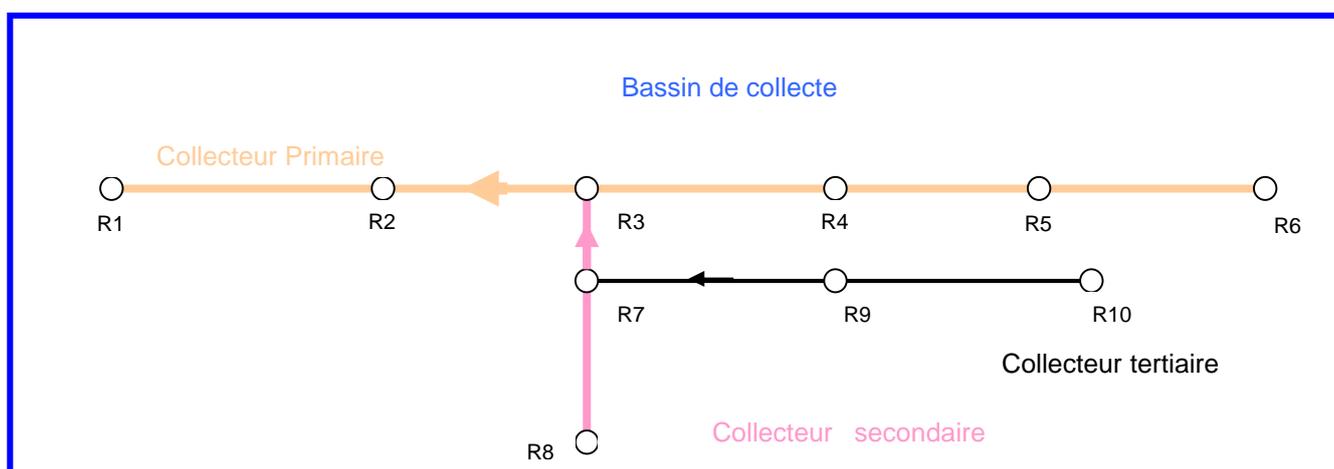


Figure 22: Schéma de principe du réseau

➤ **Cas de la variante 1 :**

La zone de projet a été subdivisée en cinq bassins de collecte pour un dimensionnement fin des collecteurs.

En annexe est présentée la délimitation des bassins de collecte pour la variante 1. Pour chacun des cinq bassins de collecte, les débits sont évalués à l'horizon de projet, les réseaux de canalisation sont ainsi déterminés avec le débit maximal, leur durée de vie dépassant 30 ans.

Sur la base des paramètres définis précédemment, les débits drainés sont présentés dans le tableau ci-dessous pour chaque bassin de collecte :

Bassins	Surface (ha)	Débit moyen (l/s)	Coefficient de pointe	Débit de pointe (l/s)
bEU1	246.962	40	1.8	156
bEU2	84.638	10	1.8	18
bEU3	165.76	30	1.8	54
bEU4	90.401	10	1.8	18
bEU5	491.419	80	1.8	301

Tableau 24: Caractéristiques des bassins de collecte variante 1

➤ **Cas de la variante 2 :**

Pour cette variante, la zone de projet a été subdivisée en six bassins de collecte pour un dimensionnement fin des collecteurs.

En annexe est présentée la délimitation des bassins de collecte pour la variante 2. Pour chacun des cinq bassins de collecte, les débits sont évalués à l'horizon de projet, les réseaux de canalisation sont ainsi déterminés avec le débit maximal, leur durée de vie dépassant 30 ans.

Sur la base des paramètres définis précédemment, les débits drainés sont présentés dans le tableau ci-dessous pour chaque bassin de collecte :

Bassins	Surface (ha)	Débit moyen (l/s)	Coefficient de pointe	Débit de pointe (l/s)
bEU1	72.718	13	1.8	23.4
bEU2	68.83	12.0	1.8	21
bEU3	118.985	20.7	1.8	38
bEU4	164.327	28.6	1.8	52
bEU5	91.174	15.9	1.8	28
bEU6	471.437	82.0	1.8	146

Tableau 25: Caractéristiques des bassins de collecte variante 2

4.4.2.3 Critères limites

Pour les conduites gravitaires, le diamètre minimum adopté est $\phi 250$ mm.

D'autres conditions sont toutefois à vérifier :

- Le plein débit d'une conduite gravitaire correspond à une hauteur maximale de 80% de diamètre intérieur ;
- A pleine section ou à demi section, un tuyau circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement de 0,6 m/s ;
- Pour un remplissage égal au 2/10 du diamètre, la vitesse d'écoulement doit être au moins égale à 0,30 m/s.

Pour vérifier la capacité d'auto curage du réseau projeté, on opère en deux temps :

- On cherche à évaluer les valeurs correspondantes aux deux conditions et
- On compare les débits, afin de vérifier si la troisième condition est remplie ou non.

Pour limiter les profondeurs de pose, on respectera une pente minimale de 0.3 % pour les collecteurs primaires à haut débit et 0.5% pour les autres dans le cadre de la présente étude.

La vitesse maximale des eaux usées de 3 m/s est fixée pour limiter l'abrasion et, par conséquent, la dégradation à l'intérieur des conduites.

4.4.2.4 Résultats des calculs hydrauliques

➤ Cas de la Variante 1 :

L'ossature du réseau principal de collecte des eaux usées pour cette variante est composé des éléments suivants :

- Cinq bassins de collecte ;
- Le réseau de canalisation principal desservant chaque bassin de collecte vers une station de pompage ;
- Une station de pompage principale et deux stations de relevage.

Le résultat du dimensionnement des collecteurs principaux est indiqué sur le tableau suivant pour la variante 1.

Le détail des calculs seront fournis dans le rapport d'Avant-projet détaillé.

Bassins de collecte	Collecteurs principaux	Longueur (m)	Exutoire
BEU1	C1	2288.89	SP1
	C2	2088.84	
	C3	532.580	
BEU2	C4	588.01	SR2
BEU3	C5	2361.60	SR1
	C6	1188.96	
BEU4	Collecteur existant		SHS
BEU5	C8	797.550	SHS

Tableau 26: Collecteurs principaux de Guédiawaye variante 1

Les détails des conduites sont donnés dans la vue en plan du réseau de collecte. Ils sont tous en PVC DN 250 mm pour environ 9846.43 m.

➤ **Cas de la Variante 2 :**

L'ossature du réseau principal de collecte des eaux usées pour cette variante est composé des éléments suivants :

- Six bassins de collecte ;
- Le réseau de canalisation principal desservant chaque bassin de collecte vers une station de pompage ;
- Deux stations de pompage principale et une station de relevage.

Le résultat du dimensionnement des collecteurs principaux est indiqué sur le tableau suivant pour cette variante. Le détail des calculs seront fournis dans le rapport d'Avant-projet détaillé.

Bassins de collecte	Collecteurs principaux	Longueur (m)	Exutoire
BEU1	C1	1110.42	SP SAM
BEU2	C4	1892.27	SR2
BEU3	C5	1258.57	SP1
	C6	1116.46	
BEU4	C7	2365.13	SR1
	C8	1188.96	SR1
BEU5	C9	1472.39	SP SAM
BEU6	C10	797.55	SHS

Tableau 27: Collecteurs principaux de Guédiawaye variante 2

➤ **Collecteurs secondaires et tertiaires :**

Le tableau précédent donne le linéaire de canalisations primaires. Pour le réseau secondaire et tertiaire, des ratios seront utilisés. Les réseaux secondaires et tertiaires seront tous en PVC DN 250 mm. En densifiant le réseau secondaire et tertiaire sur un bassin de collecte, nous avons pu déterminé avec la surface de ce bassin un ratio de 150 ml/ha. Le linéaire total des collecteurs secondaires et tertiaires est de 161877 ml de canalisations PVC 250 mm pour chaque variante.

4.4.3 Station de pompage

Il est prévu pour la variante 1 la mise en place de deux stations de relevage et une station de pompage pour l'évacuation des eaux usées vers la station de traitement SHS. Le tableau suivant donne la position des différentes stations :

Le tableau suivant donne la position des différentes stations dans le cas des deux variantes :

➤ **Cas de la variante 1 :**

Station	Communes	Coordonnées géographiques	Exutoires
SP1	Wakhinane Nimzatt	245146,516 1635612,695	SHS
SR1	Sam Notaire	242691,639 1635082,652	SHS (collecteur)
SR2	Médina Gounass	243548,044 1634516,809	SP1 (collecteur)

Tableau 28: Localisation des stations de pompage Variante 1

La carte suivante montre le tracé des conduites de refoulement de la variante 1 ainsi que l'emplacement des stations.

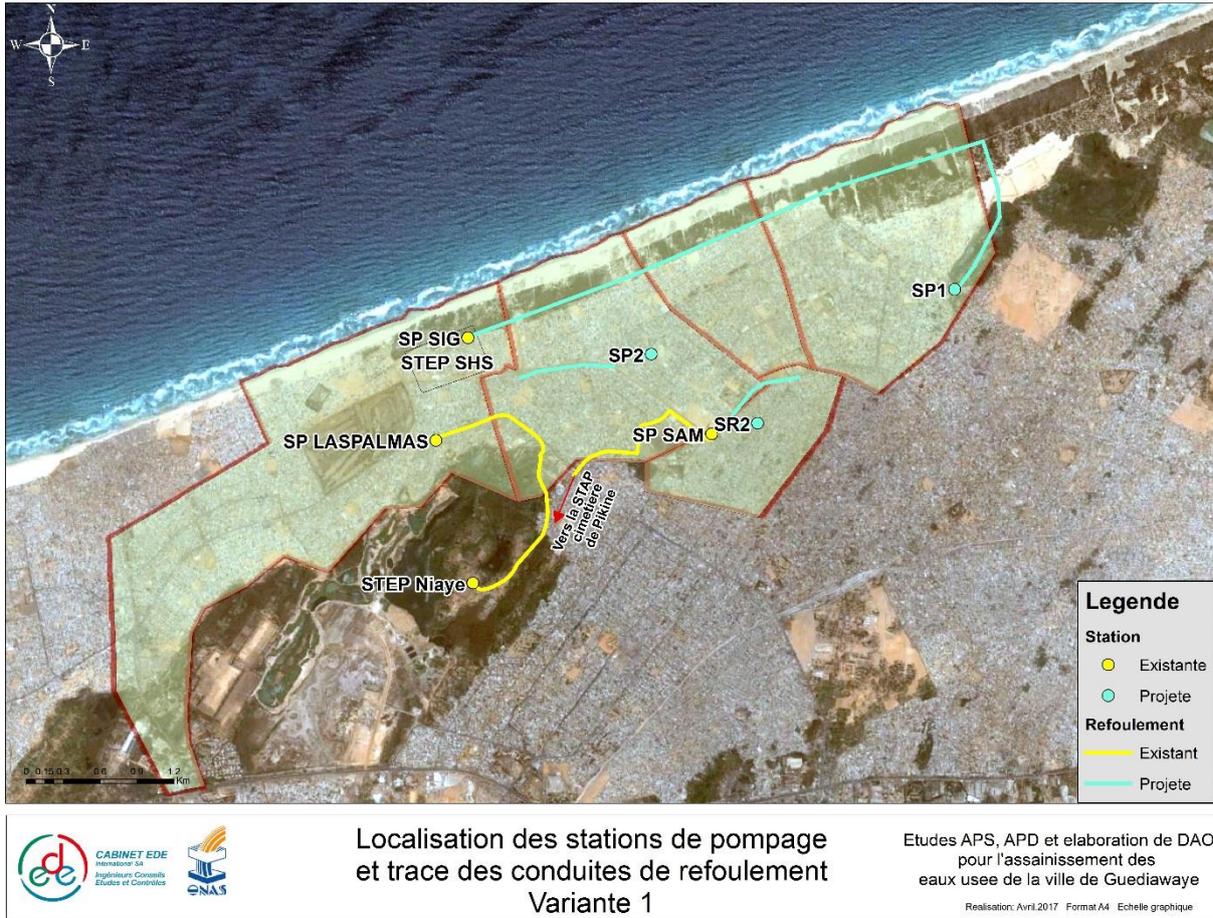


Figure 23: Conduite de refoulement Variante 1

➤ **Cas de la variante 2 :**

Le tableau suivant renseigne sur l'emplacement des différentes stations de pompage de la variante 2 :

Station	Communes	Coordonnées géographiques	Exutoires
SP1	Wakhinane Nimzatt	244382.724 1636179,989	SHS
SP2	Sam Notaire	242695.338 1635083,07	SHS
SR1	Médina Gounass	244825.012 1635499.0	SP1 (collecteur)

Tableau 29: Localisation des stations de pompage Variante 2

La carte suivante montre le tracé des conduites de refoulement de la variante 2 ainsi que l'emplacement des stations.

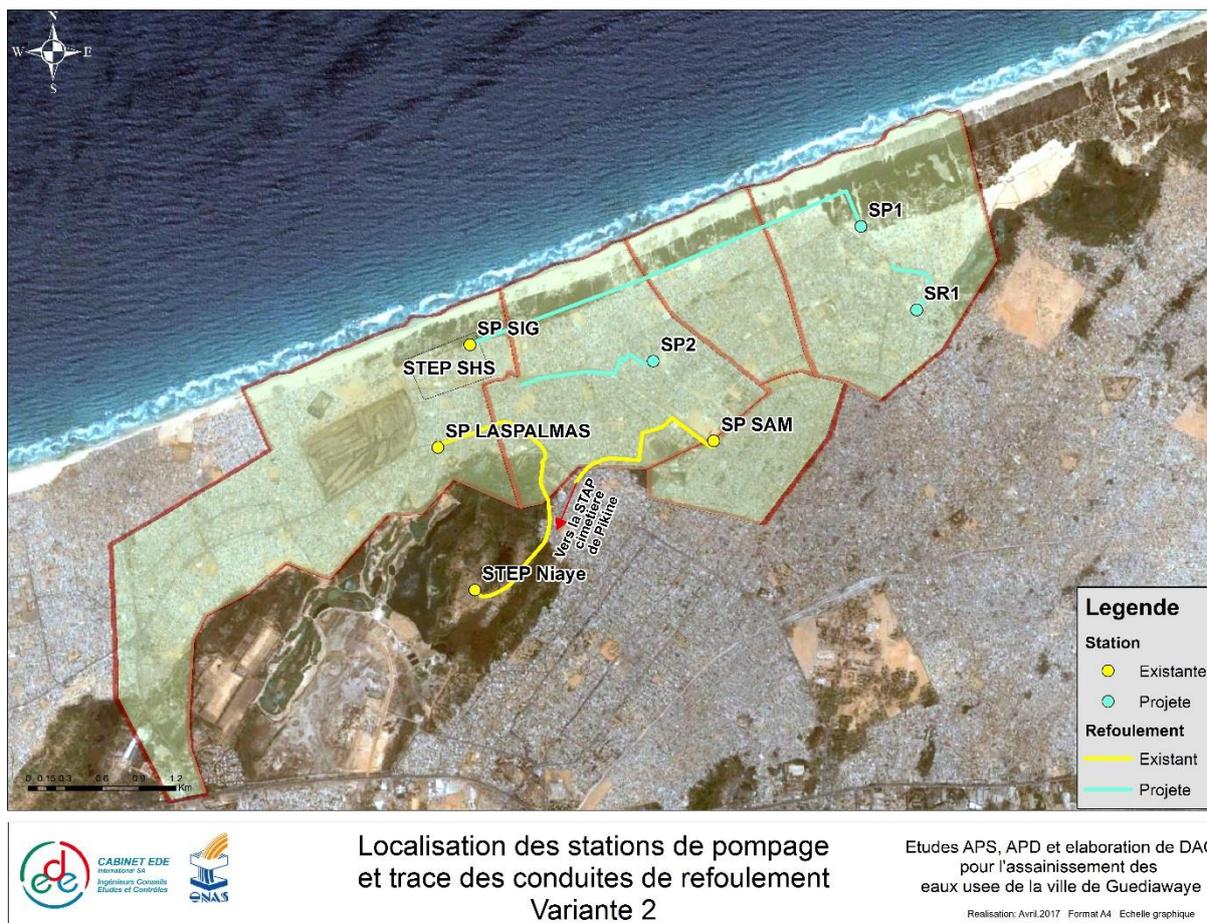


Figure 24: Conduite de refoulement Variante 2

4.4.3.1 Débits de dimensionnement

Les débits de dimensionnement des stations de pompage et de relevage sont rappelés dans le tableau ci-dessous :

Variante	Stations	Débit de pointe horaire (l/s)	Linéaire de refoulement (Km)
V1	SP1	118.8	5.8
	SR1	46.8	1.2
	SR2	23.4	0.9
V2	SP1	59.4	3.5
	SP2	52.2	1.9
	SR1	21.6	0.62

Tableau 30: Débit de dimensionnement des stations

Pour le dimensionnement des ouvrages et équipements des stations, il sera considéré le débit de pointe à long terme (2030) pour les ouvrages de génie civil (dégrillage, dessablage et bêche) et la conduite de refoulement.

4.4.3.2 Dégrilleur

Il sera mis en place un dégrilleur automatique à installer sans un chenal. Le dégrilleur automatique sera composé d'un châssis sur lequel sont montés :

- Une grille ;
- Un râtelier de raclage des déchets ;
- Un moto réducteur ;
- Un éjecteur.

Connaissant la largeur de la grille et le débit de l'eau, en fixant la vitesse de passage entre les barreaux qui est généralement comprise entre 0.6 m/s et 1 m/s (BECHAC & P. BOUTIN, 1984). On calcule la section mouillée, la section utile ainsi que le tirant d'eau h qui nous permettent d'avoir la longueur de la grille. On a :

$$S_m = \frac{Q}{(V \cdot \theta(1-C))}; S_u = S_m \cdot \theta(1-C), \theta = \frac{e}{e+b}, h = \frac{S_m}{l}, \quad \text{Et} \quad L = \frac{h}{\cos \alpha}$$

Avec :

- e : écartement des barreaux pour tamisage grossier (50 à 100mm) = 60mm
- b : épaisseur des barreaux = 5mm
- V : vitesse de passage des barreaux (0.6 à 1 m/s) = 0.6 m/s
- l : largeur de la grille = 1m (station moyenne 0.3 < l < 2m {12})
- C : Coefficient de colmatage (0.4 – 0.5) = 0.4
- S_m : Section mouillée (m²)
- S_u : Section utile (m²)
- L : Longueur de la grille (m)
- α : Angle d'inclinaison de la grille = 90°
- Q : Débit (m³ / s)

➤ **Cas de la variante 1 :**

Stations	Q (m ³ /s)	θ	C	Sm (m ²)	Su (m ²)	l (m)	H (m)	L (m)
SP1	0.156	0.92	0.4	0.5	0.3	1	0.5	1.1
SR1	0.054	0.92	0.4	0.16	0.09	1	0.1	1
SR2	0.0234	0.92	0.4	0.070	0.039	1	0.07	1

Tableau 31: Caractéristiques des grilles (Variante1)

On considérera un dégrilleur automatique type FJ 500 dont les caractéristiques seront fournies en APD. Le dégrilleur sera logé dans un chenal de dimensions planes **1.50 m x 1.50 m et de profondeur totale 3.00 m pour la SP1** compte tenu de la profondeur de la conduite d'arrivée (2.46m) et de la hauteur d'eau dans le chenal de 0.2 m maxi.

➤ **Cas de la variante 2 :**

Stations	Q (m ³ /s)	θ	C	Sm (m ²)	Su (m ²)	l (m)	H (m)	L (m)
SP1	0.038	0.92	0.4	0.1	0.1	1	0.1	1
SP2	0.052	0.92	0.4	0.1	0.087	1	0.1	1
SR1	0.022	0.92	0.4	0.06	0.037	1	0.06	1

Tableau 32: Caractéristiques des grilles (Variante 2)

On considérera un dégrilleur automatique type FJ 500 dont les caractéristiques seront fournies en APD. Le dégrilleur sera logé dans un chenal de dimensions planes **1.50 m x 1.50 m et de profondeur totale 3.00 m pour la SP1 et la SP2** compte tenu de la profondeur de la conduite d'arrivée (2.46m et 2.66) et de la hauteur d'eau dans le chenal de 0.2 m maxi.

4.4.3.3 Dessableur

La mise en place de ce dessableur permettra de retenir les matières lourdes et le sable, afin d'éviter l'engorgement des canalisations, l'usure des pompes et les dépôts dans le bassin. Un dessableur canal avec raclage manuel pouvant arrêter les particules de vitesse de chute de 0.3m/s sera alors dimensionné comme décrit dans la procédure de calcul suivante connaissant le débit et la largeur du dessableur.

Conditions de dimensionnement :

$$1- \frac{L}{V_h} \geq \frac{h}{V_c} \quad \text{ou} \quad V_h = \frac{Q}{l \cdot h} \quad \text{et} \quad S_h = L \cdot l \quad \text{Alors} \quad S_h \geq \frac{Q}{V_c}$$

$$2- V_h = \frac{Q}{h \cdot l}$$

Avec : V_h = Vitesse horizontale dans le dessableur (m/s) = 0.3 m/s (Pour empêcher les matières organiques de se déposer)

V_c = Vitesse de chute des particules ($V_c = 70\text{m/h} = 0.02\text{m/s}$)

L = Longueur du dessableur (m)

l = Largeur du dessableur (m) ; on fixe la largeur du dessableur à 1.5m

Q = Débit (m³/s)

Ainsi, les valeurs de h et L sont :

$$Q = V \cdot S = V_c \cdot L \cdot l \quad \rightarrow \quad L = \frac{Q}{l \cdot V_c} \quad \text{Et} \quad h = \frac{Q}{V_h \cdot l}$$

➤ Variante 1

Paramètres	Unités	SP1	SR1	SR2
Vitesse de chute	m/s	0.019	0.019	0.019
Vitesse horizontal	m/s	0.3	0.3	0.3
largeur	m	0.80	0.80	0.80
Hauteur	m	0.65	0.23	0.1
Longueur	m	10.03	3.47	1.16
Surface	m	8.02	2.78	0.93

Tableau 33: Caractéristiques des dessableurs Variante 1

➤ Variante 2

Paramètres	Unités	SP1	SR1	SR2
Vitesse de chute	m/s	0.019	0.019	0.019
Vitesse horizontal	m/s	0.3	0.3	0.3
largeur	m	0.80	0.8	0.8
Hauteur	m	0.16	0.22	0.09
Longueur	m	2.44	3.34	1.41
Surface	m	1.95	2.67	1.13

Tableau 34: Caractéristiques des dessableurs Variante 2

4.4.3.4 Bâche de pompage

La bâche d'aspiration de la station de pompage constitue un volume tampon permettant de réguler le fonctionnement des pompes. Son volume total doit être suffisant pour :

- Abriter les pompes à installer et permettre leur manipulation par le personnel ;
- Que le nombre de déclenchements par heure des pompes ne dépasse pas une valeur maximale donnée par le constructeur.

Le volume de la bache est donné par la relation :

$$V = \frac{0,9 \times Q}{n z} \quad \text{Avec}$$

- V : volume de la bache
- z : nombre maximal de démarrage par heures
- n : nombre de pompes adoptés (pompe de secours non comprise)
- Q : le débit à pomper en l/s

Le nombre maximal de démarrage par heure est fonction de la puissance des groupes électropompes, afin de tenir compte de la fatigue de ceux-ci. Les valeurs suivantes sont recommandées :

Puissance nominale du moteur (kw)	Z : nombre max de démarrage / h
P <7,5	15
7,5 < P < 50	12
P > 50	10

Tableau 35: Z max. admissible en fonction de la puissance nominale du moteur

Les tableaux ci-dessous présentent les calculs effectués pour les baches de pompage des deux variantes.

➤ **Variante 1 :**

Paramètres	Unité	SP1	SR1	SR2
Débit de pointe	l/s	156	54	18
Débit pompe	l/s	156	54	18
Nombre de pompes installées	unité	2	2	2
Nombre de pompes en fonctionnement	unité	1	1	1
Nombre de démarrage par heure	unité	10	10	10
Volume utile bache	m ³	14.04	4.86	1.62
Hauteur utile	m	1.30	1.30	1.30
Diamètre calculé bache	m	3.71	2.18	1.26
Profondeur conduite d'arrivée	m	4.18	2.66	5.45
Profondeur bache calculée	m	5.78	4.26	7.05
Diamètre adopté	m	4	2.5	1.50
Profondeur adoptée	m	6.00	4.50	7.00

Tableau 36: Calculs de la bache de pompage variante 1

➤ **Variante 2 :**

Paramètres	Unité	SP1	SP2	SR 1
Débit moyen	l/s	38	52	22
Débit de pointe	l/s	38	52	22
Débit pompes	l/s	38	52	22
Nombre de pompes installées	unité	2	2	2
Nombre de pompes en fonctionnement	unité	1	1	1
Nombre de démarrage par heure	unité	10	10	10
Volume utile bêche	m ³	3.42	4.68	1.98
Hauteur utile	m	1.30	1.30	1.30
Diamètre calculé bêche	m	1.83	2.14	1.39
Profondeur regard d'arrivée	m	2.46	2.66	3.01
Profondeur bêche calculée	m	4.06	4.26	4.61
Diamètre adopté	m	2.50	2.50	2.50
Profondeur adoptée	m	4.50	4.50	4.70

Tableau 37: Calculs de la bêche de pompage (variante 2)

4.4.3.5 Conduite de refoulement

Le diamètre économique est calculé selon la formule de Bonin : Déco= Q^{0.50}.

Puis un diamètre commercial est adopté et enfin les pertes de charges sont calculées.

Les pertes de charge totales engendrées sont données par la formule suivante en fonction du débit transitant par la conduite de refoulement :

$$H_{fl} = 10.29 \times \frac{Q^2 \times Leq}{K^2 \times D^{\frac{16}{3}}}$$

K étant la rugosité selon Manning-Strickler

Leq : (1.1* longueur totale conduite) longueur équivalente de la conduite de refoulement en prenant en compte les pertes de charge singulières (10% pertes de charges linéaires)

Q : débit de fonctionnement de la pompe en m³/s

D : diamètre de la conduite de refoulement en m.

Le diamètre sera choisi de façon à limiter les pertes de charges.

➤ **Cas de la variante 1 :**

La conduite de refoulement principale quittera la station de la SP1 pour suivre le long des filaos avant d'arrivé au niveau de la station de traitement de la SHS. Son profil en long et sa vue en plan sont fournis en annexes. Les données de dimensionnement de la principale conduite de refoulement sont les suivantes :

- Débit de pompage : 158 l/s
- Longueur de refoulement : 5765 ml

Paramètres	Unité	SP1	SP2	SR 1
Débit de fonctionnement pompe	l/s	156	54	18
Longueur conduite de refoulement	ml	5 798	1 184	912
Diamètre conduite de refoulement	mm	400	250	200
Pertes de charge totale Hf	ml	26.13	7.84	2.21
Côte radier bêche	m	4.56	6.37	0.95
Côte point haut refoulement	m	11.79	16.65	12.74
Hauteur géométrique	m	7.23	10.28	11.79
Hauteur manométrique totale HMT calculée	m	33.36	18.12	14.00
Hauteur manométrique totale HMT adoptée	m	33.36	18.12	14.00
Rendement	%	60%	60%	60%
Puissances	KW	85.04	15.99	4.12

Tableau 38: Résultats du dimensionnement des conduites de refoulement V1

On choisira des pompes de caractéristiques suivantes :

- ✚ SP1
 - Q = 156 l/s
 - HMT = 33.36 m
- ✚ SR1
 - Q = 54 l/s
 - HMT = 18.12 m
- ✚ SR2
 - Q = 18l/s
 - HMT = 14m

➤ **Cas de la variante 2 :**

La conduite de refoulement principale quittera la station de la SP1 pour suivre le long des filaos avant d'arriver au niveau de la station de traitement de la SHS. Celle de la SP2 moins longue rejoint la station de traitement de SHS. Son profil en long et sa vue en plan sont fournis en annexe. Les données de dimensionnement de la principale conduite de refoulement sont les suivantes :

- Débit de pompage : 38 l/s et 52 l/s
- Longueur de refoulement : 3 430 ml et 1 184ml

Paramètres	Unité	SP1	SP2	SR 1
Débit de fonctionnement pompe	l/s	38	52	22
Longueur conduite de refoulement	ml	3 430	1 184	624
Diamètre conduite de refoulement	mm	250	250	200
Pertes de charge totale Hf	ml	11.25	7.27	2.26
Côte radier bêche	m	6.06	6.37	3.25
Côte point haut refoulement	m	12.24	16.65	7.5
Hauteur géométrique	m	6.18	10.28	4.25
Hauteur manométrique totale HMT calculée	m	17.43	17.55	6.51
Hauteur manométrique totale HMT adoptée	m	17.43	17.55	6.51
Rendement	%	60%	60%	60%
Puissances	KW	10.82	14.91	2.34

Tableau 39: Résultats du dimensionnement des conduites de refoulement V2

On choisira des pompes de caractéristiques suivantes :

- ✚ SP1

- Q = 38 l/s
- HMT = 17.43 m

✚ SP2

- Q = 52 l/s
- HMT = 17.55 m

✚ SR1

- Q = 22l/s
- HMT = 6.51m

4.4.3.6 Dispositif anti bélier

Le coup de bélier ou augmentation instantanée de la pression peut avoir lieu dans les canalisations à fonctionnement continu avec ou sans pression, dans le cas d'une variation brusque du débit. Parmi les facteurs de variation du débit les plus fréquents, on peut citer l'ouverture ou la fermeture d'une vanne, le démarrage ou l'arrêt d'une pompe, ou bien l'interruption de l'alimentation électrique.

Pour déterminer la nécessité de mesures anti-bélier (réservoir anti-bélier ou autres) y compris un calcul détaillé hydraulique, une estimation a été réalisée. La formule utilisée pour calculer le facteur K est la suivante:

$$K = \frac{L \times V}{\sqrt{HMT}}$$

Avec :

L : Longueur de la conduite de refoulement en m,

V : Vitesse dans la conduite

HMT: Hauteur manométrique de la pompe en m.

Si ce facteur K est supérieur à 70, un calcul détaillé des mesures anti-bélier est nécessaire.

- **Amplitude (a) des surpressions et dépressions**

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{ksD}{e}}}$$

Elle est donnée par la formule suivante :

Avec :

a : Célérité de l'onde

D : diamètre de la conduite

ks : rugosité de la conduite

e : épaisseur de la conduite

La protection contre les dépressions sera assurée par un by-pass entre le collecteur de refoulement et la bache de réception, équipé d'un clapet et d'une crépine et qui permettra l'aspiration directe à partir de la bache en cas de dépression. A cet effet, on réservera une tranche d'eau permanente au-dessus de la crépine du by-pass. Le volume de cette tranche correspond à la compensation du débit refoulé pendant la durée de l'aller-retour de l'onde du coup de bélier et le volume.

- **Estimation du temps de propagation de l'onde : T**

Le coup de bélier dans un réseau sous pression est généralement le résultat de l'ouverture ou fermeture brusque d'une vanne. "Une fermeture brusque" signifie qu'elle se produit dans un temps inférieur ou égal à $T = 2 L/a$. Avec :

T : Temps de propagation des ondes

a : Célérité de l'onde

L : Longueur de la conduite de refoulement.

Le volume nécessaire se calcule comme suit :

$$V = T \times Q$$

Où T est le Temps de propagation des ondes et Q le Débit de refoulement.
Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau suivant.

➤ **Cas de la variante 1 :**

Paramètres	Unité	SP1	SR1	SR2
Longueur conduite de refoulement	m	5 765	1 192	898
Hauteur Manométrique Totale : HMT	m	33.36	18.12	14.00
Débit de refoulement dans la conduite : Q	m ³ /s	0.156	0.054	0.018
Diamètre de la conduite : Φ	m	0.362	0.212	0.212
Vitesse dans la conduite : v	m/s	1.52	1.53	0.51
Facteur K		1 515.28	429.35	122.66
Epaisseur de la conduite	m	0.014	0.014	0.014
Coefficient de rugosité : ks		90	90	90
Amplitude des surpressions et dépressions: a	m/s	200	259	259
Durée de l'aller-retour du coup de bélier : T	s	57.77	9.20	6.93
Volume du ballon anti bélier calculé V	m ³	9.01	0.50	0.12
	l	9 012	497	125
Volume du ballon anti bélier adopté	l	9 020	500	130

Tableau 40: Calcul du dispositif anti bélier variante 1

➤ **Cas de la variante 2**

Paramètres	Unité	SP1	SP2	SR1
Longueur conduite de refoulement	m	3 519	1 989	615
Hauteur Manométrique Totale : HMT	m	17.43	17.55	6.51
Débit de refoulement dans la conduite : Q	m ³ /s	0.038	0.052	0.022
Diamètre de la conduite : Φ	m	0.212	0.212	0.212
Vitesse dans la conduite : v	m/s	1.08	1.48	0.62
Facteur K		909.48	701.23	150.63
Epaisseur de la conduite	m	0.014	0.014	0.014
Coefficient de rugosité : ks		90	90	90
Amplitude des surpressions et dépressions: a	m/s	259	259	259
Durée de l'aller-retour du coup de bélier : T	s	27.16	15.36	4.75
Volume du ballon anti bélier calculé V	m ³	1.03	0.80	0.10
	l	1 032	799	104
Volume du ballon anti bélier adopté	l	1 035	800	110

Tableau 41: Calcul du dispositif anti bélier variante 2

4.4.3.7 Bilan énergétique

La puissance de la station de pompage devra prendre en compte les éléments suivants :

- La pompe en fonctionnement et au démarrage ;
- Le dégrilleur automatique ;
- Un éclairage intérieur et extérieur ;
- Une réserve de puissance équivalente au moins à 10% des besoins totaux.

On prendra un projecteur de puissance 200 W et un éclairage interne de puissance 100 W.

La puissance totale est alors :

$$P_t = P_{\text{pompe}} + P_{\text{dégrilleur}} + P_{\text{éclairage}} + P_{\text{réserve}}$$

Une puissance de **20 Kw** sera suffisante en régime établi.

Le dimensionnement détaillé du transformateur (si nécessaire) et du groupe électrogène aux conditions de fonctionnement en régime établi et en régime transitoire sera effectué dans les études techniques détaillées.

4.4.4 Station de traitement des eaux usées

4.4.4.1 Localisation de la STEP

La station d'épuration de Guédiawaye située au cœur des habitations se localise par les coordonnées rectangulaires (X : 241189 ; Y : 1635189).



Figure 25: Localisation de la STEP

4.4.4.2 Conception et dimensionnement de la STEP à l'horizon 2030

4.4.4.2.1 Débits de dimensionnement

Les débits d'eaux usées à l'horizon du projet sont consignés dans le tableau suivant :

Commune d'arrondissement	Rejets domestiques en (m³/j)	
	2015	2030
Rejet EU domestique	9'152	13'773
Golf Sud	1'533	2'250
Sam Notaire	1'405	2'121
Diarème Limamoulaye	3'810	5'767
Wakhinane Nimzatt	1'494	2'261
Médina Gounass	910	1'374
Rejet EU non domestique	717	1'070
Rejet EU total Guédiawaye	9'869	14'843

Tableau 42: Estimation des débits à l'horizon du projet

4.4.4.2.2 Charges de dimensionnement

Dans ce paragraphe sont calculées les charges polluantes pour l'horizon 2030.

La demande biochimique en oxygène pendant 5 jours (DBO5), exprimée en gramme de DBO/hab. j constitue la principale donnée pour l'établissement des capacités biologiques des stations d'épuration.

La demande chimique en oxygène (DCO), correspond à la quantité d'oxygène consommée par l'oxydation des matières oxydables par du bichromate de potassium à chaud et en milieu acide dans un litre de solution. Elle représente la majeure partie des composés organiques ainsi que des sels minéraux oxydables. Elle donne une bonne indication de la charge globale de pollution. Le rapport DCO/DBO vaut en général entre 1.8 et 2 pour les eaux usées domestiques.

L'azote total (N), est un paramètre cumulatif qui englobe les composés azotés organiques (p. ex. urée, peptides, protéines) et inorganiques (p. ex. ammonium, ammoniac). Le rapport N/ DBO retenu est de 1/4.

Les matières en suspension (MES) désignent l'ensemble des particules minérales et/ou organiques insolubles dans l'eau.

La campagne annuelle de mesures de la qualité des eaux usées réalisée par l'ONAS à l'entrée de la STEP fournit les résultats suivants :

Paramètres	Caractéristiques des eaux usées brutes						
	2010	2011	2012	2013	2014	2015	Moyenne
MES (mg/l)	429	436	370	490	316	421	410.33
DBO5 (mg/l)	694	708	708	712	697	792	718.5
DCO (mg/l)	1 305	1 226	1 150	1 043	1 172	1 339	1205.83
DCO/DBO ₅	1.88	1.73	1.47	1.46	1.68	1.69	1.65
CF (UCF/100ml)	1.7.10 ⁶	-	-	6.8.10 ⁶	6.8.10 ⁶	9.210 ⁶	6.1210 ⁶

Tableau 43: Concentrations moyennes durant 6 ans d'exploitation

Les charges de pré-dimensionnement calculées à l'horizon du projet seront ainsi retenues pour la suite de l'étude.

Horizon	Unités	2030
Débit de dimensionnement	m ³ /j	14843
Equivalent habitant	EH	
Charge Eaux Usées		
DBO5	kg/j	10664,69
DCO	kg/j	17898,13
MES	kg/j	10664,69
N	kg/j	1885,06
P	kg/j	371,01
Concentrations moyennes		
DBO5	mg/l	718,5
DCO	mg/l	1205,83
MES	mg/l	410,33
N	mg/l	127
P	mg/l	25

Tableau 44: Données entrantes à la STEP

4.4.4.2.3 Dimensionnement à l'horizon 2030

La réhabilitation du système de traitement à boue activée doit faire l'objet d'un redimensionnement des différents ouvrages constituant la filière de traitement. La conception sera basée sur le débit à l'horizon du projet 2030. Les différentes phases de traitement de chaque option sont représentées dans le tableau suivant :

Phases	Option 1	Option 2	Option 3
Prétraitement	Dégrilleur-couplage dessableur dégraisseur	Dégrilleur-couplage dessableur dégraisseur	Dégrilleur-couplage dessableur dégraisseur
Traitement biologique	Bassin biologique	Bassin biologique	Bassin biologique
Traitement secondaire	Clarificateur	Clarificateur	Clarificateur
Traitement tertiaire	Bassin de désinfection	Bassin de désinfection	Bassin de désinfection
Traitement de boues	Lit de séchage	Épaississeur de boues + déshydratation de boues	Bio-digesteur

Tableau 45: Présentation des phases de traitement

4.4.4.2.3.1 Ouvrages de prétraitement

a) Dégrilleur

Le dégrillage est le premier poste de traitement pour les eaux résiduaires, il permet de :

- Protéger les ouvrages en aval contre l'arrivée de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages ;
- Séparer et évacuer facilement les matières volumineuses charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire l'efficacité du traitement.

On distingue trois types de dégrilleurs :

- Dégrilleur fin : écartement inférieur à 10 mm ;
- Dégrilleur moyen : écartement de 10 à 40 mm ;
- Dégrilleur grossier : écartement supérieur à 40 mm.

Paramètres	Valeurs
Diamètre des barreaux (mm)	8 – 10
Espacement entre les barres (mm)	10 – 50
Pente par rapport à l'horizontal (°)	70– 85
Vitesse à travers les grilles (m/s)	0,6 – 0,9
Pertes de charges admissibles (mm)	150

Tableau 46: Données de conception du dégrilleur

➤ **Hypothèses de calcul**

Soit un dégrilleur mécanique ayant les caractéristiques suivantes :

- Vitesse à travers la grille : $v = 0.8 \text{ m/s}$.
- Angle d'inclinaison : $\theta = 70^\circ$
- $\beta = 1.79$ pour les barreaux circulaires.
- Espacement entre les barreaux : $e = 25 \text{ mm}$.
- Barreaux circulaires de diamètre : $b = 10 \text{ mm}$.
- Largeur de la grille $L = 1 \text{ m}$.
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

➤ **Pré-dimensionnement**

La superficie ouverte de la grille est donnée par la formule :

$$S = \frac{Q}{V * a * c}$$

Avec :

Q : Débit maximal à travers la grille.

V : Vitesse de l'écoulement à travers la grille

a : Coefficient de passage libre donné par la relation

$$\frac{\text{diamètre des barreaux}}{(\text{diamètre des barreaux} + \text{espacement entre les barreaux})}$$

- c : Coefficient de colmatage dépendant de la qualité de l'eau et du système de reprise des résidus.
0.1 < C < 0.3 pour une grille manuelle.
0.4 < C < 0.5 pour une grille automatique.

La hauteur de la grille est donnée par la relation :

$$\text{Hauteur de la grille} = \frac{\text{Superficie ouverte}}{\text{Largeur de la grille}}$$

Le nombre de barreaux est donnée par la relation suivante :

La largeur de la grille égale $L = L = N_e \cdot e + N_b \cdot b$

Avec:

Nb : Nombre des barreaux

Ne : Nombre d'espacement

e : espacement entre les barreaux

b: diamètre des barreaux

Or $N_e = N_b + 1$

$$N_b = \frac{\text{Largeur de la grille} - \text{Espacement entre les barreaux}}{\text{Espacement} + \text{Diamètre des barreaux}}$$

Les pertes de charge à travers la grille sont données par l'équation de Kirchmer :

$$\Delta h = \beta * \left(\frac{b}{e}\right)^{4/3} * \left(\frac{v^2}{2g}\right) \sin \theta$$

Avec:

- e : espacement entre les barreaux ;
- b : diamètre des barreaux
- θ: angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.
- β: coefficient qui tient compte de la forme des barreaux.

Les dimensions de la grille sont données dans le tableau suivant :

Désignation	Unité	Valeur
Surface de la grille	m ²	1.7
Hauteur de la grille	m	1.7
Nombre de barreaux	Unité	25.0
Pertes de charge	mm	10.4

Tableau 47: Dimensions de la grille

b) Dessableur-Dégraisseur :

Le dessableur est un ouvrage dans lequel les particules denses, dont la vitesse d'écoulement est inférieure à 0,3 m/s se déposent. Il s'agit principalement des sables. Il est en effet souhaitable de les récupérer en amont de la station plutôt que de les laisser s'accumuler en certains points (bassin d'aération,). Par ailleurs, ils limitent la durée de vie des pièces métalliques des corps de pompe ou d'autres appareillages (effet abrasif, ...) et colmatent les canalisations.

Dessableur

➤ **Hypothèses de calcul**

- Le temps de séjour de l'eau (Ts) dans le dessableur est de 1 à 5 minutes ;
- La hauteur de dessableur est de 1 à 3 m ;
- La quantité d'air à injecter est estimée de 1 à 1,5 m³ par m³ d'eaux usées ;
- Le dessableur élimine 80% de matières minérales présentes dans les eaux usées. La matière minérale représente 20% environ de la charge en matière en suspension (MES), les 80% restants, représentent les matières volatiles en suspension (MVS). Les différents critères de conception sont donnés dans le tableau suivant :

Critère de conception	Valeurs	Unités
Débit journalier de rejet	14843.00	m ³ /j
Débit moyen horaire	618.46	m ³ /h
Débit moyen horaire	171.79	L/s
Coefficient de pointe	1.69	-
Débit de pointe du projet	1045.7	m ³ /h
Hauteur du dessableur	3.0	m
Temps de rétention (Tr)	3.0	min

Tableau 48: Critère de conception du dessableur

➤ **Prédimensionnement du dessableur**

- **Volume du dessableur** : On adoptera un dessableur circulaire, le volume du dessableur est donné par :

$$V = Q_p \cdot T_s$$

Avec Q_p : débit de pointe

T_s : temps de séjour

- **Diamètre du dessableur** : le diamètre du dessableur est donné par :

$$D = \sqrt{4 \cdot \frac{V}{\pi \cdot h}}$$

- **Débit volumique d'air à injecter** : la quantité d'air à injecter est donnée par la relation :

$$Q_{\text{aire}} = Q_p \times V$$

Avec V : volume d'air à injecter (m³ / m³)

- **Quantité de matières éliminées par le dessableur**

Le dessableur élimine 80% de la matière minérale existante dans les eaux usées. La matière minérale représente 20% de la charge en matière en suspension (MES), les 80% restants, représentent les matières volatiles en suspension (MVS). Les résultats suivants sont obtenus :

Désignation	Unité	Valeur
Temps de séjour	min	3.0
Hauteur	m	3.0
Volume	m ³	52.3
Diamètre	m	4.7
Débit d'air injecté	m ³ /s	0.4
Quantité de MM éliminée	kg/j	974.5
Quantité de MES sortant	kg/j	5116.0

Tableau 49: Résultat prédimensionnement du dessableur

□ Dégraisseur

Pour le pré-dimensionnement d'un dégraisseur, une vitesse ascensionnelle (V_a) des particules de graisse doit être fixée. Le tableau ci-dessus résume les valeurs des différents paramètres nécessaires au pré dimensionnement.

Paramètres	Intervalle	Valeur retenue
Vitesse ascensionnelle (m/ h)	10-20	15
Temps de séjour (min)	3-8	8

Tableau 50: Paramètres de dimensionnement du dégraisseur

La surface et le volume du dégraisseur sont donnés par les relations suivantes :

$$S = \frac{Q_p}{V_a} \text{ et } V = Q_p \times T_s$$

Les résultats suivants sont obtenus :

Paramètres	Valeur
Surface (m ²)	69.71
Volume (m ³)	139.42
Hauteur	2
Diamètre (m)	9.421

Tableau 51: Résultat du dimensionnement du dégraisseur

Étant donné qu'il y a couplage des ouvrages dessableur et dégraisseur, au vu des résultats obtenus, le dégraisseur impose son diamètre.

Les résultats suivants sont obtenus pour le couplage dessableur-dégraisseur :

Paramètres	Valeur
Surface (m ²)	69.71
Volume (m ³)	139.42
Hauteur	2
Diamètre (m)	9.421

Tableau 52: Dimensionnement du dessableur – dégraisseur

4.4.4.2.3.2 *Ouvrage de traitement biologique*

Le bassin biologique est un réacteur biologique dans lequel s'effectue l'élimination de la matière organique par les microorganismes aérobies. Il constitue un élément fondamental de la filière boues activées. Par hypothèse, le traitement par les boues activées sera à moyenne charge.

La méthodologie :

- Déterminer la charge polluante en DBO5 à l'entrée du bassin d'aération. Les charges polluantes en DBO5 à l'entrée du bassin d'aération seront notées (**L0**) **DBO5=L0** ;
- Calculer la concentration en DBO5 en respectant les normes de rejet établies par l'OMS (40 mg/L) ou du pays en question.
- Déterminer le volume du bassin biologique. Avec : $C_m = 0,4 \text{ kg DBO5/kg MVS/j}$ (traitement des effluents avec une charge moyenne)

$$C_m = \frac{[DBO5]*Q}{V*[MVS]}$$

Avec $[DBO5]$: Concentration en DBO5 (kg / m³)

$[MVS]$: Concentration en matière volatile sèche (kg/ m³)

V : volume du bassin biologique (m³)

Q : débit d'eau usées (m³/ j)

Données de base	Valeurs	Unités
Débit journalier	14843.00	m ³ /j
Débit moyen horaire	618.5	m ³ /h
Coefficient de pointe	1.69	
Débit de pointe du projet	1045.7	m ³ /h
Hauteur bassin d'aération	8	m
Concentration en matière volatile sèche	4	Kg/ m ³
Flux polluant en DBO5 à traiter	9944.81	Kg/m ³

Tableau 53: Paramètres de conception du bassin biologique

Le tableau ci-dessous nous présente les dimensions du bassin biologique

Désignation	Unité	Valeur
Nombre de bassin	U	2.0
Hauteur	m	8.0
Volume	m ³	3107.8
Surface	m ²	388.5
Diamètre	m	22.5

Tableau 54: Résultat du dimensionnement du bassin biologique

4.4.4.2.3.3 Ouvrage de traitement secondaire

Le clarificateur a pour but la séparation des floccs biologiques de l'eau à épurer. Les boues posées dans le clarificateur sont recirculées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries. Les boues en excès sont évacuées vers les lits de séchage.

Les hypothèses de calculs et les résultats de pré-dimensionnement sont les suivants :

- Le calcul de la surface est donné par la relation : $S = \frac{Qm}{\tau}$
- Le volume du clarificateur déterminé par la relation : $V = Qm \times Tr$

Les données de bases sont mentionnées dans le tableau suivant :

Données de base	Valeurs	Unités
Taux de débordement (τ)	3	m ³ /h/m ²
Temps de rétention (Tr)	1.5	h
Débit journalier	14843.00	m ³ /j
Débit moyen horaire	618.5	m ³ /h
Coefficient de pointe	1.69	
Débit de pointe du projet	1045.7	m ³ /h
Hauteur clarificateur	4.5	m

Tableau 55 :Données de base du traitement secondaire

Les résultats du clarificateur sont donnés dans le tableau suivant :

Dimensions du clarificateur	Valeurs	Unités
Qp	1045.65	m ³ /h
(τ)	3	m ³ /h/m ²
Surface	348.55	m ²
Volume	1568.47	m ³
Nombre de clarificateur	2.00	
Surface unitaire du clarificateur	174.27	m ²
Volume unitaire du clarificateur	784.23	m ³
Diamètre clarificateur	14.90	m

Tableau 56 : Dimensions du clarificateur

4.4.4.2.3.4 Ouvrage de traitement tertiaire

Le traitement tertiaire se déroule au niveau du bassin de désinfection. Les dimensions du bassin de désinfection seront identiques à celles du clarificateur mais de forme différente, puisque c'est le même débit d'eau à traiter.

Dimensions du bassin de désinfection	Valeurs	Unités
Qp	1045.65	m ³ /h
(τ)	3	m ³ /h/m ²
Surface	348.55	m ²
Volume	1568.47	m ³
Nombre de bassin	2.00	
Surface unitaire	174.27	m ²
Volume unitaire	784.23	m ³
Longueur	16.5	m
Largeur	11	m

Tableau 57: Dimensions du bassin de désinfection

4.4.4.2.3.5 Ouvrage de traitement des boues

➤ Option 1 : Lit de séchage

- **Détermination de la production journalière de boues**

Une production de boues égale à 80 % de la charge en DBO₅ éliminée (Le) est retenue P = 0,8 x Le
Avec :

P = Production journalière de boues (kg MS)
Le = Masse journalière de DBO5 éliminée (kg DBO5/j).

○ **Détermination de la quantité de boues**

La quantité de boues est donnée par la relation suivante : $B = P * A$

Avec :

B : quantité de boues en kgMS
P : production journalière de boues (kg MS)
A : age de boues (15 jours)

○ **Détermination du débit de boue à soutirer**

La relation utilisée pour calculer le débit de boue est la suivante :

$$Q = \frac{m}{X}$$

Avec X, la concentration en biomasse, soit 4 kg/ m3 et m, la masse de boues MVS en KgMVS .

Paramètres	Valeurs	Unités
Production de boues	7955.85	kgDBO/jour
Age des boues	15	jour
Quantité de boues MS	119337.7	kg de MS
Quantité de boues MVS	95470.2	kg de MVS

Tableau 58 : Evaluation de la quantité de boues

Ce tableau présente les données de base qui nous ont guidé dans le pré-dimensionnement des lits de séchage.

Données de base	Valeurs	Unités
Charge admissible	200	KgMS/m2/an
Concentration en MES	20	(KgMS/m3)
Débits de boues à refouler sur les lits	146000	m3/an
Estimation du flux	2920000	(KgMS/ an)
Surface totale de lits nécessaires	14600	m2
Surface d'un lit	300	m2
Nombre de lit calculé	48.67	

Tableau 59 : Données de bases

Les différents résultats du lit de séchage sont consignés dans le tableau suivant :

Désignation	Unité	Valeur
Nombre de lits	U	48.0
Longueur	m	30.0
Largeur	m	10.0
Surface	m2	300.0
Surface totale	m2	14600.0

Tableau 60: Caractéristiques dimensionnelles des lits de séchage non plantés

➤ **Option 2 : Epaisseur de boues + Déshydratation de boues**

a) **Pré-dimensionnement de l'épaisseur**

Les épaisseurs de boues seront conçus sur la base de la production journalière de boue, donnée par la relation suivante :

Production de boues = charge polluante en DBO₅ entrante X 0,8.

Sur cette base on détermine les dimensions de l'épaisseur.

Q (m3/j)	Temps de rétention (h)	Volume (m ³)	hauteur (m)	Superficie (m ²)	Diamètre (m)
400	0,8	320	3,5	91,4	10,8

Tableau 61: Résultat du dimensionnement de l'épaisseur de boues

4.4.4.3 Comparaison des options

Option 1 : propose une extension du système en place, par le renforcement des ouvrages en place, son exutoire sera le rejet en mer. L'option 1 favorise ainsi une épuration complète des eaux usées, mais au regard du pré dimensionnement des ouvrages, la superficie nécessaire pour le renforcement des ouvrages sera un inconvénient majeur pour le choix de cette option.

Option 2 : propose une extension du système en place, par le renforcement des ouvrages, son exutoire sera le bassin biologique de la station de Cambérène. L'option 2 favorise ainsi une épuration complète des eaux usées, mais au regard du pré dimensionnement des ouvrages, la superficie nécessaire pour le renforcement des ouvrages sera un inconvénient majeur pour le choix de cette option, mais l'option 2 reste la meilleure option en terme de gain d'espace par rapport à l'option 1, vu suppression des lits de séchage.

Option 3 : propose une extension du système en place, par le renforcement des ouvrages , son exutoire sera la station de pompage en fin de traitement du système de traitement de Cambérène. L'option 3 favorise ainsi une épuration complète des eaux usées, mais au regard du pré dimensionnement des ouvrages, la superficie nécessaire pour le renforcement des ouvrages sera un inconvénient majeur pour le choix de cette option. L'option 3 au vu du gain d'espace en comparaison à l'option 1 et 2 sera l'option la plus optimale car la station SHS de Guédiawaye est au cœur des habitations aujourd'hui et une extension des ouvrages n'est pas évident.

Ouvrages proposés	Option 1	Option 2	Option 3
Débit de conception	14843 m3/j	14843 m3/j	14843 m3/j
Prétraitement	<p>Dégrilleur Surface : 1.7 m² Hauteur : 1.7 m Nombre de barreau : 25 Perte de charge : 10.4</p> <p>Déssableur-dégraisseur Surface : 69.71 m² Volume : 139.42 m³ Hauteur : 2 Diamètre : 9.5 m</p>	<p>Dégrilleur Surface : 1.7 m² Hauteur : 1.7 m Nombre de barreau : 25 Perte de charge : 10.4</p> <p>Déssableur-dégraisseur Surface : 69.71 m² Volume : 139.42 m³ Hauteur : 2 Diamètre : 9.5 m</p>	<p>Dégrilleur Surface : 1.7 m² Hauteur : 1.7 m Nombre de barreau : 25 Perte de charge : 10.4</p> <p>Déssableur-dégraisseur Surface : 69.71 m² Volume : 139.42 m³ Hauteur : 2 Diamètre : 9.5 m</p>
Traitement biologique	<p>Bassin biologique Nombre : 02 Volume : 3107.8 m³ Surface : 388.5 m² Hauteur : 8 Diamètre : 22.5 m</p>	<p>Bassin biologique Nombre : 02 Volume : 3107.8 m³ Surface : 388.5 m² Hauteur : 8 Diamètre : 22.5 m</p>	<p>Bassin biologique Nombre : 02 Volume : 3107.8 m³ Surface : 388.5 m² Hauteur : 8 Diamètre : 22.5 m</p>
Traitement secondaire	<p>Clarificateur Nombre : 02 Volume : 784.23 m³ Surface : 174.27 m² Hauteur : 4.5 Diamètre : 14.9 m</p>	<p>Clarificateur Nombre : 02 Volume : 784.23 m³ Surface : 174.27 m² Hauteur : 4.5 Diamètre : 14.9 m</p>	<p>Clarificateur Nombre : 02 Volume : 784.23 m³ Surface : 174.27 m² Hauteur : 4.5 Diamètre : 14.9 m</p>
Traitement tertiaire	<p>Bassin de désinfection Nombre : 2 Volume : 784.23 m³ Surface : 174.27 m² Longueur : 16.5 m Largeur : 11 m</p>	<p>Bassin de désinfection Nombre : 2 Volume : 784.23 m³ Surface : 174.27 m² Longueur : 16.5 m Largeur : 11 m</p>	<p>Bassin de désinfection Nombre : 2 Volume : m³ Surface : 174.27 m² Longueur : 16.5 m Largeur : 11 m</p>
Traitement de boues	<p>Lits de séchage Nombre : 48 Surface : 300 m² Longueur : 30 m Largeur : 10 m</p>	<p>Epaississeur de boues Volume : 320 m³ Surface : 91.4 m² Hauteur : 3,5 Diamètre : 10.8 m</p>	
Rejet	Mer	Bassin biologique de la station de Cambéréne	Station de pompage à la sortie de la station de Cambéréne

Tableau 62: Comparaison des options de traitement des eaux usées

4.4.4.4 Ouvrages annexes

Il existe déjà un mur de clôture qui sera renforcé si besoin, pour limiter l'accès aux personnes étrangères et aux animaux avec la réhabilitation du bâtiment d'exploitation. Il devra abriter un local de gardiennage, un laboratoire de base, un bureau pour le personnel de base et des toilettes conformément aux normes en vigueur au Sénégal. Une installation électrique est aussi nécessaire.

5. EVALUATION DES COUTS ET ALLOTISSEMENT

5.1. Consistance des travaux

5.1.1 Réseaux de collecte

Les travaux à prévoir pour le réseau d'assainissement concernent :

- La fourniture et pose de collecteurs en PVC type assainissement DN 250mm ;
- La fourniture et pose de canalisations de branchements en PVC type assainissement DN 160 mm ;
- La construction de regards de visite et de branchements avec des fermetures en fonte.

Ces travaux incluent les terrassements (déblais, remblais, évacuation de déblais excédentaires, apports de sable).

Les quantitatifs se présentent comme suit :

Description	Unité	Variante 1	Variante 2
Pose de canalisations			
Primaires	ml	9 846	11 202
Secondaire et tertiaire	ml	161 877	161 877
Fourniture et pose de tuyaux en PVC type assainissement			
Diamètre 250 mm	ml	167 473	172 929
Diamètre 315 mm	ml	1094	70
Diamètre 400 mm	ml	3049	80
Diamètre 600 mm	ml	107	-
Regards de visite y compris tampons en fontes			
Nombre de regards	unité	1316	1366

Tableau 63: Consistance des travaux sur le réseau

5.1.2 Station de pompage

Les travaux de réalisation de la station de pompage principale consistent en :

- Des terrassements pour les ouvrages de génie civil ;
- La réalisation des ouvrages de génie civil (local dégrilleur, dessableur, bêche de pompage, locaux techniques, salle de commande, mur de clôture) ;
- La fourniture et pose de matériel électromécanique, électriques et hydrauliques (pompes, groupes électrogènes, appareils électriques et de commande etc....) ;
- La fourniture et la pose de la conduite de refoulement pour une longueur totale de 5165 ml y compris terrassement et regards brise charge.

5.1.3 Station d'épuration

La réhabilitation de la station d'épuration des eaux usées nécessite pour chaque option :

- Acquisition de terrains ;
- Des terrassements y compris l'assèchement compte tenu de la profondeur du niveau de la nappe ;
- La réalisation des ouvrages de génie civil (local, dégrilleur, dessableur, bêche d'extraction sable, locaux techniques, mur de clôture, lits de séchage) ;
- La fourniture et pose de conduites de jonction.

5.2. Prix unitaire

L'estimation des coûts préliminaires des travaux se base principalement sur des expériences récentes réalisées dans le cadre des projets en cours pour le compte de l'ONAS dans la ville de Dakar.

Les prix sont actualisés et exprimés en FCFA Hors Taxes. Ces prix sont estimatifs et susceptibles d'être revus au stade de l'avant-projet détaillé.

5.3. Allotissement

En perspective des travaux et au égard de la consistance des travaux décrits plus haut, trois (2) lots sont proposés. Il s'agit :

- Lot 1 : Travaux de réalisation du réseau de collecte des eaux usées ;
- Lot 2 : Travaux de construction de la nouvelle station de pompage et des stations de relevage ;
- Lot 3 : Travaux de réhabilitation de la station d'épuration.

Pour la station d'épuration des eaux usée, trois options ont été étudiées, dans tous les cas d'option, les travaux suivants sont prévus :

- Réalisation ou réfection des ouvrages de prétraitement (ouvrage de réception des eaux brutes, dégrilleur, dessableur) ;
- Réalisation des différents bassins de la STEP selon l'option retenue ;
- Boues activées : décanteur primaire, bassin d'aération, décanteur secondaire, bassin de chloration, digesteur.
- Un mur de clôture de l'enceinte en agglos sur une hauteur de 1m.

L'estimation des couts d'investissement se base principalement sur des expériences récentes réalisées dans le cadre des projets en cours pour le compte de l'ONAS. L'évaluation des coûts s'effectue pour les trois options. Ces coûts sont obtenus à partir de ratios exprimés par équivalent habitant (FCFA/EH) ou par m³ d'eaux usées. Ces ratios sont issus d'autres projets d'assainissements effectués dans des contextes similaires en tenant compte d'une actualisation pour 2015.

Le coût des installations peut se déterminer en fonction de la capacité de la STEP, exprimée en fonction du nombre d'équivalent habitant (éq-hab).

Ainsi, il est souvent retenu que le cout d'investissement d'une station à boues activées est de l'ordre de 165.000 FCFA/équivalent habitant.

Sur la base de l'équivalent habitant, les différentes options présentent le même coût d'investissement car c'est le même procédé de traitement, le système de traitement à boue activée.

5.4. Coûts totaux des travaux

Les couts des travaux dépendent de la variante retenue et aussi de l'option retenue pour la STEP. Le récapitulatif est résumé dans le tableau ci-dessous.

N°	DESIGNATION	MONTANT (FCFA HTT)	
		Variante 1	Variante 2
Lot 1	Réseaux et branchements sociaux	3 172 709 562	3 161 265 861
Lot 2	Station de pompage	169 159 800	167 159 800
Lot 3	Option 1 - STEP	2 898 095 750	2 898 095 750
	Option 2- STEP	2 898 095 750	2 898 095 750
	Option 3- STEP	2 898 095 750	2 898 095 750
Coût des réalisations		6 239 965 112	6 226 521 411

Tableau 64:Récapitulatif du coût des travaux

5.5. Choix d'une variante :

Le tableau suivant présente de manière comparative les différentes caractéristiques des deux variantes :

Composantes	Variante 1	Variante 2
Linéaire Réseau gravitaire (ml)	171 723	181 257
Linéaire refoulement station principale (ml)	5 765	5 508
Profondeur bache station principale (m)	4	4/4.5
Nombre de stations de pompage	1 : (station principale)	2 stations de pompage
Linéaire refoulement poste de pompage (ml)	7 855	6123

Tableau 65: Comparaison des variantes de réseau

Les comparaisons techniques effectuées dans les chapitres précédents permettent de désigner la variante 1 comme étant la plus adaptée pour la ville de Guédiawaye. Mais l'évaluation des coûts des travaux a montré que la variante 2 est plus avantageuse du point de vue investissement. En effet cette différence de coût s'explique par la taille des diamètres des conduites.

Désignation	Option 1	Option 2	Option 3
Equivalent habitant	175 643	175 643	175 643
Coût d'investissement (FCFA)	2 898 095 750	2 898 095 750	2 898 095 750

Tableau 66: Coût d'investissement

Une rapide analyse environnementale permet de déduire que les impacts engendrés par la variante 1 sont beaucoup plus significatives.

L'analyse technique, économique et environnementale conduit le consultant à considérer dans le cadre de l'assainissement des eaux usées du département de Guédiawaye, la mise en œuvre de la variante 2 avec l'option 1 comme option de traitement comme solution idéale et réalisable à l'horizon 2030.

CONCLUSION

La méthodologie adoptée pour l'élaboration de l'avant-projet sommaire du département de Guédiawaye consiste en une collecte de documents et de données pour la mise en place de l'extension du réseau d'assainissement existant dans la zone. Cette étude couvre les communes de Médina Gounass, Wakhinane nimzatt, Sam Notaire, Ndiareme Limamoulaye et une partie de Golf Sud.

Il y est proposé un système collectif pour la collecte des eaux usées avec des stations de pompage et de relevage. Deux variantes ont été proposées et la comparaison technique, environnementale et financière a permis de choisir la deuxième variante comme celle à retenir.

Le coût d'investissement total pour cette variante s'élève à **6 226 521 411** FCFA pour l'horizon 2030.

BIBLIOGRAPHIE

1	Agence National de la Statistique et de la Démographie : Résultat du Recensement général de population nationale de 2013.
2	PDAL de Dakar rapport Ra6 : Etablissement des données de base 2009-2025
3	Etude d'actualisation du PDA de Dakar (Horizon 2025). SGI/EDE.2010
6	BECHAC, J.P; P. BOUTIN, B. MERCHER, P. NUER, Traitement des eaux usées, 1984

ANNEXES

Annexe 1	Résultats de dimensionnement des collecteurs
Annexe 2	Vue en plan du réseau
Annexe 3	Profils en long des conduites
Annexe 4	Estimation du coût des travaux
Annexe 5	Plan type de la station de pompage