



**REPUBLIQUE DU SENEGAL
MINISTERE DE L'HYDRAULIQUE ET DE
L'ASSAINISSEMENT**

**PLAN DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT DES VILLES
DE LINGUERE – KEBEMER ET DAHRA**



Rapport provisoire mission I

SOMMAIRE

<i>SOMMAIRE</i>	<i>1</i>
<i>LISTE DES TABLEAUX</i>	<i>5</i>
<i>LISTE DES FIGURES</i>	<i>7</i>
<i>LISTE DES PHOTOS</i>	<i>7</i>
<i>1. PRÉSENTATION DE LA VILLE DE LINGUÈRE</i>	<i>8</i>
<i>1.1. Situation géographique</i>	<i>8</i>
<i>1.2. Données physiques</i>	<i>8</i>
<i>1.2.1. Le relief</i>	<i>8</i>
<i>1.2.2. Les sols</i>	<i>9</i>
<i>1.2.3. Le climat</i>	<i>9</i>
<i>1.2.4. La pluviométrie</i>	<i>9</i>
<i>1.3. Données humaines</i>	<i>10</i>
<i>1.3.1. Démographie</i>	<i>10</i>
<i>1.3.2. Répartition de la population dans l'espace communal</i>	<i>10</i>
<i>1.3.3. Répartition de la population par âge</i>	<i>10</i>
<i>1.4. Etat des lieux de la gestion des eaux usées</i>	<i>10</i>
<i>1.4.1. Accès et utilisation de l'eau potable</i>	<i>11</i>
<i>1.4.2. Accès à l'assainissement</i>	<i>11</i>
<i>1.4.3. Typologie des ouvrages d'assainissement</i>	<i>11</i>
<i>1.4.4. Gestion des eaux usées</i>	<i>12</i>
<i>1.4.5. Niveau de satisfaction des ménages pour leurs ouvrages</i>	<i>13</i>
<i>1.4.6. Mode et cout d'entretien des ouvrages d'assainissement</i>	<i>14</i>
<i>1.5. Etat des lieux du drainage des eaux pluviales</i>	<i>14</i>
<i>1.5.1. Réseau de drainage actuel</i>	<i>14</i>
<i>1.5.2. Les quartiers les plus vulnérables</i>	<i>14</i>
<i>1.5.3. Les pluies du 26 aout 2017</i>	<i>14</i>
<i>2. DONNÉES DE BASE</i>	<i>16</i>
<i>2.1. Démographie</i>	<i>16</i>
<i>2.1.1. Proposition d'un taux de croissance</i>	<i>16</i>
<i>2.1.2. Evolution de la population et de sa répartition par quartiers à l'horizon 2032</i>	<i>17</i>

2.1.3.	<i>Habitat et taux d'imperméabilité</i>	17
2.2.	Evolution des ratios de consommation en eau	18
2.2.1.	<i>Consommation domestiques</i>	18
2.2.2.	<i>Consommations industrielles</i>	19
2.3.	Données topographiques	19
2.3.1.	<i>Le MNT</i>	19
2.3.2.	<i>Découpage en bassins versants</i>	20
2.4.	Données climatiques	22
2.4.1.	<i>Sources des données</i>	22
2.4.2.	<i>Température et Précipitation</i>	22
2.4.3.	<i>Analyse fréquentielle des précipitations maximales annuelles</i>	23
2.4.4.	<i>Intensité des précipitations</i>	25
2.4.5.	<i>Hydrographie : La vallée du Ferlo</i>	26
2.4.6.	<i>Irrigation</i>	26
2.5.	Données morphologiques	26
3.	ASSAINISSEMENT EAUX USEES	27
3.1.	Aptitude des sols et zonage d'assainissement	27
3.1.1.	<i>Méthodologie</i>	27
3.1.2.	<i>Unités pédologiques identifiées sur la commune</i>	27
3.1.3.	<i>Niveau de la nappe</i>	27
3.1.4.	<i>Synthèse</i>	27
3.2.	Objectifs du plan directeur d'assainissement	27
3.3.	Description des modes d'assainissement envisageables	27
3.3.1.	<i>Le système d'assainissement collectif</i>	28
3.3.2.	<i>Le système d'assainissement autonome</i>	29
3.3.3.	<i>Le système d'assainissement semi collectif</i>	30
3.4.	Choix du mode d'assainissement	31
3.5.	Options de traitement	33
3.5.1.	<i>Description des technologies de traitement envisageables pour les eaux usées</i>	33
3.5.2.	<i>Choix d'une option de traitement des eaux usées</i>	40
3.5.3.	<i>Description des technologies de traitement envisageables pour les boues de vidange</i>	41

3.5.4. <i>Choix d'un procédé de traitement des boues de vidange</i>	44
3.6. Choix du mode d'assainissement collectif	44
3.7. Critères et paramètres de conception	45
3.7.1. <i>Réseau gravitaire de collecte des eaux usées</i>	45
3.7.1.1. <i>Méthode de calcul</i>	45
3.7.1.2. <i>Définition des bassins versants</i>	46
3.7.1.3. <i>Conditions aux limites</i>	47
3.7.2. <i>Stations de pompage</i>	47
3.7.2.1. <i>Dégrillage</i>	47
3.7.2.2. <i>Dessablage</i>	49
3.7.2.3. <i>Bâche de pompage</i>	49
3.7.2.4. <i>Conduites de refoulement calcul des pertes de charges</i>	50
3.7.2.5. <i>Dispositif anti bélier</i>	51
3.7.3. <i>Bassins de lagunage</i>	52
3.8. Pré dimensionnement des ouvrages et équipement du programme d'assainissement collectif	57
3.8.1. <i>Evaluation des débits d'eaux usées à collecter</i>	57
3.8.2. <i>Données topographiques.</i>	59
3.8.3. <i>Les variantes du réseau de collecte des eaux usées</i>	59
3.8.4. <i>Variante 1</i>	59
3.8.5. <i>Variante 2</i>	64
3.8.6. <i>Comparaison des variantes</i>	68
3.8.7. <i>Prise en charge des ménages périphériques (assainissement autonome)</i>	69
3.8.8. <i>Station de traitement</i>	70
3.9. Récapitulatif des propositions	84
3.10. Phasage	85
3.11. Estimation des coûts	87
3.11.1. <i>Prix unitaires</i>	87
3.11.2. <i>Coûts du programme</i>	87
4. Drainage des Eaux Pluviales	90
4.1. <i>Contexte du drainage des eaux pluviales</i>	90
4.2. Concept de la planification et critères de dimensionnement	90

4.2.1. Objectifs de la planification	90
4.2.2. Zone et année cibles	90
4.2.3. Hypothèses de dimensionnement et de conception	91
4.2.4. Etude alternative pour l'amélioration structurelle du drainage des eaux pluviales	97
4.3. Estimation financière du projet	107
4.3.1. Estimation du cout d'investissement du projet	107
4.3.2. Cout d'Opération et de Maintenance	108
4.3.3. Définition des priorités	108
5. ANALYSE ECONOMIQUE ET FINANCIERE	111
5.1. OBJECTIFS ET MÉTHODE	111
5.2. HYPOTHÈSES ET PARAMÈTRES DE LA SIMULATION	111
5.3. ANALYSE FINANCIÈRE DU PROJET	114
5.3.1. Investissements et sources de financement	114
5.3.1.1. Investissements	114
5.3.1.2. Estimation des charges d'exploitation du projet	115
5.3.1.3. Sources de financement	116
5.3.2. Estimation des produits	117
5.3.3. Analyse de la rentabilité financière du projet	118
5.3.4. Emplois, ressources et bilan financier du projet	124
5.4. ANALYSE ÉCONOMIQUE DU PROJET	131
5.4.1. Principes de l'analyse économique	131
5.4.2. Surplus de l'ONAS	131
5.4.3. Surplus des usagers	132
5.4.4. Surplus de l'Etat	133
5.4.5. Effets non quantifiables	133
5.4.6. Bilan économique global	134
5.5. FACTEURS DE RISQUE ET ANALYSES DE SENSIBILITÉ	135
5.5.1. Capacité/Volonté des usagers à payer le raccordement	135
5.5.2. Conditions de financement du projet	135
5.5.3. Résultats des analyses de sensibilité	135
5.6. CONCLUSION	136

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau 1 : Taux de croissance</i>	<i>16</i>
---	-----------

Tableau 2 : Population de 2013 à 2032.....	17
Tableau 3 : Population par quartier.....	17
Tableau 4 : évaluation des dotations spécifiques théoriques.....	18
Tableau 5 : Caractéristiques morphométriques des bassins versants.....	22
Tableau 6 : Avantages et inconvénients du procédé par boues activées.....	35
Tableau 7 : Avantages et inconvénients du procédé par lits bactériens.....	37
Tableau 8 : Avantages et inconvénients du procédé par lagunage naturel.....	40
Tableau 9 : Critères de dimensionnement du réseau d'eaux usées.....	46
Tableau 10 : Normes sénégalaises NS 05-061.....	55
Tableau 11 : Recommandations relatives à la qualité microbiologique pour l'utilisation des eaux usées en agriculture.....	56
Tableau 12 : Débit des eaux usées.....	58
Tableau 13 : Répartition des débits sur les bassins de collecte variante 1.....	60
Tableau 14 : Données de base de prédimensionnement des stations de pompage variante 1.....	61
Tableau 15 : Calcul des dégrilleurs.....	61
Tableau 16 : Calcul des dessableurs.....	62
Tableau 17 : Prédimensionnement bache de pompage variante 1.....	62
Tableau 18 : Détermination des refoulements et des pompes à installer variante 1.....	63
Tableau 19 : Détermination des volumes d'anti bélier variante 1.....	64
Tableau 20 : Répartition des débits sur les bassins de collecte variante 2.....	64
Tableau 21 : Données de base de prédimensionnement des stations de pompage variante 2.....	66
Tableau 22 : Calcul des dégrilleurs.....	66
Tableau 23 : Calcul des dessableurs.....	66
Tableau 24 : Prédimensionnement bache de pompage variante 2.....	67
Tableau 25 : Détermination des refoulements et des pompes à installer variante 2.....	68
Tableau 26 : Détermination des volumes d'anti bélier.....	68
Tableau 27 : Détermination des volumes d'anti bélier variante 2.....	68
Tableau 28 : Charges de pollution retenues pour les eaux usées.....	72
Tableau 29 : Caractéristiques des eaux usées brutes à traiter.....	72
Tableau 30 : évaluation des volumes de boues à traiter.....	73
Tableau 31 : Caractéristiques des boues brutes à traiter.....	73
Tableau 32 : Moyenne retenue pour les paramètres essentiels des charges de pollution des boues de vidange.....	74
Tableau 33 : Dimensions de l'ouvrage de réception.....	75
Tableau 34 : Pré dimensionnement des lits de séchage.....	76
Tableau 35 : Prédimensionnement des bassins anaérobies.....	77
Tableau 36 : Prédimensionnement des bassins facultatifs.....	78
Tableau 37 : Prédimensionnement des bassins de maturation.....	79
Tableau 38 : Caractéristiques de la station de la ville de Linguère.....	81
Tableau 39 : Comparaison des concentrations à l'entrée et à la sortie des bassins de lagunage aux normes.....	82
Tableau 40 : Récapitulation PDA des eaux usées de Linguère.....	85
Tableau 41 : Phasage des travaux du PDA.....	86
Tableau 42 : Evaluation des coûts du PDA.....	88
Tableau 43 : Récapitulation du PDA.....	88
Tableau 44 : Phasage des investissements du PDA.....	89
Tableau 45 : Caractéristiques des bassins versants.....	92
Tableau 46 : résultats calcul débit.....	96
Tableau 47 : Indicateurs de débordement.....	97
Tableau 48 : synthèse résultats dimensionnement variante 1.....	99

<i>Tableau 49: synthèse résultats dimensionnement variante 2.....</i>	<i>105</i>
<i>Tableau 50: analyse multicritère.....</i>	<i>106</i>
<i>Tableau 51 : cout d'investissement du projet.....</i>	<i>108</i>
<i>Tableau 52 : phasage des travaux.....</i>	<i>109</i>
<i>Tableau 53 : Durée de vie des composantes de l'investissement.....</i>	<i>114</i>
<i>Tableau 54 : Taux d'amortissement des composantes de l'investissement.....</i>	<i>114</i>
<i>Tableau 55: Estimation financière globale des investissements (FCFA HTVA).....</i>	<i>114</i>
<i>Tableau 56: Coûts d'exploitation.....</i>	<i>115</i>
<i>Tableau 57: Amortissement de l'emprunt (en FCFA courant).....</i>	<i>116</i>
<i>Tableau 58 : Estimation des produits d'exploitation (FCFA HTVA).....</i>	<i>117</i>
<i>Tableau 59 : Compte prévisionnel d'exploitation.....</i>	<i>119</i>
<i>Tableau 60: Compte de trésorerie prévisionnel.....</i>	<i>125</i>

LISTE DES FIGURES

<i>Figure 1 : Situation géographique de la ville de Linguère.....</i>	<i>8</i>
<i>Figure 2 : Principal source d'eau des ménages de Linguère.....</i>	<i>11</i>
<i>Figure 3 : lieux de rejet des eaux vannes.....</i>	<i>13</i>
<i>Figure 4 : MNT Linguère.....</i>	<i>20</i>
<i>Figure 5 : découpage en bassin versants de la zone cible.....</i>	<i>21</i>
<i>Figure 6 : ajustement des pluies journalières maximales.....</i>	<i>24</i>
<i>Figure 7 : Illustration schématique du réseau collectif.....</i>	<i>28</i>
<i>Figure 8 : Illustration schématique de l'assainissement autonome.....</i>	<i>29</i>
<i>Figure 9 : Illustration schématique du réseau semi collectif.....</i>	<i>31</i>
<i>Figure 10 : Zonage de l'assainissement.....</i>	<i>33</i>
Figure 11 : Schéma de fonctionnement des boues activées.....	33
Figure 12 : Schéma de fonctionnement des lits bactériens.....	36
Figure 13 : Schéma de fonctionnement des STEP par lagunage naturel.....	38
Figure 14 : Schéma de fonctionnement d'un bassin de décantation.....	41
Figure 15 : Schéma de fonctionnement d'un lit de séchage non planté.....	42
Figure 16 : Schéma de fonctionnement d'un lit de séchage planté.....	43
Figure 17 : Localisation du site de la station de traitement.....	71
<i>Figure 18 : Phasage du réseau de collecte.....</i>	<i>86</i>
<i>Figure 19 : Limite de la zone d'étude.....</i>	<i>91</i>
<i>Figure 20 : hyétogramme de la pluie de projet.....</i>	<i>93</i>
<i>Figure 21 : Ossature réseau modélisé.....</i>	<i>95</i>
<i>Figure 22 : Ossature du réseau de drainage variante 1.....</i>	<i>100</i>
<i>Figure 23 : hydro grammes entré et sortie du bassin de rétention BR02.....</i>	<i>102</i>
<i>Figure 24 : hydro grammes entré et sortie du bassin de rétention BR01.....</i>	<i>103</i>
<i>Figure 25 : Ossature du réseau de drainage.....</i>	<i>104</i>
<i>Figure 26 : Phasage du réseau de drainage.....</i>	<i>110</i>

LISTE DES PHOTOS

<i>Photo 1 : Vue de quelques latrines avec fosse.....</i>	<i>13</i>
<i>Photo 2 : Rejet des eaux usées.....</i>	<i>14</i>

1. PRÉSENTATION DE LA VILLE DE LINGUÈRE

1.1. Situation géographique

La commune de Linguère est à 305 km au Nord-Est de Dakar. Elle est la plus grande ville d'une zone semi-désertique, le Ferlo. Elle est limitée au Nord par le département de podor, au Sud par les régions de Diourbel, Kaolack, Fatick, Tambacounda, à l'Est par Matam et à l'Ouest par Kebemer et Louga.



Figure 1 : Situation géographique de la ville de Linguère

1.2. Données physiques

1.2.1. Le relief

La ville de Linguère a un relief qui se singularise par sa platitude. L'altitude moyenne comme celle régionale tourne autour de 10 m. Ce niveau d'élévation est lié à l'histoire géologique de cet espace qui s'intègre au bassin sédimentaire datant de l'ère Secondaire (-245 à -65 millions d'années) et de l'ère Tertiaire (-65 à -2 millions d'années). Ainsi, le relief de Linguère est un relief de plateau constitué par les grès argileux du Continental terminal. Ces sédiments de grès argileux bariolé, avec des niveaux d'argile, ont une épaisseur variable. Ces grès sont couverts d'une cuirasse ferrugineuse.

1.2.2. *Les sols*

La nature des sols de la ville de Linguère est déterminée par son histoire géologique. Elle dépend de la roche mère mais aussi de l'importance des pluies. Au niveau régional, la typologie des sols laisse apparaître trois aspects :

- des sols ferrugineux peu ou non lessivés ou sols « Dior » ;
- des sols bruns rouges argileux ;
- des affleurements latéritiques notamment dans le département de Linguère.

Dans le territoire communal, les sols sont essentiellement des sols ferrugineux tropicaux non lessivés ou peu lessivés appelés sols « diors ». On note aussi aux alentours de la ville et particulièrement à l'Ouest et au Sud de Linguère à quelques kilomètres de la ville, la présence de dunes continentales fixées datant de l'Ogolien (dernière grande période aride entre 20.000 et 14.000 avant notre ère).

1.2.3. *Le climat*

Le climat de la ville de Linguère est un climat de type sahélien chaud et sec avec une période de froid de courte durée et avec des températures généralement élevées pour une bonne partie de l'année.

Les températures sont de 20 à 30 °C de novembre à février et de 30 à 40 °C de mars à juin.

Les maxima s'observent avant la saison des pluies et à la fin de cette saison tandis que les minima sont notés durant la saison des pluies et durant les mois de décembre et de janvier qui correspondent au début de la saison sèche et à l'hiver boréal avec l'irruption de masses d'air polaire qui refroidissent les températures et entretiennent la fraîcheur. Les pluies hors saison sont notées durant l'hiver avec la venue de ces vents froids du Nord chargés d'humidité.

1.2.4. *La pluviométrie*

La pluviométrie de Linguère caractérise bien celle de la zone sahélienne. L'année climatique est divisée en deux saisons suivant le critère pluviométrique. La saison sèche dure du mois d'octobre au mois de juin, soit neuf mois sur 12. Cette saison correspond à l'installation de l'hiver boréal c'est-à-dire l'hiver de l'hémisphère Nord et au retrait du Front intertropical qui migre vers le Sud et au règne de l'harmattan qui provient de l'anticyclone saharo-libyen. Durant l'hiver, l'anticyclone des Açores effectue une translation vers le Sud repoussant le FIT. De même, la cellule libyenne se renforce, ce qui explique le retour de l'harmattan. Au cours de la saison sèche des pluies peuvent survenir. On les appelle des pluies hors saison ou pluies « Heug ». Ces pluies sont généralement faibles voire insignifiantes, mais il peut arriver qu'elles atteignent exceptionnellement des valeurs élevées : ainsi, au 1er décembre 1978, Linguère a enregistré 15 mm ; et en février 1992, 32 mm. Ces pluies de « heug » ont été exceptionnelles en 2002 ; elles avaient provoquées des inondations et de nombreux dégâts surtout dans le Nord du pays. La ville de Linguère a été concernée par ces aléas climatiques. Ces pluies de « heug » sont provoquées par l'irruption de

l'air polaire qui apporte de l'humidité favorisant le mécanisme de la pluviogenèse avec la présence de nuages.

La saison des pluies ou hivernage s'annonce à Linguère aux mois de mai ou de juin. Elle connaît un pic aux mois d'août ou de septembre et se termine aux mois d'octobre ou de novembre.

Cependant, l'hivernage proprement dit ne s'installe véritablement que durant les mois de juillet, août et de septembre.

1.3. Données humaines

1.3.1. Démographie

Linguère est peu peuplé. Sa population résidante totale est estimée en 2009 à 14392 habitants soit 6.77% de la population totale du département. Le taux de croissance annuel est d'environ 3.3%. La population féminine s'élève à 7412 soit 51.5% de l'ensemble contre 6980 (48.5%). Le sexe – ratio est largement favorable aux femmes (95 hommes pour 100 femmes). Les forts courants migratoires freinent sensiblement l'évolution démographique. En effet, les jeunes prennent la direction des capitales régionales (surtout Dakar) ou de l'extérieur (France, Italie, Espagne, Usa...). Au dernier recensement de 2013 sa population est estimée à 16106 habitants dont 8215 femmes et 7891 hommes.

1.3.2. Répartition de la population dans l'espace communal

La population de la ville de Linguère est inégalement répartie. La densité de la population urbaine qui était de 749,3 habitants au km² en 2002 est passée à 928,3 habitants / km² en 2007. Des densités de populations par quartier ne sont pas fournies dans les documents de la mairie consultés dans le cadre du projet. En plus, les délimitations actuelles des quartiers sont relatives. Malgré ces manquements, le constat est que les plus fortes densités se retrouvent au niveau des quartiers de Thiély et de Linguère-Coumba.

1.3.3. Répartition de la population par âge

La population de la ville Linguère, à l'instar de la population sénégalaise, est en prédominance jeune. La structure de la population par âge se caractérise par une prédominance des effectifs de moins de 20 ans qui représentent 56,42% de la population tous sexes confondus. Les personnes d'âge compris entre 20 et 59 ans représentent 37,43 % de l'effectif total contre 6,15% pour les 60 ans et plus. On note alors la même tendance au niveau de la ville de Linguère comme au niveau départemental.

1.4. Etat des lieux de la gestion des eaux usées

L'état des lieux de l'assainissement des eaux usées dans la ville de Linguère a été réalisée à travers une enquête ménage portant sur un total de 150 ménages. Les paragraphes suivants constituent un résumé du rapport d'enquête qui est annexé au présent document et donne plus de détail.

1.4.1. Accès et utilisation de l'eau potable

Dans la commune de Linguère de nombreuses infrastructures hydrauliques modernes assurent l'accès au service de l'eau à la population. En effet, la satisfaction des besoins locaux en eau est assurée à près de 91% par des branchements domiciliaires. Ces robinets à l'intérieur des maisons sont suppléés par des bornes fontaines (9%).



Figure 2 : Principal source d'eau des ménages de Linguère

1.4.2. Accès à l'assainissement

L'assainissement dans la ville de Linguère est entièrement de type autonome. La ville ne dispose ni d'un réseau d'assainissement collectif ni d'une station de traitement d'eaux usées et de boues de vidange.

1.4.3. Typologie des ouvrages d'assainissement

Les fosses septiques sont les ouvrages d'assainissement autonome les plus fréquemment rencontrés dans la ville pour la gestion des excréta. Les photos suivantes illustrent quelques fosses septiques retrouvées dans deux habitations différentes. Elles sont caractéristiques des fosses telles que construites dans la ville. 92% de la population de la ville possède des latrines avec ce type de fosse tandis que 8% possèdent des latrines de type traditionnel.



Photo 1 : Vue de quelques latrines avec fosse

1.4.4. *Gestion des eaux usées*

L'analyse de la gestion des eaux domestiques montre que la voie publique reçoit l'essentiel des eaux de cuisine (85%) et les espaces vacantes dans les concessions reçoivent 11%, ce qui contribue à l'insalubrité dans les quartiers, ce qui ne peut manquer de susciter beaucoup d'inquiétude quand on sait que ce sont les enfants qui sont en contact avec ces eaux dangereuses.

Les puisards ne sont pas utilisés dans les concessions de Linguère pour gérer de manière adéquate les eaux de cuisines, ce qui peut laisser penser à un défaut d'information et de sensibilisation sur ces solutions très accessibles en matière d'assainissement liquide.

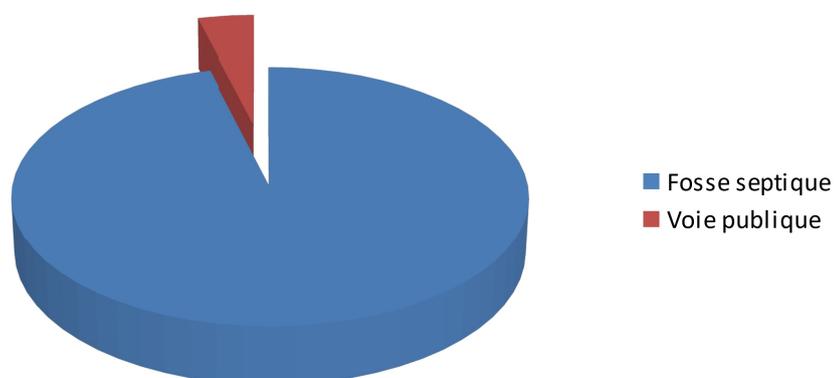


Figure 3 : lieux de rejet des eaux vannes

Pour les eaux de linge, la voie publique est le principal réceptacle avec près de 81% suivit des espaces vacants dans les concessions 12% et les fosses septiques 7%.



Photo 2 : Rejet des eaux usées

1.4.5. Niveau de satisfaction des ménages pour leurs ouvrages

On note à Linguère que près de 21% des chefs de ménages sont plus ou moins satisfait de leur ouvrage d'assainissement individuel. Cette satisfaction est liée selon eux à la facilité quant à l'usage et du confort qu'offre l'infrastructure. Toutefois, la majeure partie, 77% des ouvrages sont jugés insatisfaisant par leur propriétaire ; car ils n'offrent aucune garantie en matière d'hygiène, de sécurité et respect des normes environnementales en vigueur régissant la réalisation de tels ouvrages.

En effet, les observations directes de terrain ont permis de constater des insuffisances telles que :

- la superstructure des latrines est souvent de type précaire. La corrosion de ces matériaux et les insuffisances de la mise en œuvre font que la superstructure ne remplit pas ses fonctions principales d'intimité et de sécurité. Les matériaux utilisés présentent souvent des risques sécuritaires pour les usagers en raison d'une part, de la corrosion du fer qui peut engendrer des blessures non létales mais également les cas de chutes d'objet qui peuvent être létaux notamment pour les enfants ;
- la majorité de latrines recensées ne disposent pas de porte d'entrée fermées qui garantisse l'intimité et la sécurité des usagers ;

- Par ailleurs, nous constatons aussi que les chefs de ménage, dans leur intégralité ont financé leur ouvrage d'assainissement et plus de 79% de ces ouvrages d'assainissement ont été construits par les maçons de quartier, 11% par un membre de la famille et 10% par un ouvrier individuel spécialisé. Ceux-ci attestent de la faiblesse des interventions de partenaire dans l'amélioration des conditions d'assainissement.

1.4.6. Mode et cout d'entretien des ouvrages d'assainissement

Le choix du mode de gestion des ouvrages d'assainissement dans la commune de Linguère est fonction en général des moyens dont disposent le ménage. En cas de remplissage de leur ouvrage les procèdent à la vidange soit mécanique, soit manuelle.

Ici la vidange est entendue comme une opération qui consiste à vider un réservoir comme la fosse de son contenu que sont les matières fécales, pour en améliorer l'utilisation. Cette opération peut être mécanique, par pompage, ou manuelle, à l'aide de moyens rudimentaire comme une pelle et un seau.

Durant ces enquêtes, la totalité des ménages pratique la vidange une fois leur fosse pleine. Près de 49% des ménages font la vidange manuelle une fois leur fosse remplie, 43% la vidange mécanique. Il faut aussi souligner que 8% des chefs de ménage associent les deux types de vidange afin de mieux vider les fosses.

1.5. Etat des lieux du drainage des eaux pluviales

L'état des lieux du drainage des eaux pluviales dans la ville de Linguère a été retracé à travers les discussions avec les services techniques de l'état et l'équipe municipale, et une enquête ménage dans les zones basses de la ville.

1.5.1. Réseau de drainage actuel

La ville de Linguère ne dispose pas d'un réseau d'assainissement eaux pluviales. Les quelques ouvrages qui longent la route nationale sont conçu pour le drainage de la route.

1.5.2. Les quartiers les plus vulnérables

Les visites de terrain ont permis d'observer les zones plus sensibles aux inondations : le marigot de Mboussène qui est ceinturé par les habitations et le marché hebdomadaire.

D'après les personnes interviewées, les inondations sont récurrentes dans les quartiers de Thiely Sud et Dialou Rail où des cas de noyade ont été enregistrés. Dans ces quartiers, les routes sont difficilement praticable lors de la saison pluvieuse ;

Le marigot de Mboussène situé au quartier Escale reçoit l'essentiel des eaux pluviales de la ville ;

1.5.3. Les pluies du 26 aout 2017

Durant le weekend du 26-27 août 2017, une pluie d'environ 216 mm est tombée dans la ville de Linguère occasionnant des dégâts matériels importants. Certaines maisons ont été inondées

et leurs habitants sont logés dans les écoles. Les images qui suivent illustrent la situation de ce jour.



Photo 2.1 : Ecole où sont logés les sinistrés et la visite de terrain du maire de Linguère

2. DONNÉES DE BASE

2.1. Démographie

2.1.1. Proposition d'un taux de croissance

Le tableau suivant donne l'évolution de la population de la ville de Linguère entre 1988 et 2013. Les données de 1988 à 2007 sont issues du Plan Local de Développement (PLD) alors que celles de 2013 sont les résultats du recensement général de la population, de l'habitat, de l'agriculture et d'élevage (RGPHAE) de 2013.

Année	1988	1998	2002	2007	2013
Population	9 884	10 968	11 667	13 610	16 106
Taux de croissance déduit		1.10%	1.59%	3.33%	3.06%

Tableau 1 : Taux de croissance

Les taux de croissance déduits suivants les autres périodes varient de 1.10% par an à 3.33% par an. On remarquera :

- ◆ Un taux de croissance minimal sur la période 1988-2013 de 1.10 % correspondant à une hypothèse basse d'augmentation de la population ;
- ◆ un taux de croissance maximal sur la période 1988-2013 de soit 3.33 % correspondant à une hypothèse haute de l'accroissement de la population ;

La différence est assez importante entre les deux extrêmes pour la croissance. Le taux minimum est très bas comparativement aux taux de croissances des villes comparables à Linguère au Sénégal. De même, le taux maxima est assez élevé. Il a d'ailleurs commencé à se tasser à partir de 2013. Pour tenir compte du fait que de manière générale, la croissance de la population du Sénégal dans les zones urbaines tend à se réduire, les taux de croissances suivantes seront retenus pour l'évolution de la population :

- ◆ 3% entre 2013 et 2020 ;
- ◆ 2.50% à partir de 2020

A noter que le taux de croissance moyen du Sénégal est de 2.50%.

En considérant une croissance de type géométrique, la population aux différents horizons est estimée par la formule suivante :

$$P_n = P_0 \cdot (1 + \alpha)^n$$

P_n = population à l'année n

P_0 : population à l'année de référence

$\alpha = \text{Taux de croissance}$

Le tableau suivant donne les populations ainsi évaluées.

Année	2013	2017	2020	2025	2032
Population	16 106	18 127	19 808	22 411	26 640

Tableau 2 : Population de 2013 à 2032

2.1.2. Evolution de la population et de sa répartition par quartiers à l'horizon 2032

D'après le Plan Local de développement, jusqu'en 2014, la commune de Linguère comptait cinq quartiers : Thiély, Linguère Coumba, Diallou Rail, Abattoir et Linguère Ndiambor. A partir de 2014, trois nouveaux quartiers ont été ajouté soit au total huit quartiers. Les populations des trois nouveaux quartiers ne sont pas disponibles. Pour les besoins du projet, les cinq anciens quartiers seront considérés. En considérant la même répartition qu'en 2010 donné dans le Plan d'investissement Communal de 2011, la population de 2032 sera répartie entre les différents quartiers comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

Quartiers	Pourcentage	Population 2032
Abattoir	24.32	6 479
Thiély	29.19	7 776
Linguère Coumba	22.37	5 959
Linguère Diambor	17.37	4 627
Diallou Ray	6.75	1 798
Total	100.00	26 640

Tableau 3 : Population par quartier

Ces densités constituent des maxima. En effet, il est évident que la ville s'agrandira en surface est les densités (estimées plus haut) dans les zones centrales se réduiront au profil des zones périphériques qui vont se peupler.

2.1.3. Habitat et taux d'imperméabilité

Le taux d'imperméabilité est fixé en fonction de l'occupation du sol et de la structure de l'habitat.

Tous les quartiers de la commune de Linguère sont bien lotis avec de large voie, excepté le quartier de Diallou Rail. Dans les zones périphériques, la situation de l'urbanisme et de l'habitat présente toutes les caractéristiques d'un milieu rural.

Les valeurs prises en compte par type d'habitat sont indiqués dans le tableau ci-dessous.

Type d'occupation des sols	taux d'imperméabilité
Terrain vague zone naturelle culture	0%
Logement habitat type villageois	5%
Logement habitat moyen standing	10%
Logement habitat spontané régulier	5%
Logement habitat spontané irrégulier	5%
Commerce	10%
Logement habitat planifié	10%

Les caractéristiques exactes prises en compte pour chacun des sous bassins versants sont indiqués plus bas.

2.2. Evolution des ratios de consommation en eau

2.2.1. Consommation domestiques

Pour l'alimentation en eau potable, la commune de Linguère dispose d'un château d'eau d'une capacité de 1000 m³ alimentée par un forage équipé d'une pompe de 85 m³/h. En outre, la commune dispose d'un réseau d'adduction d'eau potable qui couvre tous les quartiers.

Les données de production d'eau potable ont été fournies par la SDE pour les années 2014, 2015 et 2016 comme suit :

- ◆ 2014 :332 967
- ◆ 2015 :355 214
- ◆ 2016 :396 486

A partir de ces données et les populations pour chaque année, il est possible de déterminer les dotations théoriques en eau potable par habitant. Elles sont indiquées dans le tableau suivant pour chaque année. Elle varie de 55 l/hab/j en 2014 à 62 l/hab/j en 2016 soit une évolution de 6% en moyenne par an.

	2 014	2 015	2 016
Population	16 589	17 087	17 599
volume annuel (m ³ /an)	332 967	355 214	396 486
Consommation spécifique (l/hab/j)	55	57	62

Tableau 4 : évaluation des dotations spécifiques théoriques

Cependant, cette dotation n'est pas entièrement consommée par les populations. On note des pertes sur le réseau (rendement), estimés à 20%. Environ 80% des dotations sont donc considérées comme consommations spécifiques soient des valeurs variant de 44 l/hab/j à 49 l/hab/j. Avec une telle évolution, les consommations spécifiques seraient de 83l/hab/j en 2030. Cette consommation spécifique est relativement élevée et ne devrait pas être atteinte à cette date. En effet, l'évolution devrait se tasser. Une valeur de 70 l/hab/j sera considérée. Elle est relativement haute par rapport aux valeurs de consommations dans les villes au Sénégal (autour de 50 l/hab/j).

La population de la ville de Linguère par quartier est assez homogène. Les consommations spécifiques ne changent donc pas fondamentalement d'un quartier à un autre. On considérera qu'il reste constant sur l'ensemble de la ville.

2.2.2. Consommations industrielles

Linguère n'est pas une ville industrielle. De par sa position géographique, il ya peu de chances que des industries grandes consommatrices d'eau s'y installent dans les années à venir.

2.3. Données topographiques

2.3.1. Le MNT

La topographie de la zone d'étude, illustrée par la figure ci-dessous, est un MNT (Modèle Numérique de Terrain) issu de la base SRTM (**Shuttle Radar Topography Mission**) qui est un Modèle Numérique de terrain (MNT) qui couvre 90 % de la superficie terrestre. Il est coproduit par le MITI (ministère de la recherche japonais) et la NASA.

Ce MNT gratuit, à une résolution de 3 arc-second soit environ 90 mètres à l'équateur. Il a donc une très bonne résolution surtout dans le cadre de la détermination des paramètres morphométriques. (**Source** :).

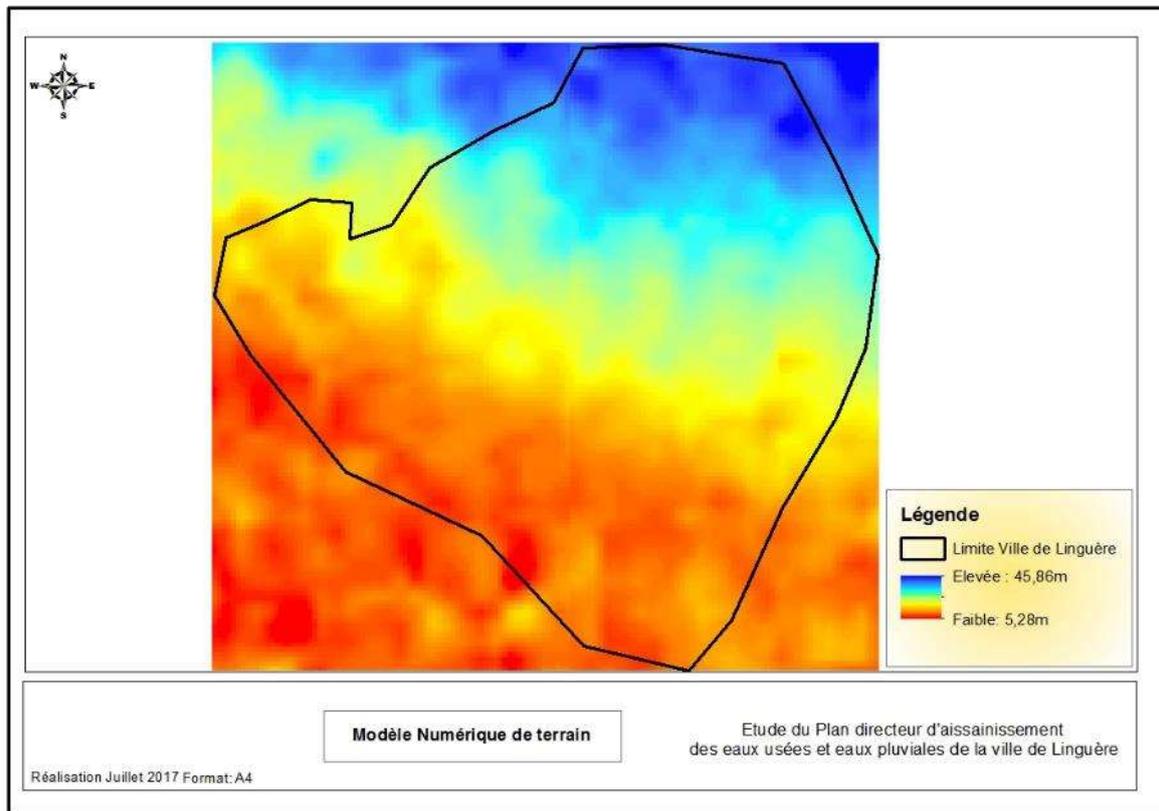


Figure 4 : MNT Linguère

2.3.2. *Découpage en bassins versants*

Sur la base des données topographique du MNT, la zone de projet a été découpée en 5 grands bassins versants. Le figure 5 indique la position de ces divers bassins versants par rapport à la ville de Linguère. Ces grand bassins versants ont été également décomposé en sous bassins pour une bonne appréciation des différents paramètres.

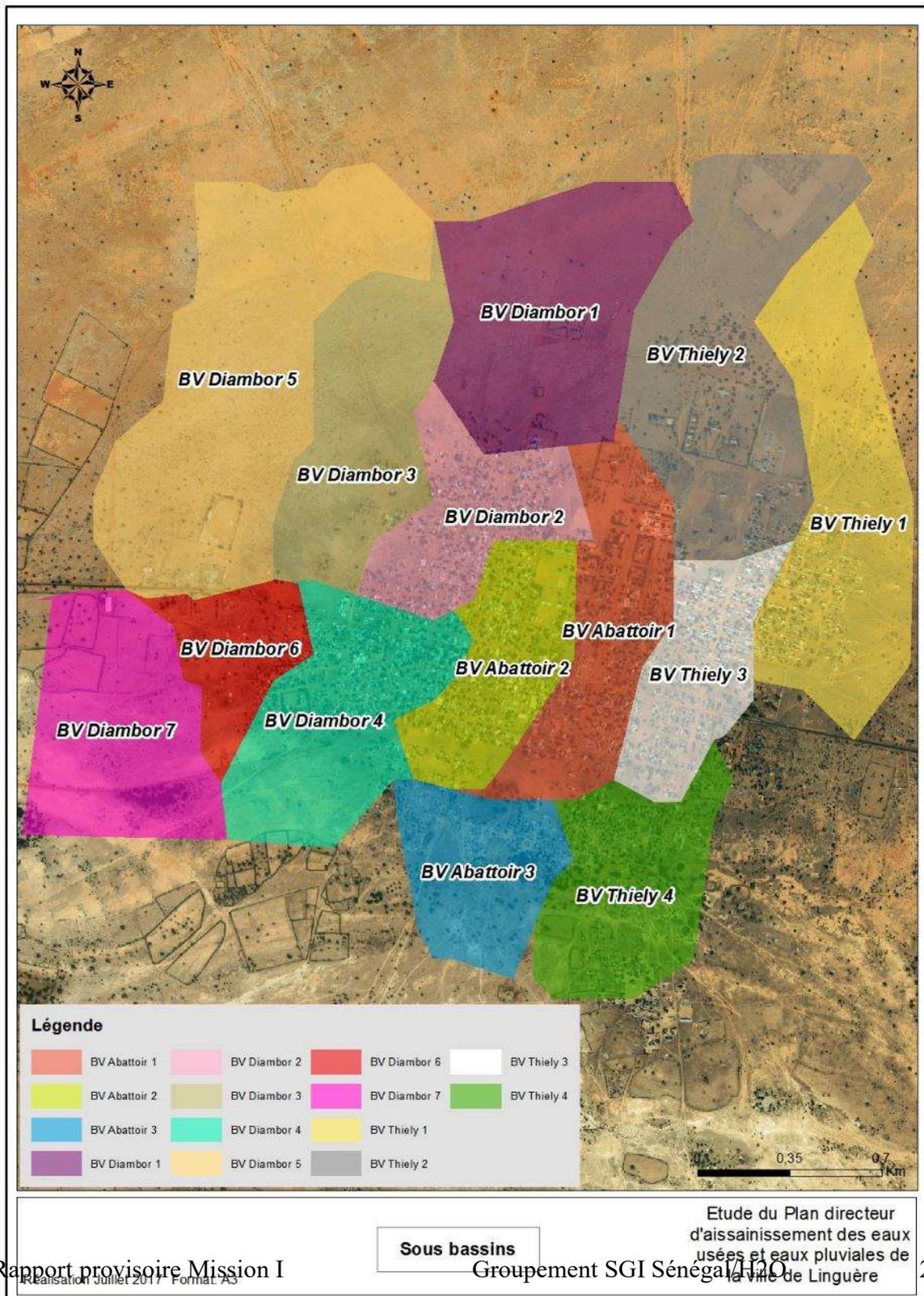


Figure 5 : découpage en bassin versants de la zone cible

Les caractéristiques prises en compte pour la modélisation hydrologique sont présentés dans le tableau 5. Cette tâche a été réalisée avec le logiciel Global Mapper 17.

Bassin versant	Sous-bassins	Superficie (ha)	Périmètre (km)	Pente moy. (%)	Alt max (m)	Alt min (m)	Long (m)
Thiely	Thiely1	78,4	4,863	1,97	47	18	1635
	Thiely2	92,9	4,641	1,98	53	29	1685
	Thiely3	34,86	2,76	1,68	32	15	895
	Thiely4	45,95	3,126	1,45	20	11	815
Abattoir	Abattoir1	45,47	3,481	1,98	39	13	1060
	Abattoir2	37,33	2,815	2	32	12	690
	Abattoir3	35,81	2,408	1,81	16	5	781
Diambor	Diambor1	72,8	3,532	2,1	50	29	1100
	Diambor2	36,9	3,14	2,18	39	17	853
	Diambor3	52,2	3,284	2,64	45	17	1135
	Diambor4	54,2	3,339	1,67	22	9	800
	Diambor5	108,4	5,181	2,43	47	15	1790
	Diambor6	23,71	2,412	2,15	21	9	600
	Diambor7	57,4	3,271	1,84	18	8	760

Tableau 5 : Caractéristiques morphométriques des bassins versants

Certains bassins versants sortent de l'aire d'étude mais génèrent des apports sur l'aire d'étude.

2.4. Données climatiques

Les données climatologiques pertinentes dans le cadre d'un plan directeur d'assainissement des eaux pluviales sont celles qui concernent la pluviométrie et l'évolution des hauteurs d'eau au niveau des exutoires (la vallée du Ferlo). Ces deux données sont fondamentales pour tout le volet assainissement des eaux pluviales du plan directeur. En effet les débits ruisselés sont essentiellement conditionnés par l'intensité, la durée et la structure des événements pluie.

2.4.1. Sources des données

Il existe une station de climatologie dans la ville de Linguère, située à 15° 24 de longitude Nord et 15° 07 de latitude Ouest. Les données pluviométriques présentées ci-dessous ont été recueillies auprès de l'ANACIM. Elles sont extraites des données de la station de Linguère de 1918 à 2010. Les données sont disponibles avec un pas de temps journalier.

2.4.2. Température et Précipitation

Le régime pluviométrique dans la ville de Linguère et environ est de type sahélien avec pluie annuelle qui varie de 300 mm à 500 mm et où la saison des pluies s'étend sur trois à quatre

mois. Le mois d'août étant le plus arrosé et le reste de l'année ne comportant généralement aucune averse.

Les températures varient de 20 à 30 °C de novembre à février et de 30 à 40 °C de mars à juin.

2.4.3. Analyse fréquentielle des précipitations maximales annuelles

A partir des données fournis par l'ANACIM sur la station pluviométrique de Linguère, les hauteurs de pluie journalières maximales ont été extraites pour chaque année pour de déterminer la hauteur de pluie pour une pluie journalière de divers temps de retour.

Nous avons effectué l'analyse fréquentielle des précipitations journalières maximales avec le logiciel HYDRACCESS (Son auteur est Philippe Vauchel, hydrologue de l'IRD, et le logiciel appartient à l'IRD) qui permet d'ajuster aux 10 lois statistiques des échantillons de données pluviométriques. La meilleure loi est celle de Pearson 3.

Les résultats issus des calculs avec le logiciel sont présentés ci-dessous.

Fréquence	1	0.50	0.20	0.10	0.05	0.02	0.01
Récurrences (ans)	1	2	5	10	20	50	100
Linguère	54,2	66,4	83,2	95,7	108,2	124,7	137,2

La hauteur de la pluie de projet retenue pour Linguère est de 95.7 mm pour un période de retour 10 ans.

Linguere_P_Jpm_(mm)
Ajustements à un échantillon de valeurs passant un seuil = 0, durée en années = 78

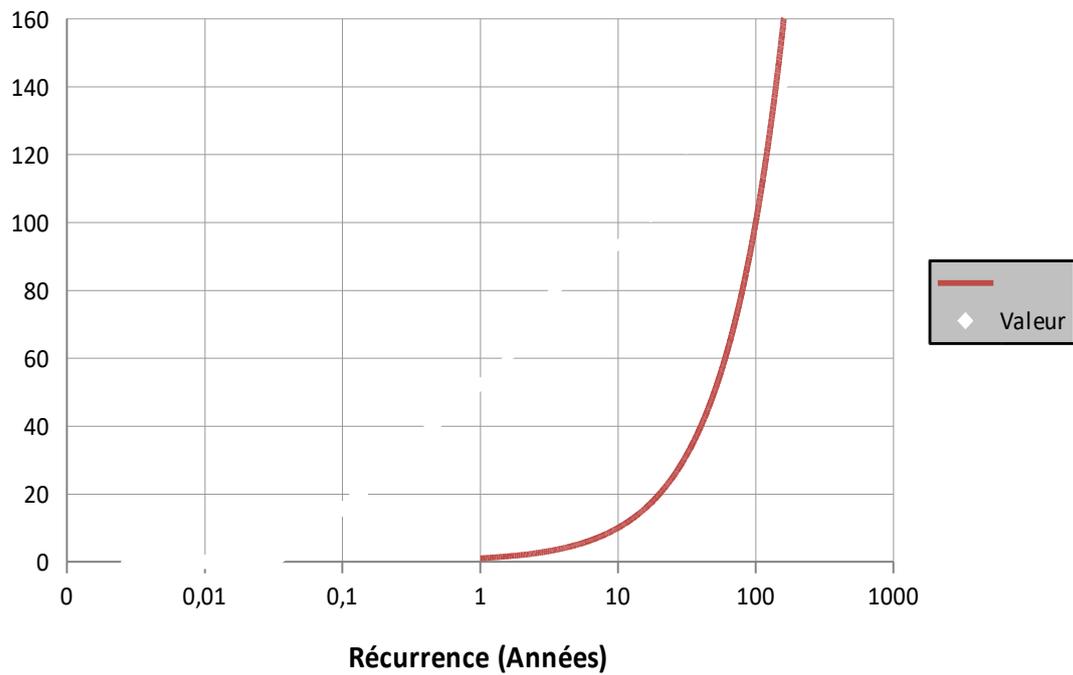


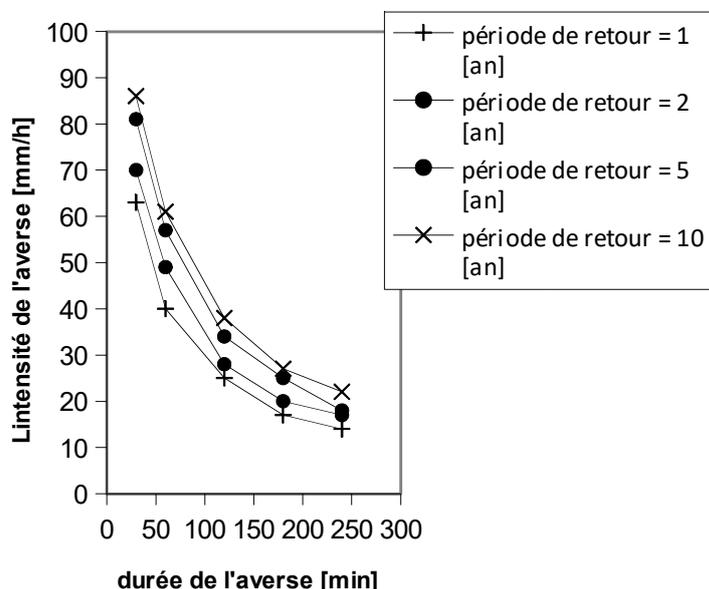
Figure 6 : ajustement des pluies journalières maximales

2.4.4. Intensité des précipitations

Il n'existe pas de données disponibles sur les pluies de courte durée dans la ville de Linguère. Seules les données journalières sont disponibles.

Par conséquent nous allons utiliser les données issues de l'étude de Brunet-Moret qui est basée sur l'analyse des relevés pluviométriques et des enregistrements de pluviographes et a pour but d'établir des courbes Intensités-Durées pour diverses périodes de récurrence sur l'ensemble du territoire Sénégalais.

Les courbes Intensités-Durées de cette étude sont établies pour diverses périodes de retour en fonction de la précipitation journalière de la zone d'étude. Cela permet donc de les appliquer sur différents secteurs du Sénégal en fonction des caractéristiques pluviométriques locales. Elles sont présentées en **annexe** pour des périodes de retour 1, 2, 5 et 10 ans.

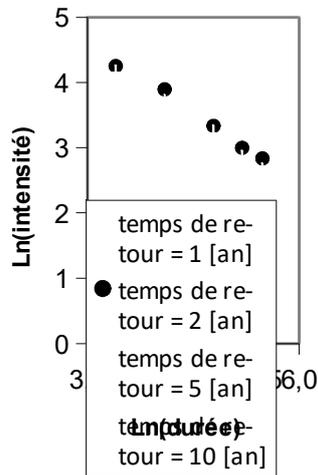


Les courbes intensités durées fréquences données dans la figure ci-dessous sont construites sur la base de ces annexes.

durée	temps de retour T			
	1	2	5	10
[min]	[an]			
	1	2	5	10
30	64.9	73.7	86.9	90.9
60	39.1	45.2	53.0	57.3
120	23.6	27.7	32.3	36.1

Plan directeur d'assainissement de la ville de Linguère

180	17.6	20.8	24.2	27.
240	14.2	17.0	19.7	22.



Avec ces courbes IDF on calcule les paramètres a et b de la formule de Montana pour chaque période de retour à partir de la figure qui suit.

Période de retour	1	2	5	10
Paramètre a =	774.29	813.04	988.74	873.08
Paramètre b =	0.73	0.71	0.71	0.67

Pour une période de retour de 10 ans on a :

$$i_{10} = \frac{873.08}{t^{0.67}}$$

Avec : i_{10} : intensité moyenne maximale en mm/h pour une période de retour de 10 ans ;

t : durée de l'averse en mn.

2.4.5. Hydrographie : La vallée du Ferlo

La vallée du Ferlo est un cours d'eau temporaire. Avant l'assèchement de la vallée, le Ferlo était un affluent du Taouey donc un affluent du fleuve Sénégal. Aujourd'hui, pendant la saison des pluies il alimente le .

Pendant la saison des pluies le plus haut niveau des eaux se manifeste. Le niveau maximum de l'eau au niveau du marigot a été fixé à l'altitude de 5 m IGN sur la base des investigations menées sur site.

Cette valeur sera considérée comme niveau minimal acceptable pour les exutoires rejetant des eaux pluviales au marigot.

2.4.6. Irrigation

L'irrigation est très peu développée à Linguère.

2.5. Données morphologiques

L'ossature du relief est constituée par les grès du Continental terminal surmonté par les sables dunaires de l'Ogolien, remarquables par leur teinte-vive rouge-orange ou saumon.

Dans les chenaux déprimés la pédogénèse a essentiellement développé des sols halomorphes et des sols hydro-morphes qui contiennent une nappe salée à très faible profondeur.

3. ASSAINISSEMENT EAUX USEES

3.1. Aptitude des sols et zonage d'assainissement

3.1.1. Méthodologie

Pour la détermination de l'aptitude des sols de la commune la définition du zonage de la ville en type d'assainissement, la méthodologie suivante a été utilisée :

- ◆ Déterminations et qualification des différentes unités pédologiques rencontrées dans la ville ;
- ◆ Détermination du niveau de la nappe.

3.1.2. Unités pédologiques identifiées sur la commune

L'ensemble du périmètre communal de la ville de Linguère, est composé d'une seule unité pédologique. Il est de type « sol ferrugineux » ou tropical non lessivé ou peu lessivé encore appelé sol « diors. Ce type de sol est caractérisé par du sable fin et une grande capacité d'infiltration.

3.1.3. Niveau de la nappe

Sur l'ensemble de l'espace communal, la nappe phréatique est relativement profonde. Les quelques puits existants dans la commune sont de profondeur supérieur à 10 m. La nappe superficielle est ainsi à des profondeurs supérieures à 10m y compris en saison des pluies.

3.1.4. Synthèse

Au vu de ce qui précède, il apparaît que le sol de la commune de Linguère a une grande capacité d'infiltration avec un sol de type deck dior, et une nappe profonde.

De l'assainissement nécessitant de l'infiltration in situ est ainsi possible. Ainsi, le sol est apte à l'assainissement autonome. Les autres types d'assainissement sont également possible.

3.2. Objectifs du plan directeur d'assainissement

Le plan directeur d'assainissement du projet a pour objectif de proposer un document avec des actions programmées et chiffrées et pouvant contribuer de façon durable à la satisfaction des besoins en assainissement, en vue d'améliorer les conditions sanitaires et socio-économiques des populations cibles.

De façon spécifique, les objectifs du plan directeurs sont :

- la proposition de systèmes d'assainissement adaptés au contexte de la ville ;
- l'identification du coût des services et du mécanisme appropriés de recouvrement ;
- la définition d'un programme prioritaire d'investissement.

3.3. Description des modes 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 possibles :

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

3.3.1. Le système d'assainissement collectif

L'assainissement collectif est un système dans lequel les eaux usées sont collectées par un réseau de canalisation avec éventuellement des stations de pompage et acheminées vers une station d'épuration pour y être traitées avant d'être rejetées dans le milieu naturel.

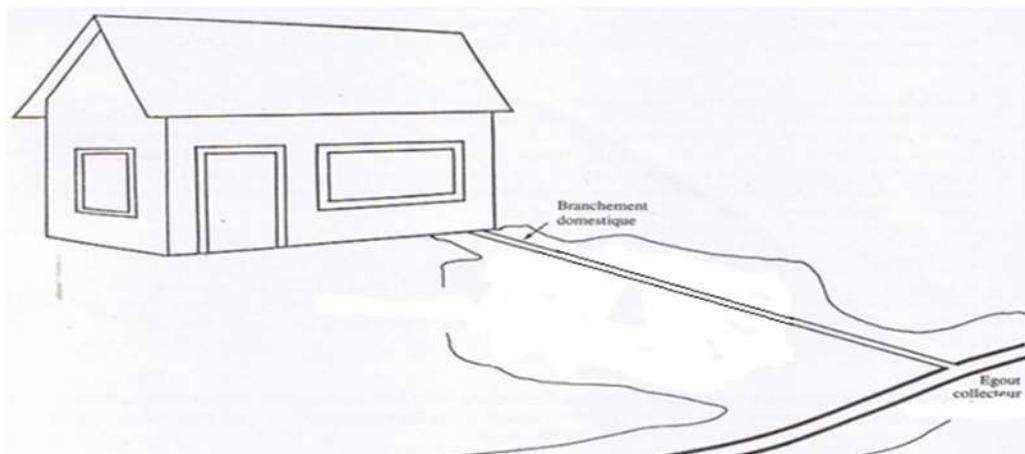


Figure 7 : Illustration schématique du réseau collectif

Ce type d'assainissement comprend les réseaux de collecte et les équipements de traitement.

➤ Réseau de collecte

La collecte des eaux usées s'effectue à travers les canalisations d'un réseau d'assainissement appelées collecteurs.

Il existe deux types de réseaux de collecte :

- Les réseaux unitaires évacuant dans les mêmes canalisations les eaux usées domestiques et les eaux pluviales ;

- Les réseaux séparatifs collectant les eaux domestiques dans un réseau et les eaux pluviales dans un autre.

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).

Ainsi, le système collectif dans la zone de projet consistera à :

- réaliser un réseau de collecte gravitaire avec éventuellement quelques postes de pompage en fonction de la topographie ;
- Refouler les eaux collectées vers une station d'épuration.

➤ Technologies de traitement des eaux usées

Les procédés de traitement envisageables se répartissent en deux groupes :

- Procédés intensifs dont les plus connus sont les boues activées et les lits bactériens.
- Procédés extensifs : le lagunage naturel et le lagunage aéré.

Les principaux atouts du système collectif sont les suivants :

- Système collectif donc pas de charges individuelles d'exploitation pour les ménages ;
- Système techniquement possible quel que soit les conditions physiques de la zone de projet.

Il a par contre des contraintes importantes :

- Coût d'investissements relativement élevés ;
- Coûts d'entretien et d'exploitation élevés ;
- Nécessité d'installer une structure de gestion avec un personnel qualifié et un matériel adapté pour le fonctionnement des ouvrages (réseaux et ouvrages annexes et stations d'épuration).

3.3.2. Le système d'assainissement autonome

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.

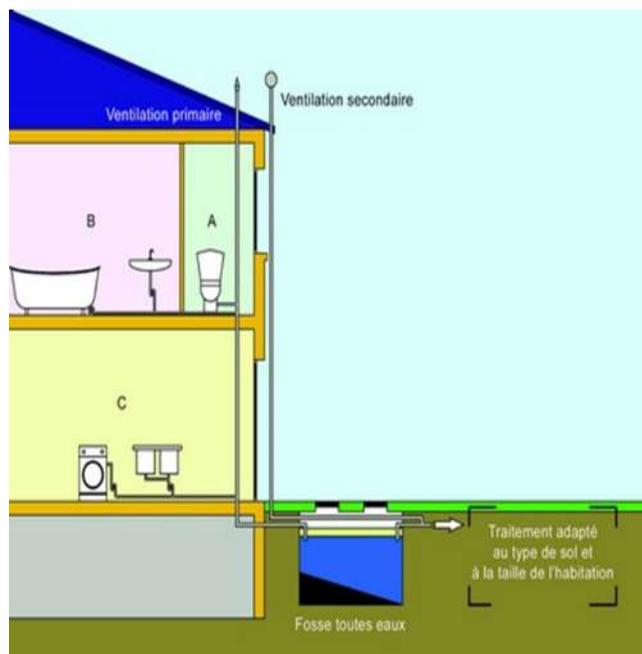


Figure 8 : Illustration schématique de l'assainissement autonome

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 vidanges gérées par la collectivité avec une participation des populations et/ou par des privés agréés.

Ses principaux atouts sont les suivants :

- Coût d'investissements faible par rapport aux autres systèmes ;
- Coûts de fonctionnement assez faible (vidange et curage du puisard) et à la charge des ménages.

Cependant, ce système ne peut pas être utilisé ou alors risque de coûter cher en exploitations surtout dans les cas suivants :

- Très faible capacité d'infiltration du sol ;
- Présence de nappe affleurante ;

Les technologies d'assainissement autonome sont classées en trois catégories :

- Gestion exclusive des excréta : toilette à chasse manuelle, Latrine VIP simple et double fosse ;
- Gestion commune des excréta et des eaux grises : fosse septique ;
- Gestion exclusive des eaux grises : puisards, épandage souterrain.

Pour être complet, un système d'assainissement de type autonome doit intégrer une station permettant de traiter les boues produites par les latrines et vidangées.

3.3.3. Le système d'assainissement 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.

Ce système a un atout certain. Son coût d'investissement est moins élevé que celui du système collectif.

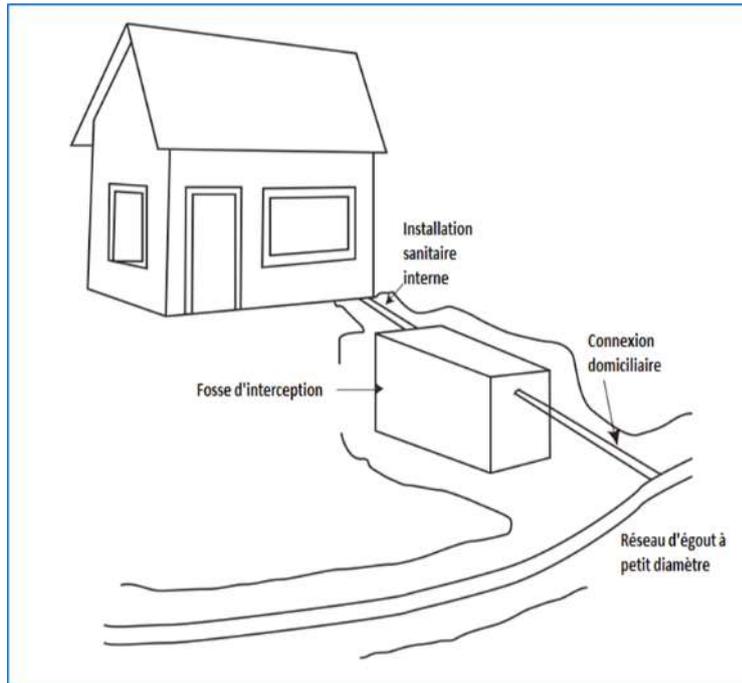


Figure 9 : Illustration schématique du réseau semi collectif

➤ Réseau de collecte

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 concessions ;
- Poser des conduites de faibles diamètres (proposer un diamètre minimum DN 110 mm).

➤ **Technologies de traitement des eaux usées**

Les technologies de traitement des eaux collectées par un réseau semi collectif sont les mêmes que celles d'un réseau collectif.

3.4. Choix du mode d'assainissement

D'après les enquêtes ménages réalisées, la plupart des ménages de la ville de Linguère sont équipés en ouvrages d'assainissement répondant dans une large mesure aux normes en ce qui concerne la collecte des eaux usées. En effet, les cabines sont bien faites et les fosses existantes sont également dans un état correct. Le chaînon manquant dans l'assainissement est le traitement et l'élimination des eaux traitées.

Par ailleurs, le sol de la commune de Linguère ainsi que la profondeur de la nappe permettent le choix des trois types d'assainissement que sont : l'assainissement autonome, l'assainissement collectif et l'assainissement semi collectif ou alors une combinaison de deux ou de ses trois types. Afin d'opérer un choix judicieux, il est nécessaire de fixer les contraintes autres que celles liées à la nature du sol et à la profondeur de la nappe.

Les contraintes physiques liées au mode d'assainissement à mettre en place concernent :

- ◆ La topographie : Elle influe largement sur les coûts d'investissement et d'exploitation pour un réseau collectif. En effet, des pentes du terrain naturel trop plates sont synonymes d'un nombre appréciables de stations de pompage associés des profondeurs de pose importantes ;
- ◆ Densité d'habitation : la densité est un paramètre important. Elle est liée aux débits d'eaux usées collectées. Des débits importants militent en faveur d'un réseau collectif alors que de faibles densités ont pour conséquence de faibles débits d'eaux usées à collecter ce qui est motif de choix de l'assainissement autonome.

L'analyse de la situation actuelle et future de la ville de Linguère fait apparaître les constats et projets suivants :

- ◆ Dans une grande partie de la ville, les densités sont appréciables et devraient augmenter à l'horizon du projet. Dans ses mêmes parties, les consommations en eau potable sont appréciables et devraient atteindre des valeurs spécifiques de 70 l/hab/j.
- ◆ Pour les zones périphériques, de faibles densités sont notées et subsisteront pendant longtemps. Des débits d'eaux usées faibles seront notés dans ses zones associés à des activités socioéconomiques de type rural.

Sur la base des contraintes décrites plus haut, deux zones d'assainissement sont proposées pour la ville de Linguère :

- ◆ Une zone où de l'assainissement collectif classique sera réalisée. Il s'agit du centre-ville actuelle et de ses environs ;

- ◆ Une zone où de l'assainissement autonome sera prévue. Il s'agit des zones périphériques actuelles, peu denses avec un habita sommaire, généralement dépourvu d'ouvrages d'assainissement.

Figure 10 : Zonage de l'assainissement

3.5. Options de traitement

3.5.1. Description des technologies de traitement envisageables pour les eaux usées

Ce chapitre présente et compare les technologies envisageables (techniques les plus simples et utilisés au Sénégal) pour le traitement des eaux usées collectées pour chaque ville.

- Boues activées : stations de Cambérène, Niayes et SHS à Dakar et à Thiès
- Lits bactériens : station expérimentale de Cambérène
- Lagunage simple : Rufisque, Mbour, Saly etc...

□ **Option 1 : Boues activées**

Le procédé "boues activées" consiste à mélanger et à agiter des eaux usées brutes avec des boues activées liquides, bactériologiquement très actives. La dégradation aérobie de la pollution s'effectue par mélange intime des micro-organismes épurateurs et de l'effluent à traiter. Ensuite, les phases "eaux épurées" et "boues épuratrices" sont séparées.

Dans le cadre de la présente étude, le procédé étudié est celui des boues activées conventionnelles constitué des éléments suivants :

- des prétraitements préliminaires (dégrillage, dessablage, déshuilage) ;
- un bassin d'activation (ou bassin d'aération) ;
- un décanteur secondaire avec reprise d'une partie des boues ;
- l'évacuation des eaux traitées ;
- des digesteurs des boues en excès provenant des décanteurs.

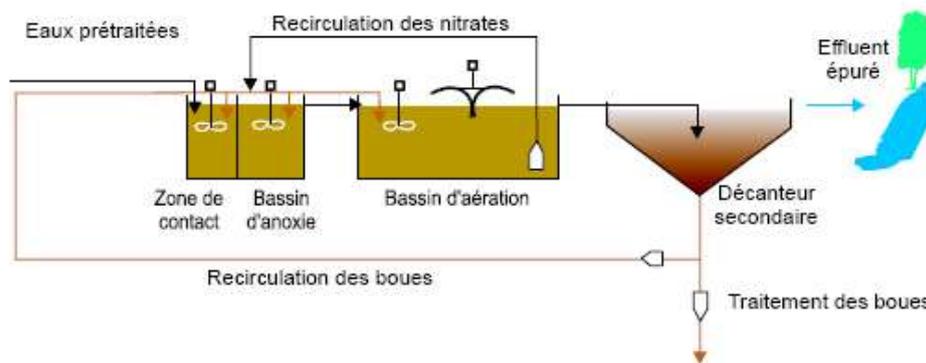


Figure 11 : Schéma de fonctionnement des boues activées

Face au défi posé par l'assainissement de grandes villes, ou de villes ne disposant pas d'espace le procédé de boues activées a été remis au goût du jour et appliqué dans quelques grandes villes, où les volumes considérés et l'absence de terrain disponible accessible par gravité redonnent une chance à l'utilisation de technologies intensives.

Au vu de l'expérience récente, de solides mesures d'accompagnement doivent cependant être assurées pour garantir un fonctionnement de boues activées. Ces mesures ne doivent pas se limiter à la formation de techniciens (indispensable pour l'opération d'une STEP à boues activées), mais être renforcées par un engagement politique de haut niveau garantissant la disponibilité budgétaire pour assurer les coûts élevés d'opération, y compris les salaires des techniciens engagés, les fournitures en réactifs et pièces de rechange. Le tableau suivant présente les avantages et inconvénients de cette technologie de traitement.

Efficacité	Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N par nitrification et dénitrification). Haute efficacité de traitement / m ² Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles.	Forte production de boues qu'il faut concentrer. Boues partiellement stabilisées. Décantabilité des boues pas toujours aisée.
Flexibilité	Opération maîtrisable, en intervenant sur la gestion de l'aération	Sensibilité aux surcharges hydrauliques. Risque de foisonnement filamenteux en cas de déséquilibre en nutriments.

Réutilisation		Nécessite un traitement tertiaire de l'effluent pour réduire les charges bactériologiques. Nécessite un traitement des boues pour éliminer les charges en pathogènes. Risque d'augmentation des œufs d'helminthes dans l'effluent ("sludge bulking").
Vulnérabilité	Technologie connue, haute disponibilité de références et littérature pour la conception, l'opération et la résolution des problèmes.	Vulnérabilité élevée, car: <ul style="list-style-type: none"> • dépend de la disponibilité d'énergie électrique ; • nécessite l'importation d'équipements (neufs et en pièces de rechange) et réactifs. • Nécessite la formation et l'engagement pérenne de techniciens-opérateurs.
Impact	Faible consommation d'espace Possibilité de méthanisation par digestion des boues dans un réacteur	Risque de bruit. Risque d'odeurs en cas de variations de charge ou opération déficiente.
Investissements		Très élevés
Coûts récurrents		Très élevés : <ul style="list-style-type: none"> • Consommation énergétique importante ; • Dépendance aux énergies fossiles ; • Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière.

Tableau 6 : Avantages et inconvénients du procédé par boues activées

□ Option 2 : Lits bactériens

Le principe de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler les eaux usées, préalablement décantées, sur une masse de matériaux poreux ou caverneux qui sert de support aux micro-organismes (bactéries) épurateurs. Une aération est pratiquée soit par tirage naturel soit par ventilation forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement. Les matières polluantes contenues dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent, à contre-courant, à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs. Le film biologique comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond. Les sous-produits et le gaz carbonique produits par l'épuration s'évacuent dans les fluides liquides et gazeux.

A l'instar des procédés à boues activées, les lits bactériens appartiennent au groupe des procédés intensifs. Bien que plus rares, ils ont jusqu'à ce jour souffert des mêmes difficultés d'opération que les boues activées, et connu un taux d'échec important. Les conditions d'application des lits bactériens sont donc les mêmes que celles des boues activées, bien que leur vulnérabilité soit légèrement plus réduite.

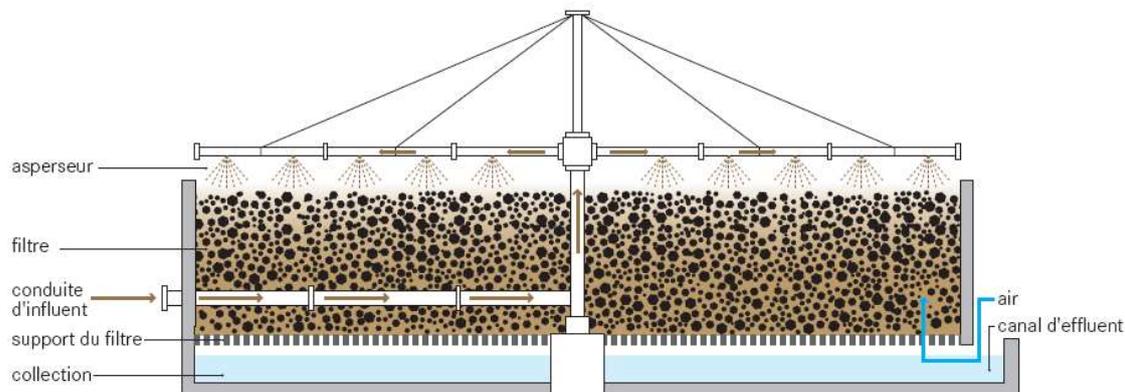


Figure 12 : Schéma de fonctionnement des lits bactériens

La répartition des tâches entre éléments d'une STEP à lits bactériens est différente de celle des boues activées : la percolation des eaux usées à travers les matériaux poreux exige un traitement primaire plus efficace, garantissant une homogénéité et une régularité des eaux usées percolées. Ce traitement primaire est également l'occasion d'abattre de manière importante les charges en DBO et DCO, en particulier par l'utilisation de procédés anaérobies : fosses Imhoff ou réacteurs anaérobies à flux ascendants.

Ces techniques peuvent être utilisées en combinaison avec des filières extensives, par exemple suivies d'une lagune de finition. Ces procédés permettent alors d'obtenir des rejets d'excellente qualité (élimination des nutriments, fort abattement des germes pathogènes).

Le calcul est basé sur l'utilisation de bassins anaérobies à flux ascendants comme traitement primaire. Les lits bactériens sont à haute capacité de traitement. Le tableau suivant présente les avantages et inconvénients de cette technologie de traitement.

Efficacité	Bonnes performances, mais généralement plus faibles que par boues activées. Bonne décantabilité des boues Haute efficacité de traitement / m ²	Nécessite un traitement primaire efficace pour réduire les risques de colmatage. Ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.
------------	---	---

Flexibilité	Plus faible sensibilité aux variations de charge polluante que les boues activées. Opération maîtrisable, en intervenant sur la gestion de l'aération	Sensibilité aux surcharges hydrauliques.
Réutilisation	Potentiel de réutilisation du biogaz.	Nécessite un traitement tertiaire de l'effluent pour réduire les charges bactériologiques.
Vulnérabilité		Elevée, car: <ul style="list-style-type: none"> • sensibilité au colmatage; • dépend de la disponibilité d'énergie électrique; • nécessite l'importation d'équipements (neufs et en pièces de rechange) et réactifs. • Nécessite la formation et l'engagement pérenne de techniciens-opérateurs.
Impact	Faible consommation d'espace Possibilité de méthanisation par digestion des boues dans un réacteur	Risque de bruit. Risque d'odeurs en cas de variations de charge ou opération déficiente, en particulier en présence de traitement primaire anaérobie.
Investissements		Très élevés
Coûts récurrents		Elevés, mais moindre que pour les boues activées: <ul style="list-style-type: none"> • Consommation d'énergie; • Dépendance aux énergies fossiles ; • Fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées.

Tableau 7 : Avantages et inconvénients du procédé par lits bactériens

□ Option 3 : Lagunage naturel

L'épuration est assurée grâce à un long temps de séjour, dans plusieurs bassins étanches disposés en série.

Le mécanisme de base sur lequel repose le lagunage naturel est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure des bassins est exposée à la lumière. Ceci permet l'existence d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et maintien des bactéries aérobies. Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique. Le gaz carbonique formé par les bactéries, ainsi que les sels minéraux contenus dans les eaux usées, permettent

aux algues de se multiplier. Il y a ainsi prolifération de deux populations interdépendantes : les bactéries et les algues planctoniques, également dénommées "microphytes". Ce cycle s'auto-entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et de la matière organique.

L'installation de trois types de lagunes en série est fréquente et permet d'assurer un bon niveau de fiabilité de fonctionnement pour l'élimination de la matière organique.

Le rôle respectif des différents bassins est le suivant :

- le premier ("anaérobie") permet, avant tout, l'abattement de la charge polluante carbonée (DBO/DCO) ;
- le second ("facultatif") permet l'abattement de l'azote et du phosphore, ainsi qu'une partie des charges carbonées et bactériologiques ;
- le troisième ("maturation") affine le traitement bactériologique.

Les superficies nécessaires au traitement des eaux usées domestiques étant un point critique du procédé par lagunage, et l'expérience africaine étant suffisante, les modèles de calcul adaptés à la réalité climatique locale sont disponibles et il est possible de réaliser un calcul relativement fin des surfaces nécessaires.

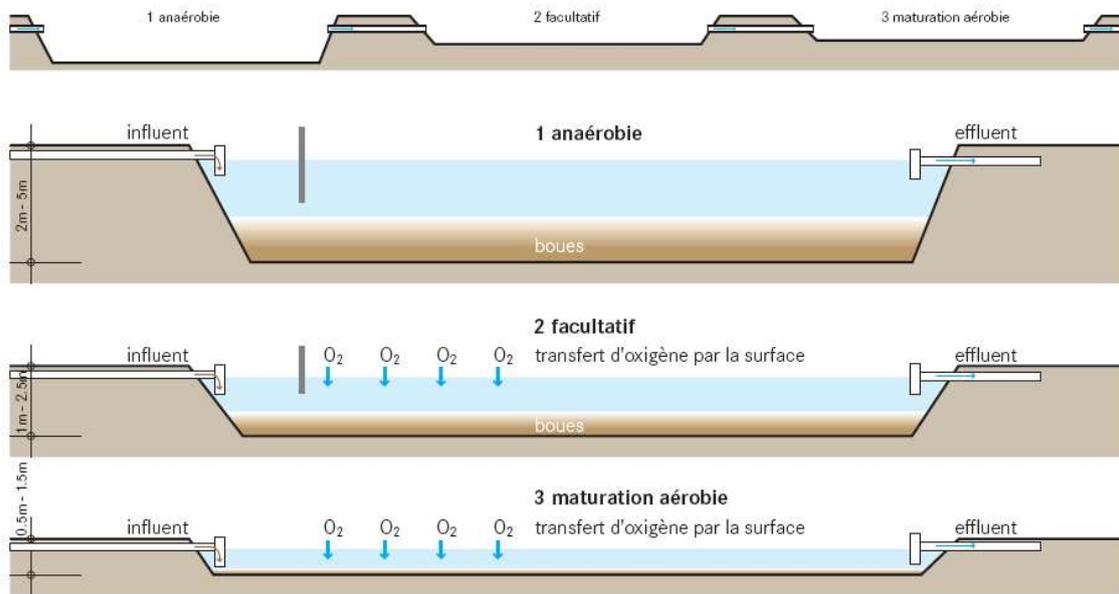


Figure 13 : Schéma de fonctionnement des STEP par lagunage naturel

Le tableau suivant présente les avantages et inconvénients de cette technologie de traitement.

<p>Efficacité</p>	<p>Rendements élevés en moyenne près de 70 % (plus de 85 % en ne prenant en compte que la DCO filtrée en sortie, brute en entrée). Les concentrations en azote total au niveau du rejet sont très faibles. L'abattement du phosphore est remarquable les premières années (≥ 60 %), puis diminue pour atteindre un rendement nul au bout de 20 ans environ¹. Importante réduction des charges bactériologiques liée au long temps de séjour de l'effluent. Les boues de curages sont bien stabilisées (sauf celles en tête du premier bassin)</p>	<p>Performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique. Cependant, le rejet de matière organique s'effectue sous forme d'algues, ce qui est moins néfaste qu'une matière organique dissoute pour l'oxygénation du milieu en aval. Très basse efficacité de traitement / m²: nécessite d'importantes surfaces disponibles. Ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.</p>
<p>Flexibilité</p>	<p>Très faible sensibilité aux variations de charge et de débit.</p>	<p>Non-maîtrisable: le rendement est défini exclusivement par le dimensionnement des ouvrages².</p>

¹Cette baisse est due à un relargage du phosphore depuis la vase du fond. Les conditions initiales seront restaurées par le curage des bassins (lorsque le milieu est sensible au phosphore, le curage doit avoir lieu au terme d'un délai plus court que les 10-12 ans généralement estimés et sur l'ensemble des lagunes.

² A l'exception d'une opération hydraulique fine permettant d'adapter les temps de séjour dans chaque bassin.

Réutilisation	<p>Très favorable :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Haute réduction des charges bactériologiques. • Les algues contenues dans l'effluent traité transportent l'eau et les nutriments jusqu'aux plantes. • Peut combiner les capacités de traitement et de stockage • Les boues de curages sont faciles à épandre sur sol agricole. 	Pertes hydrauliques en raison de l'évaporation.
Vulnérabilité	<p>Très faible :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pas d'équipements électromécaniques • Pas de réactifs 	<p>L'opération reste légère, mais si le curage global n'est pas réalisé à temps, les performances de la lagune chutent très sensiblement.</p> <p>Risque de présence d'insectes et autres vecteurs de maladie en cas de négligence dans l'opération.</p>
Impact	<p>Aucun bruit</p> <p>Bonne intégration paysagère</p> <p>Exploitation peu gourmande en énergie et donc pas de consommation d'énergies fossiles</p> <p>Possibilité de récupération du méthane par simple couverture des bassins anaérobies</p>	Risque d'odeurs en cas de variations de charge ou opération déficiente, en particulier au niveau des bassins anaérobies.
Investissements	Raisonnable	
Coûts récurrents	<p>Très faibles :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable • Besoins réduits en personnel 	Nécessité de curage des bassins et de coupe des végétaux.

Tableau 8 : Avantages et inconvénients du procédé par lagunage naturel

Les avantages techniques et financiers du lagunage sont importants. Ils ne sont mis en concurrence réelle que lorsque la disponibilité en terrains est limitée et/ou leur coût élevés.

3.5.2. Choix d'une option de traitement des eaux usées

Sur la base avantages et inconvénients pour chaque technique, il apparaît que le lagunage naturel simple est la technologie coutant le moins cher aussi bien en investissement qu'en exploitation. Il permet d'atteindre un très bon niveau de traitement avec des coûts d'exploitation et d'investissement relativement faibles.

Pour prendre en compte les boues qui seront vidangées avant la mise en place effective des réseaux d'assainissement et ou les parties prévues pour demeurer en assainissement autonome, les stations de traitement des eaux usées seront combinées avec des dispositifs de traitement des boues de vidange.

3.5.3. Description des technologies de traitement envisageables pour les boues de vidange

Ce paragraphe présente et compare les technologies proposées pour le traitement des boues de vidange envisageables pour la ville de Linguère. Les techniques complexes et/ou nécessitant une consommation d'énergie (bio digesteur, séchage mécanique) etc...) ont été volontairement exclues d'emblée.

Le traitement des boues de vidange est largement basé sur la séparation des fractions liquide et solide.

Les techniques simples et assez bien connues au Sénégal et en Afrique de manière générale pour la séparation solide-liquide des boues sont :

- ◆ des lits de séchage,
- ◆ des lits de séchage non plantés;
- ◆ des bassins de sédimentation / épaissement ;

La technique des bassins de sédimentations est largement utilisée au Sénégal. Les lits de séchages non plantés sont en cours de réalisation à Fatick et sont fonctionnels à Ouagadougou et Bobo Dioulasso au Burkina Faso. Les lits de séchage plantés sont réalisés sous forme expérimentale à Cambérène.

□ Option 1 : Bassins de sédimentation / épaissement

Cette option utilise les bassins de sédimentation / épaissement pour la réduction des quantités de boues à envoyer sur les lits de séchage. Les bassins de sédimentation / épaissement constituent donc les ouvrages principaux de la séparation liquide / solide.

Un bassin de sédimentation / épaissement est un bassin de décantation simple qui permet d'épaissir les boues. L'effluent est évacué et traité alors que la boue épaissie est envoyée sur des lits de séchage.

La figure ci-dessous présente le principe de fonctionnement des bassins de sédimentation / épaissement.

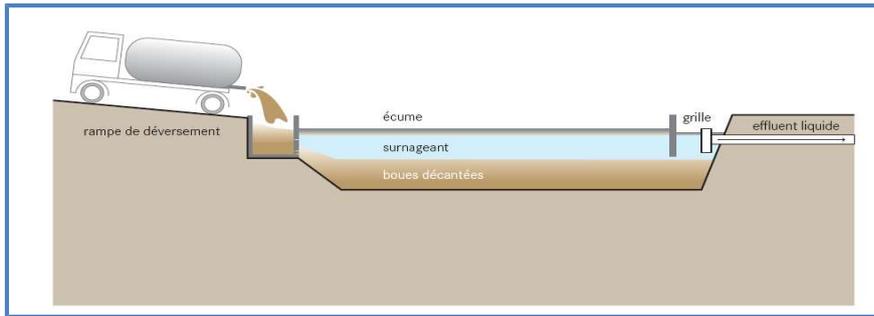


Figure 14 : Schéma de fonctionnement d'un bassin de décantation

Le principe de fonctionnement pour cette variante est le suivant :

- ◆ les boues reçues au niveau de l'ouvrage de réception passent sur un canal au travers duquel elles sont dégrillées pour être séparées des éléments solides grossiers. Le nombre de grille varie entre un et trois en fonction de la nature des boues ;
- ◆ les refus de dégrillage sont ensuite retirés et déposés dans des bacs prévus à cet effet ;
- ◆ les eaux ainsi dégrillées passent ensuite dans les bassins de sédimentation. Le bassin de sédimentation a pour objectif de concentrer les boues en décantant la matière en suspension. Les boues brutes y stagnent pendant plusieurs heures, ce qui permet la décantation gravitaire des matières en suspension. Les matières décantées s'accumulent au fond du bassin, tandis que le surnageant clarifié sort du bassin par un seuil ;
- ◆ les boues accumulées au fond sont soutirées périodiquement et envoyées sur les lits de séchage par pompage. Pour une gestion optimale, deux bassins parallèles en fonctionnement alternatif sont prévus ;
- ◆ les boues épaissies envoyées sur les lits subissent ensuite une percolation et un séchage. Le percolât rejoint le surnageant issu des bassins et termine son traitement dans les bassins de lagunage avant le rejet final ;
- ◆ les boues séchées sur les lits sont enlevées périodiquement pour être déposées sur une aire de séchage pendant un temps suffisamment long pour permettre la destruction des germes pathogènes.

□ **Option 2 : Lits de séchage simples**

Cette option utilise directement les lits de séchage simples pour la séparation liquide /solide.

Un lit de séchage non planté est un lit simple et perméable qui, une fois chargé avec la boue, draine la partie liquide et permet à la boue de sécher par évaporation. Approximativement, 50 à 80% du volume des boues percole comme liquide. Les boues accumulées sur les lits sont raclées à une fréquence à déterminer. La figure ci-dessous présente le principe de fonctionnement des lits de séchage simples.

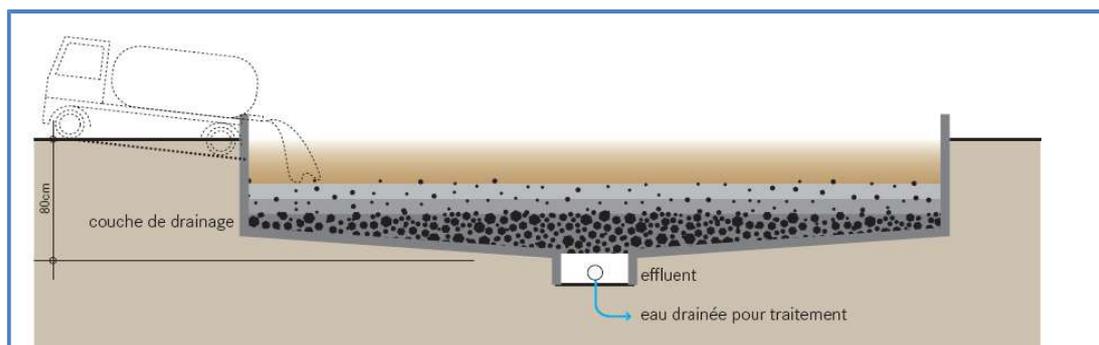


Figure 15 : Schéma de fonctionnement d'un lit de séchage non planté

Le principe de fonctionnement pour cette variante est le suivant :

- ◆ les boues reçues au niveau de l'ouvrage de réception passent sur des canaux au travers desquels elles sont dégrillées pour être séparées des éléments solides grossiers. Le nombre de grille varie entre un et trois en fonction de la nature des boues. Pour chaque filière, un ouvrage de réception + canal dégrilleur + canal de répartition sont prévus ;
- ◆ les refus de dégrillage sont ensuite retirés et déposés dans des bacs prévus à cet effet ;
- ◆ les eaux ainsi dégrillées passent ensuite dans les différents lits organisés en filière. Un système de vannage permet une utilisation successive des lits de séchage ;
- ◆ les boues envoyées sur les lits subissent ensuite une percolation et un séchage. Le percolât termine son traitement dans les bassins de lagunage avant le rejet final ;
- ◆ les boues séchées sur les lits sont enlevées périodiquement pour être déposées sur une aire de séchage pendant un temps suffisamment long pour permettre la destruction des germes pathogènes.

□ Option 3 : Lits de séchage plantés

Cette option utilise directement les lits de séchage plantés pour la séparation liquide / solide.

Un lit de séchage planté est semblable à un lit de séchage non planté avec l'avantage d'une évapotranspiration accrue par les plantes judicieusement choisies. La boue fraîche peut être appliquée directement sur la couche précédente. Les plantes et leur système racinaire maintiennent la perméabilité du filtre. Les boues accumulées sur les lits sont évacuées tous les 2 à 5 ans. Elles ont alors atteint un degré de stabilisation avancé ainsi qu'une bonne « hygiénisation » et humification.

Les lits de séchage plantés présentent l'avantage que les boues y resteront pendant une période allant jusqu'à 5 ans, et vont réduire considérablement les dépenses opérationnelles. En plus, les boues sont hygiéniquement neutres après un temps de séjour prolongé. Des études ont révélé que le nombre d'œufs d'helminthes dans les boues est réduit à près de 100%, avec des concentrations inférieures à 6 œufs/gMS, donc dans la plage de tolérance de 3 – 8 œufs/g MS admise pour une réutilisation sûre dans l'agriculture.

Les boues ne requièrent pas d'autres étapes de traitement. À la fin du temps de stockage sur les lits de séchage plantés, les boues séchées peuvent être épandues directement sur les surfaces cultivées.

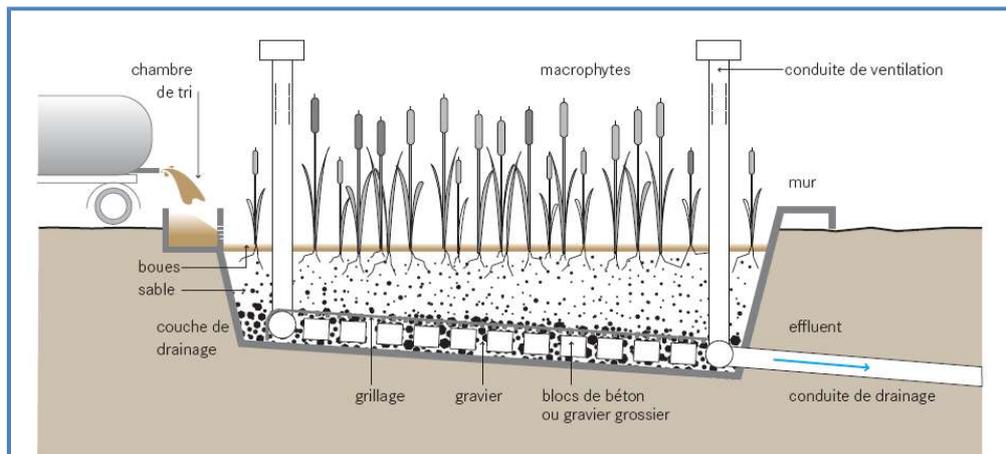


Figure 16 : Schéma de fonctionnement d'un lit de séchage planté

Le principe de fonctionnement pour cette variante est le suivant :

- ◆ les boues reçues au niveau de l'ouvrage de réception passent sur des canaux au travers desquels elles sont dégrillées pour être séparées des éléments solides grossiers. Le nombre de grille varie entre un et trois en fonction de la nature des boues. Pour chaque filière, un ouvrage de réception + canal dégrilleur + canal de répartition sont prévus ;
- ◆ les refus de dégrillage sont ensuite retirés et déposés dans des bacs prévus à cet effet ;
- ◆ les boues ainsi dégrillées passent ensuite dans les différents lits organisés en filière. Un système de vannage permet une utilisation successive des lits de séchage ;
- ◆ les boues envoyées sur les lits subissent ensuite une percolation et un séchage. Le percolât rejoint les bassins de lagunage avant le rejet final.
- ◆ les boues restent suffisamment longtemps sur les lits pour permettre la destruction des germes pathogènes.

3.5.4. Choix d'un procédé de traitement des boues de vidange

La comparaison des options montre que l'option 2 est la plus adaptée au contexte de la ville de Linguère notamment du fait de l'ensoleillement dans la ville, de la longueur de la saison sèche (plus de 8 mois sur 12) et de la non nécessité de mettre en place des équipements consommatrices d'énergies comme les pompes (comme pour l'option 1) ou des plantes qui devront être entretenues (option 3). Elle est peu gourmande en surface mais également moins onéreuse en investissement. Elle est retenue pour le traitement des boues de vidange produites

3.6. Choix du mode d'assainissement collectif

Pour rappel, pour la ville de Linguère, il est proposé :

- un système d'assainissement collectif comprenant :
 - Un réseau y compris des stations de pompage pour la collecte des eaux usées ;
 - Une station de traitement des eaux usées
- Un système d'assainissement autonome pour les zones périphériques avec :
 - L'équipement des ménages en ouvrages d'assainissement individuel ;
 - Une station de traitement des boues de vidange.

Le mode d'assainissement collectif retenu dans le cadre de ce projet est un système entièrement séparatif pour éviter la mise en place d'ouvrages d'exploitation complexe et des débits irréguliers au niveau de l'exutoire des eaux usées domestiques.

Un réseau d'assainissement séparatif consiste à affecter un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux vannes, eaux ménagères) et, avec des réserves certains effluents industriels, alors que l'évacuation de toutes les eaux pluviales est assurée par un autre réseau.

Mis à part les réseaux anciens de quelques villes comme au Plateau de Dakar, il est le système plus utilisé par l'ONAS dans toutes les villes assainies du Sénégal pour les raisons suivantes :

- possibilité de recourir à des postes de relèvements ou de refoulement que la faiblesse du relief imposerait ;
- possibilité d'évacuer rapidement et efficacement les eaux usées polluées, sans contact avec l'extérieur, ce qui n'est pas le cas du mode unitaire qui nécessite, en cas d'orages, le fonctionnement de déversoirs de surverse ;
- permet d'assurer à la station d'épuration qui traite les eaux collectées un fonctionnement régulier, puisque les eaux à traiter ont les débits les plus faibles et les plus réguliers : la station d'épuration reçoit alors des eaux ayant un degré de pollution uniforme et cette installation est économique en investissement comme en exploitation.

3.7. Critères et paramètres de conception

3.7.1. Réseau gravitaire de collecte des eaux usées

3.7.1.1. Méthode de calcul

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

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

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

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 m^3/s
- R : Rayon hydraulique

A : Section conduite

Les conduites seront en PVC type assainissement (PN6).

Les différents paramètres utilisés pour les calculs hydrauliques sont répertoriés dans le tableau ci-dessous.

Collecteurs		
Débit d'eau usée spécifique (q_{EU}) [l/hab/j] [à partir de la consommation d'eau spécifique donnée (q_{eau})]		$0,8 \cdot q_{eau}$
Débit d'eau usée moyen (Q_m) [l/j] [où P = le nombre de la population du bassin de collecte total de la section à dimensionner (y compris les populations des bassins collecte voisins d'où la section à dimensionner reçoit des eaux usées par pompage)]		$P \cdot q_{EU}$
Débit de projet (Q_c) [l/s] [où - Q_m débit d'eau usée moyen = le nombre de la population (P) du bassin de collecte total de la section à dimensionner (y compris les populations des bassins de collecte voisins d'où la section à dimensionner reçoit des eaux usées par pompage) <i>multiplié par le débit d'eau usée spécifique (q_{EU}) et par le coefficient de pointe (C_p)</i>		$C_p \cdot Q_m$ [l/s]
Coefficient de pointe CP : A calculer pour chaque bassin de collecte. C_p est limité à 3 Q_m débit moyen en m3/h		$1.50 + 2.50/Q_m^{0.50}$
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		80
Remplissage max. des collecteurs	DN \leq 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 \leq 300 mm 300 < DN \leq 500 mm DN > 500 mm	35 45 60
Distance moyenne (calculée) entre les regards dans les zones d'habitation		30
Dimension minimale intérieure (regard visitable)	[mm]	800

Cunette du regard [m]	- hauteur	DN \geq 500 \rightarrow H _{min} =0,5 m
- pente	[%]	DN < 500 \rightarrow H _{min} = DN 10 \pm 2
Angle de raccordement		dn/DN \geq 0,5 \rightarrow <67,5° dn/DN < 0,5 \rightarrow \leq 90°
Angle de raccordement min.- max.		30° - 90°

Tableau 9 : Critères de dimensionnement du réseau d'eaux usées**3.7.1.2. Définition des bassins versants**

Le principe de mise en place du réseau de collecte des eaux usées est le découpage de la ville en bassins de collecte desservis par un réseau gravitaire et ayant pour exutoire une station de pompage ou un collecteur principal. Les coefficients de pointe seront évalués pour chaque bassin de collecte.

3.7.1.3. Conditions aux limites

Pour une facilité d'exploitation, les conditions suivantes sont respectées pour le calage et le dimensionnement des collecteurs principaux du réseau de collecte des eaux usées pour chaque ville.

D'autres conditions sont toutefois à vérifier :

- ◆ Diamètre minimal : 250 mm
- ◆ Profondeur minimal sur génératrice supérieure : 80 cm
- ◆ Le plein débit d'une conduite gravitaire correspond à une hauteur maximale de 80% de diamètre intérieur ;
- ◆ à pleine section ou à demi section, un tuyau circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement de 0,6 m/s ;
- ◆ pour un remplissage de la conduite au moins égal au 2/10 du diamètre doit être assuré pour le débit moyen, la vitesse d'écoulement doit être au moins égale à 0,30 m/s ;
- ◆ Pour limiter le nombre de stations de pompage au strict minimum, on respectera une pente minimale de 0.30 %. Les profondeurs de pose seront limitées à 2 m dans les rues étroites et dans les grandes rues la profondeur peut atteindre 4 m ;
- ◆ Les réseaux existants pour toutes les villes fonctionnent correctement. Ils seront maintenus. Ils seront interceptés au niveau de leur croisement avec les collecteurs principaux. Les fosses existantes seront supprimées.

3.7.2. Stations de pompage

Les stations de pompage seront de conception simple garantissant une exploitation facile et économique. Des pompes submersibles simples d'emploi et largement utilisées seront proposées.

La station de pompage sera composée, dans une enceinte clôturée de :

- Dégrilleur : Dégrilleur vertical automatique ;
- Dessableur ;
- Bâche de pompage y compris pompes et équipements annexes ;
- Un local gardien avec toilette ;
- Une salle de commande abritant le groupe électrogène de secours, la cuve à gasoil et l'armoire électrique.

3.7.2.1. Dégrillage

Le dégrillage permet :

- ◆ de protéger les ouvrages en aval de l'arrivée de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les unités de l'installation ;
- ◆ de séparer des matières volumineuses qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements comme par exemple l'arrivée brutale de feuilles mortes en automne.

Les objets dont la taille dépasse l'espace des barreaux sont arrêtés et s'accumulent en amont de la grille provoquant son colmatage progressif. Un nettoyage périodique de la grille s'impose. Les déchets récupérés, appelés refus de dégrillage, sont mis en décharge ou enfouis après leur égouttage.

En général, on classe les grilles en : grossières, moyennes, et fines selon l'écartement des barreaux. Le choix de la grille est fait en considérant la provenance de l'eau, le débit traité et l'efficacité désirée. Lorsqu'une grille fine est adoptée, on prévoit parfois une grille grossière en amont ayant pour rôle d'éliminer les plus gros déchets et permettre ainsi de meilleures conditions d'exploitation de la grille principale. Lorsqu'une grille fine est utilisée, il est préférable qu'elle soit automatique. Dans le cas de cette étude, nous utilisons un dégrilleur automatique qui sera composé d'un châssis sur lequel sont montés :

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

Pour assurer un fonctionnement continu, même pendant les interventions sur les équipements de dégrillage, le dédoublement du dégrilleur est préconisé. L'utilisation de plusieurs grilles en parallèle permettra, si besoin est, d'employer alternativement l'une ou l'autre des files de dégrillage.

Etant donné l'importance des débits traités et le transit des eaux par une station de pompage, obligatoirement précédée par un dégrillage grossier ou moyen, nous prévoyons l'utilisation d'un dégrillage fin. Les grilles seront placées dans des canaux rectangulaires. On prévoit aussi la construction d'un by-pass.

La largeur de la grille est déterminée par la formule de Kirschmer :

$$L = \frac{Q \times \sin \alpha}{h \times (1 - \beta) \times \delta \times V}$$

Avec

- α : angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale $\alpha = 90^\circ$ (dégrilleur vertical) ;
- β : fraction de surface occupé par les barreaux ;
- Q : débit m^3/s ;
- δ : coefficient de colmatage de grilles = 0.50 pour grille automatique ;
- Entrefer 15 mm ;
- h : hauteur maximale dans le chenal dégrilleur ;
- V : vitesse de flot ;
- matériaux inox 316L ;
- Hauteur de grille 650 mm.

Pour un espacement entre les barreaux de 1.5 cm et une épaisseur de barreau de 6 mm, on aura $\beta = 1/3$.

$$S = L \times h$$

Avec :

S : surface minimale des grilles à prévoir en m^2 .

À partir de cette base de données, nous trouvons :

Surface de la grille nécessaire : $S = Q / V$

3.7.2.2. Dessablage

Le dessablage a pour objectif d'éliminer les particules denses afin d'éviter une abrasion rapide des installations. Cette opération vise à retenir les particules minérales de dimension supérieure ou égale à 200 μm . Etant donné leur taille et leur nature minérale, les particules de sable décantent librement (sans interactions entre les particules) dans une eau stagnante et peuvent aussi décanter dans une eau s'écoulant à une vitesse modérée. Il suffit d'adopter des vitesses d'écoulement de l'eau et des dimensions du décanteur permettant à la particule de sable d'atteindre le fond du décanteur avant d'être entraînée hors de l'ouvrage.

Les sables retenus sont extraits du dessableur par pompe suceuse. Ils sont lavés, égouttés puis évacués en décharge ou évacués sur un site d'enfouissement sanitaire.

On adoptera un dessableur canal en se fixant pour objectif d'y arrêter les particules de diamètre $D = 0.20$ mm soit :

- ◆ Vitesses de chute $V_c = 0.02$ m/s ;
- ◆ Vitesse horizontale $V_h = 0.3$ m/s.

Les formules suivantes seront retenues pour le pré dimensionnement des équipements et ouvrages de dessablage.

$$\text{Condition de piégeage : } L \geq h \times \frac{V_h}{V_c}$$

$$h \times l = \frac{Q}{V_h}$$

Condition pour éviter des remises en suspension : $10 \leq \frac{L}{h} \leq 15$

Avec :

L = longueur du dessableur en m ;

l = largeur du dessableur en m ;

h = hauteur d'eau dans le dessableur en m ;

Pour une hauteur utile h = 0.30 m (hauteur d'eau), on a : V : vitesse horizontale requise du flot dans le dessableur = 0.3m/s.

3.7.2.3. Bâche de pompage

Les bâches de pompage des stations constituent 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 bâche est donné par la relation :

$$V = \frac{0.9 \times Q}{n z}$$

Avec :

V : volume de la bâche

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 :

P < 7,5	15
7,5 < P < 50	12
P > 50	10

Les bâches de pompage seront de section circulaire avec un regard de sectionnement placé en amont de la bâche ; ce regard est muni d'une vanne murale commandée manuellement à partir de la dalle. Les parois des bâches seront en béton dosé à 50 kgCHF/m³. Une échelle sera installée pour l'accès. Un système de levage de capacité 1.50 KN sera également installé. Une ouverture sur la dalle de la bâche permettant la pose et la dépose des pompes ainsi que l'accès du personnel de service. Cette ouverture sera fermée par une plaque métallique en caillebotis.

Un regard de vannage situé à l'aval de chaque bêche de profondeur totale de 2 m et de dimensions planes permettant l'abrité les vanneries et le raccordement d'anti-bélier. Il est constitué d'un regard en béton armé dans lequel sont installées les vannes, les clapets anti-retour sur les colonnes pour chaque GEP, et une vanne d'arrêt générale placée sur le collecteur de la conduite de refoulement.

Une plaque métallique en tôle striée sera placée dans l'ouverture de visite de regard.

3.7.2.4. Conduites de refoulement calcul des pertes de charges

Les conduites de refoulement seront en PVC pression PN 10 pour toutes les stations de pompage.

Dans un premier temps, le diamètre économique est calculé selon la formule de Bonnin : $D_{eco} = Q^{0.50}$.

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 :

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

- 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 et la vitesse à un maximum tournant autour de 1.50 m/s et un minimum de 0.60 m/s.

3.7.2.5. Dispositif anti bélier

- **Nécessité de l'anti bélier.**

Le coup de bélier ou variation 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**

Elle est donnée par la formule suivante :

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

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 bêche de réception, équipé d'un clapet et d'une crépine et qui permettra l'aspiration directe à partir de la bêche 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 de la 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.

La surpression P est ainsi donnée par la formule :

$$P = a \cdot (2 \cdot V_r) / g$$

$$P = a \frac{2 \times V_r}{g}$$

La pression est $P_{max} = P + HMT$

3.7.3. Bassins de lagunage

□ Formules de calcul

Après examen des différents modèles disponibles à ce jour, il a été décidé de retenir comme source principale les résultats des études réalisées à l'EIER, complétés par les développements techniques présentés par le Dr Mara lors de la dernière conférence internationale sur ce thème en octobre 2000 à Cali, en Colombie.

➤ Réduction de la charge polluante

Le prédimensionnement des lagunes anaérobies se fait avec la charge volumique λ_v (g DBO/m³.j), d'après l'équation suivante :

$$\lambda_v = L_i Q / V_a$$

où: L_i = mg DBO/l de l'affluent brut

Q = débit moyen de l'affluent

V_a = Volume des lagunes anaérobies

La charge volumique λ_v devra être comprise entre 100 et 300 g DBO/m³.j pour garantir un bon fonctionnement et limiter le risque de dégagement de produits sulfurés. Pour des températures supérieures à 20°C, on peut admettre les valeurs suivantes :

$$\lambda_v = 10 T^{\circ} + 100.$$

Le rabattement de DBO obtenu est alors 60%.

Les lagunes facultatives (profondeur 1 à 2 m) sont dimensionnées pour la dégradation d'une charge organique relativement faible permettant la croissance d'une population d'algues saines. Il est recommandé de dimensionner les lagunes facultatives avec la charge surfacique λ_s (kg DBO/m².j) :

$$\lambda_s = 10 L_i Q / A_f$$

où : L_i = mg DBO/l de l'affluent à la sortie des bassins anaérobies.

Q = débit de l'affluent en m³/j

A_f = surface à mi-profondeur des lagunes facultatives

La valeur admissible pour λ_s est fonction de la température T° :

$$\lambda_s = 250x (1.085)^{(T-20)}$$

Pour des températures supérieures à 20°C, le rabattement de DBO obtenu par les bassins facultatifs est estimé à 80% (Critère de Mara et Pearson).

➤ Abatement de la charge bactérienne

La charge bactérienne est normalement mesurée avec l'indicateur des coliformes fécaux. Le modèle de Mara considère que la décroissance des coliformes fécaux dans les lagunes de maturation peut être approchée par le modèle d'une décroissance de premier ordre dans un réacteur de mélange complet.

Pour des bassins placés en série, la formule utilisée est la suivante :

$$N_e = N_a / (1 + k_t \times \theta_a) (1 + k_t \times \theta_f) (1 + k_t \times \theta_m)^n$$

Où: N_e = unités de coliformes fécaux par 100ml à la sortie de la station

N_a = unités de coliformes fécaux par 100ml à l'entrée de la station

k_T = coefficient de mortalité, 1/jour

θ = temps de rétention en jours, et pour chaque bassin

N = nombre de bassins de maturation en série

La valeur de k_T dépend de la température. Pour tenir compte de cette dépendance, Marais propose :

$$k_t = 2,6 (1,19)^{T-20}$$

➤ **Abatement du taux en œufs d'helminthes**

Les œufs d'helminthes et les kystes des protozoaires sont surtout éliminés par sédimentation et ceci indépendamment du type de lagune. Le taux d'élimination des œufs d'helminthes dépend donc surtout du temps de rétention (θ).

Le pourcentage d'élimination des œufs d'helminthes peut être vérifié à l'aide de l'équation suivante :

$$\%_h = 100 [1 - 0,41 e^{(1-0,49\theta + 0,008502)}]$$

Où: $\%_h$ = Réduction du taux d'œufs d'helminthes

θ = temps de rétention, jours

En ce qui concerne les bassins de maturation, il est nécessaire de déterminer le nombre de bassins en série et les dimensions des bassins en partant de la condition que l'effluent du dernier bassin doit avoir un taux de coliformes fécaux et/ou d'œufs d'helminthes inférieur aux limites imposée par les normes (réutilisation non restrictive). De plus, d'un point de vue pratique, il ne faut pas que le temps de rétention hydraulique d'un bassin de maturation soit plus grand que le temps de rétention du bassin facultatif, ni inférieur à trois jours pour éviter des court-circuits hydrauliques.

Dans la pratique, on calcule successivement le temps de rétention hydraulique avec des nombres différents de bassins. On retient le nombre de bassins le plus petit donnant un θ inférieur (ou égal) à 3 jours. On admet alors ce nombre de bassins de maturation supplémentaires et un temps de rétention égal au temps minimum de 3 jours.

□ **Normes de rejet et directives de réutilisation des eaux traitées**

Les normes sénégalaises NS 05-061 fixent les valeurs-limites des paramètres de qualité à respecter pour le rejet de tous types d'eaux usées dans les milieux récepteurs. La qualité minimale requise pour le raccordement d'un effluent industriel ou autres, sur le réseau d'assainissement collectif, est aussi fixée par les normes NS 05-061.

Température			30 °C
pH			6 – 9
DCO (effluent non décanté)	200 mg/l	90	2000 mg/l
MES totale	40 mg/l	30	600 mg/l
DBO ₅ (effluent non décanté)	50 mg/l	20	800 mg/l
Azote total	20 mg/l	10	150 mg/l
Phosphore total	10 mg/l	5	50 mg/l
Hydrocarbures totaux	50 mg/l	20	50 mg/l
Fluor et composés fluorés	100 mg/l	20	100 mg/l
Chrome et composés en Cr ^{III}	1 mg/l	0.5	1
Cuivre et composés en Cu	1 mg/l	0.5	1
Arsenic et composés en As	1 mg/l	0.5	1
Chrome hexa valent	0.2 mg/l	0.2	0.2
cyanures	1 mg/l	0.5	1
Coliformes Fécaux	par 100 ml	2000	2000
Streptocoques fécaux	par 100 ml	1000	1000
Salmonelles	Par 5000 ml	absence	absence
Vibrions cholériques	Par 5000 ml	absence	absence

Tableau 10 : Normes sénégalaises NS 05-061

Les recommandations pour une utilisation sans risques des eaux usées traitées à des fins agricoles, publiées par l'OMS en 1989, abordent l'aspect de la qualité microbiologique des eaux en termes de teneurs en coliformes et œufs de nématodes intestinaux. On y distingue deux catégories d'utilisation des eaux usées pour lesquelles les standards de qualité sont différents. Dans la première catégorie, on classe l'irrigation de cultures dont les produits sont susceptibles d'être consommés crus ainsi que l'arrosage des parcs publics et des terrains de sport. La deuxième catégorie concerne l'irrigation d'arbres, de pâturages, de céréales, d'arbres fruitiers et de cultures industrielles.

Les exigences assez strictes en ce qui concerne les œufs de nématodes intestinaux sont destinées à protéger la santé des consommateurs des produits agricoles et des agriculteurs. Elles nécessitent un haut degré d'élimination des œufs de nématodes lors du traitement des eaux usées (>99%). Les exigences sur la teneur en coliformes semblent se référer aux standards européens de qualité des eaux de baignade qui fixent cette teneur à la valeur maximale de 2000 par 100 ml.

A	Irrigation des cultures susceptibles d'être consommées crues, des terrains de sport ou des parcs publics	Travailleurs, consommateurs, public	≤ 1	2000 ^d	Passage par une série de bassins de stabilisation conçus pour atteindre la qualité microbiologique indiquée ou traitement équivalent.
B	Irrigation des cultures céréalières, industrielles ou fourragère, des pâturages et des arbres fruitiers ^e	Travailleurs	≤ 1	Aucune norme recommandée	Retenue en bassins de stabilisation pendant 8 à 10 jours ou traitement équivalent : élimination des helminthes et des coliformes fécaux.
C	Irrigation localisée des cultures de la catégorie B, en l'absence d'exposition des travailleurs et du public.	Aucun	Sans objet	Sans objet	Prétraitement dicté uniquement par la technologie d'irrigation, sous réserve qu'il soit au minimum équivalent à la décantation primaire.

Tableau 11 : Recommandations relatives à la qualité microbiologique pour l'utilisation des eaux usées en agriculture

Les eaux traitées peuvent être réutilisées pour le maraichage dans les environs immédiats de la station. Le niveau de traitement ciblé est compatible avec une réutilisation non restrictive des eaux traitées.

La réutilisation des boues issues du traitement des eaux usées et des boues de vidange est une solution à favoriser car elle constitue une solution adaptée à l'évacuation des quantités importantes de boues produites dans la station d'épuration.

3.8. Pré dimensionnement des ouvrages et équipement du programme d'assainissement collectif

3.8.1. Evaluation des débits d'eaux usées à collecter

Le débit d'eaux usées domestiques et industrielles collecté et acheminé vers la station d'épuration est fonction de la consommation en eau, définie plus haut, du taux de rejet et du taux de raccordement au réseau d'assainissement.

Deux types de débits sont utilisés pour le dimensionnement des différents ouvrages d'assainissement, qui diffèrent par les taux de raccordement au réseau considérés.

◆ Taux de raccordement au réseau

Linguère est une ville très sableuse avec une nappe profonde. Des ouvrages d'assainissement autonomes pourraient donc fonctionner sans problème majeur. Sans subvention importante, le taux de branchement risque d'être faible, les populations pouvant ne pas trouver un intérêt majeur à payer cher pour se brancher alors que leur dispositif actuel fonctionne correctement.

Cependant, la pratique actuelle de l'ONAS consiste à proposer des branchements sociaux pendant la mise en œuvre des phases du projet. On considère ainsi qu'un pourcentage de 60 à 70% des branchements potentiels se réalisent dans les premières années suivant l'arrivée du réseau dans une zone géographique donnée du fait des programmes de branchement subventionnés potentiels et des campagnes d'information d'éducation et de communication (IEC) accompagnant généralement un projet d'assainissement. Par la suite, les branchements se poursuivent, mais à un rythme moins soutenu puisque les branchements sont dans ce cas généralement non subventionnés.

Les taux de raccordement estimés pour 2032 dépendent donc à la fois de l'étendue géographique du réseau de collecte, du niveau de vie des populations, des difficultés potentielles de raccordement que l'on pourrait rencontrer pour brancher certaines concessions (potentielles cuvettes ou concessions inaccessibles), de l'existence ou non de subventions sur les branchements. Au total il sera considéré un taux de branchement de 80% de la population çà l'horizon 2032. Les 20% restant seront constitué de :

- Pour 15% des populations vivant à la périphérie de la commune donc non couverte par le réseau ;
- 5% constitué des populations couvertes par le réseau mais non branché pour des raisons topographiques, financières (n'ayant pas les moyens de payer les droits de branchement même subventionnés) ou ne souhaitant pas se brancher.

◆ Taux de rejet

Le taux de rejet usuel pour les eaux domestiques est admis entre 70 et 85 % du volume d'eau potable consommé. Selon les expériences des études d'assainissement au Sénégal, **un taux de rejet de 80 % pour les usages domestiques a été retenu pour cette étude.**

En l'absence de données plus précises, le même taux (sécuritaire) de 80% est retenu pour les gros consommateurs.

◆ Eaux parasites

Le calcul des volumes d'eaux usées doit également prendre en compte des eaux parasites :

- Eaux d'infiltration qui pénètrent dans le réseau séparatif à partir des nappes au niveau des raccordements domiciliaires, de canalisations, joints ou regards défectueux.
- Apports directs qui sont constitués par les ruissellements d'eaux pluviales pénétrant dans le réseau séparatif par les regards non étanches ou les mauvais branchements domiciliaires (eaux de toiture ou de cour).
- Apports d'origines diverses : stockages d'eaux (canaux, marigots, talus) ou pertes ou volumes distribués et non comptabilisés du réseau d'eau potable.

Peu d'expériences existent qui permettraient une estimation fine de ces volumes, qui sont en général estimés de façon proportionnelle aux débits véhiculés ou au linéaire de réseau.

Tenant compte de la grande profondeur de la nappe dans la commune et de la faible taille de la partie de la ville susceptible de subir des inondations, les eaux parasites seront estimées à 10% des débits des eaux usées domestiques.

◆ Débits des eaux usées

A partir des paramètres définis plus haut, il est possible de définir les débits moyens d'eaux usées arrivant à la station d'épuration, pour les différents horizons et les différents types d'usagers, tels que :

Débit moyen journalier Q_m (m^3/j) = la somme des volumes d'eaux usées moyens arrivant à la station d'épuration.

Le tableau suivant donne une estimation des débits d'eaux usées susceptibles d'être collectées dans la ville de Linguère à l'horizon du projet.

Désignation	unité	Valeurs
Population totale	hab	26 640
Taux de branchement	%	80
Consommation spécifique	l/hab/j	70
Taux de rejet	%	80
Débit moyen d'eaux usées domestiques	m^3/j	1 193
Débit eaux parasites	m^3/j	119
Débit total	m^3/j	1 313

Tableau 12 : Débit des eaux usées

Le débit moyen collecté au niveau de la station de traitement est estimé à **1 313 m³/j** à l'horizon 2032. Un débit de **1 300 m³/j** sera considéré par la suite notamment pour le prédimensionnement des ouvrages et équipements de traitement.

3.8.2. Données topographiques.

Pour les besoins du calage des conduites principales du réseau d'assainissement, il est nécessaire de disposer de données topographiques avec une précision suffisante à l'échelle d'un plan directeur d'assainissement. Les données topographiques utilisées sont issues de courbes SRTM (Shuttle Radar Topography Mission) de la commune et de ses environs immédiats. Bien que les altitudes issues des images SRTM ne soient pas très précises, la génération de la carte topographique permet d'apprécier la morphologie générale de la zone d'étude avec une précision suffisante pour la définition des bassins versants et le tracé et le calage des collecteurs principaux.

3.8.3. Les variantes du réseau de collecte des eaux usées

Le réseau projeté pour la collecte des eaux usées est conçu de façon à limiter la profondeur des fouilles tout en minimisant le nombre de stations de pompage. Le principe de base est donc d'acheminer les eaux usées des zones hautes vers les zones basses gravitairement avant de rejoindre la station d'épuration prévue à cet effet.

Pour le tracé de réseau de la ville de Linguère, deux variantes sont proposées.

- La variante 1 considère la ville en deux parties séparées par la route nationale : Une partie Nord et une partie Sud. Quatre stations de pompage sont nécessaires : deux au Nord et deux au Sud. Les traversées de la route nationale n'est fait que par refoulement ;
- La variante 2 propose une réduction du nombre de stations de pompage à deux moyennant des profondeurs de pose plus importantes sur quelques tronçons de collecteurs et la traversée de la route nationale gravitairement en deux endroits distincts.

3.8.4. Variante 1

3.8.4.1. Bassins de collecte et ossature du réseau de transfert

Pour chacun des quatre 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.

Le tableau suivant présente les détails et la répartition des débits sur chaque bassin de collecte.

Bassin	de	Données 2035
--------	----	--------------

collecte	Population	Débit moyen (l/s)	Coefficient de pointe	Débit de pointe (l/s)
BEU 1	5 600	3.20	2.89	9.25
BEU 2	4 140	2.40	3.00	7.20
BEU 3	8 200	4.70	2.65	12.46
BEU 4	8 700	5.00	2.62	13.10
Total	26 640	15.30	2.14	32.73

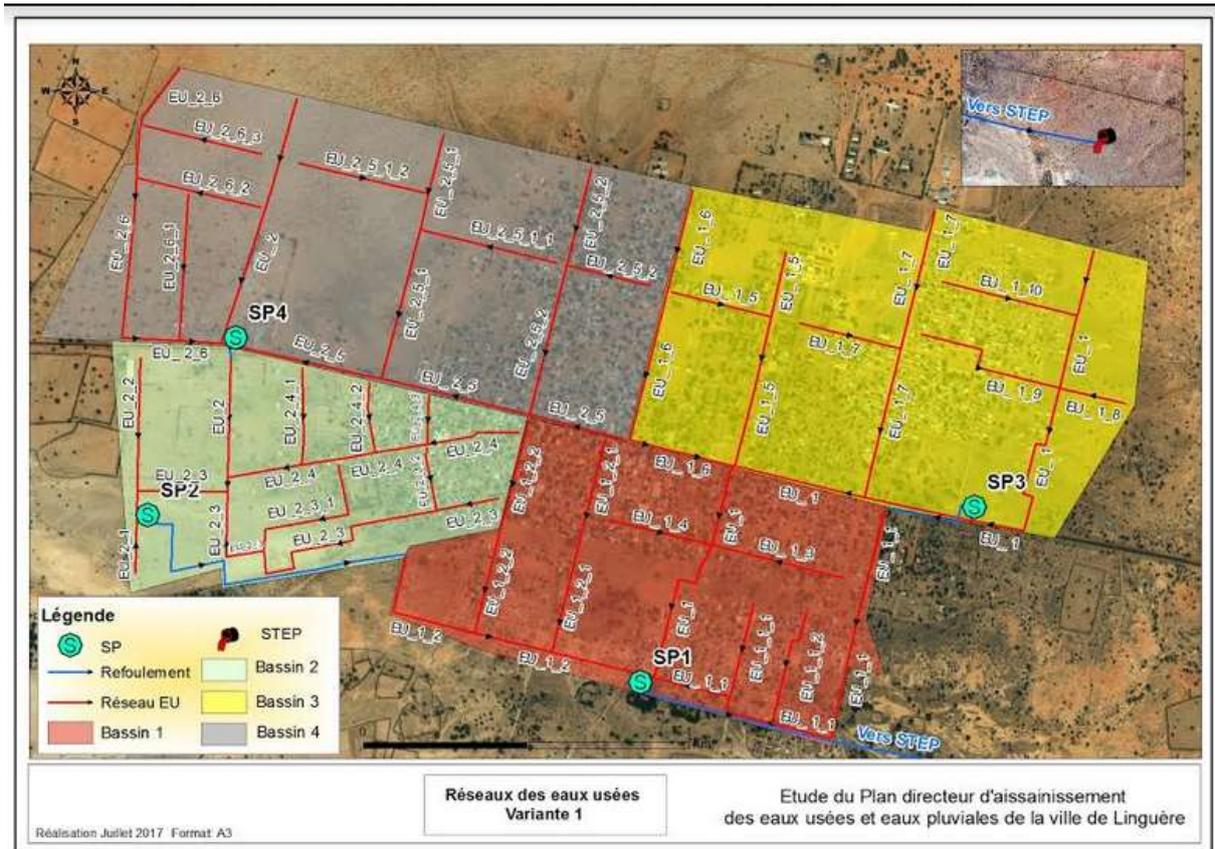
Tableau 13 : Répartition des débits sur les bassins de collecte variante 1

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

- quatre bassins versants ;
- Le réseau de canalisation principal desservant chaque bassin de collecte vers une station de pompage ;
- Les stations de pompage au nombre de quatre refoulant vers les bassins situés plus en aval par rapport à la position de la station ou vers la station de traitement.

La carte suivante présente l'ossature du réseau pour cette variante. Les conduites sont toutes en PVC répartis comme suit en fonction du diamètre commercial :

- DN 250 mm :24 400 ml;
- DN 315 mm :23 ml.



3.8.4.2. Collecteurs secondaires et tertiaires

Pour le réseau secondaire et tertiaire, des ratios seront utilisés. Les réseaux secondaires et tertiaires seront tous en PVC DN 250 mm. Sur la base de l'expérience dans des projets similaires, un ratio de 200 ml/ha est retenu. Le linéaire total de collecteurs secondaires et tertiaires est de 86 500 ml de canalisations PVC DN 250.

3.8.4.3. Stations de pompage

Pour cette variante de tracé, le réseau d'assainissement de la ville nécessite la réalisation de quatre stations de pompage numérotées SP1 à SP4. Chaque station de pompage constitue l'exutoire d'un bassin de collecte. La station de pompage SP1 est la principale. Elle envoie toutes les eaux usées collectées à la STEP.

□ Données de base de prédimensionnement

Les ouvrages et équipement des stations de pompage seront pré dimensionnées pour les données 2035. Le tableau suivant présente les données de pré dimensionnement.

Paramètres	Unité	SP1	SP2	SP3	SP4
Débit moyen	l/s	15.30	7.40	4.70	5.00
Débit de pointe	l/s	32.73	17.90	12.46	13.10

Longueur refoulement	ml	2 925	1 059	316	81
-------------------------	----	-------	-------	-----	----

Tableau 14 : Données de base de prédimensionnement des stations de pompage variante 1

□ Dégrillage

Le tableau suivant donne les résultats des calculs des dégrilleurs.

Stations de pompage	Débit Q m ³ /s	Vitesse V m/s	Hauteur h maximale de l'eau m	Coefficient de Colmatage δ	espacement entre les barreaux (en m)	Béta - β	Largeur L (m)	Calcul de la Surface mouillée m ²
SP1	0.033	1.0 0	0.3	0.5	0.015	0.33	0. 33	0.10
SP2	0.018	1.0 0	0.3	0.5	0.015	0.33	0. 18	0.05
SP3	0.012	1.0 0	0.3	0.5	0.015	0.33	0. 12	0.04
SP4	0.013	1.0 0	0.3	0.5	0.015	0.33	0. 13	0.04

Tableau 15 : Calcul des dégrilleurs

Pour chacune des quatre stations de pompage, on considérera un dégrilleur automatique. Le dégrilleur sera mécanique à grille moyenne et à tamisage grossier. Le dégrilleur sera logé dans un chenal de largeur **1.00 m** et de longueur **2 m** et la hauteur d'eau dans le chenal sera de 0.30 m pour chaque station de pompage.

Le chenal dégrilleur sera réalisé en béton armé dosé à 350 kg/m³ de ciment CHF. Les parois auront une épaisseur de 25 cm.

□ Dessablage

Le tableau suivant donne les résultats des calculs des dessableurs.

Stations de pompage	Débit (m ³ /s)	hauteur (m)	Vh	VC	Longueur minimale (m)	largeur (m)
SP1	0.033	0.3	0.3	0.02	4.5	0.36
SP2	0.018	0.3	0.3	0.02	4.5	0.20
SP3	0.012	0.3	0.3	0.02	4.5	0.14
SP4	0.013	0.3	0.3	0.02	4.5	0.15

Tableau 16 : Calcul des dessableurs

Pour des raisons d'exploitation, on considérera pour toutes les quatre stations un dessableur avec les dimensions suivantes :

- Longueur L = 4.50 m ;
- Largeur l = 2.00 m ;
- Hauteur h = 0.30 m.

□ Bâches de pompage

Les caractéristiques (diamètre et profondeur) des bâches de pompage sont données dans le tableau ci-après.

Paramètres	Unité	SP1	SP2	SP3	SP4
		32.7	17.9	12.4	13.1
Débit de pointe	l/s	3	0	6	0
Débit pompes	l/s	35	20	15	13
Nombre de pompes installées	unité	2	2	2	2
Nombre de pompes en fonctionnement	unité	1	1	1	1
Diamètre adopté	m	0	0	0	0
		3.0	3.0	3.0	3.0
Profondeur adoptée	m	0	0	0	0
		6.5	6.5	3.5	4.0

Tableau 17 : Prédimensionnement bache de pompage variante 1

□ Détermination des refoulements et des pompes à installer

Le tableau suivant donne, pour chaque pompe des stations de pompage, les caractéristiques des pompes (débit, HMT et puissances) ainsi que les diamètres adoptés pour les conduites de refoulement.

Paramètres	Unité	SP1	SP2	SP3	SP4
Débit pompes	l/s	35	20	15	13
Longueur conduite de refoulement	ml	2 925	1 059	316	81
Diamètre adopté	mm	200	20	160	160
		26.7	3.1	1.7	0.3
Pertes de charge totales	ml	6	6	5	4
		14.7	8.4	4.6	2.5
Hauteur géométrique	m	5	3	5	6
Hauteur manométrique totale HMT adoptée	m	41.5	11.6	6.5	3.0
HMT de chaque pompe	m	41.5	11.6	6.5	3.0

		0	0	0	0
Puissance d'une pompe	KW	23.7	3.7	1.5	0.6
		5	9	9	4

Tableau 18 : Détermination des refoulements et des pompes à installer variante 1

❑ Ballons anti bélier

Pour la protection de la conduite de refoulement, il est nécessaire d'équiper les stations de traitement et les prises de ballons anti béliers. Le tableau suivant présente les volumes d'anti bélier nécessaires à la protection des conduites de refoulement des stations de pompage.

Paramètres	Unité	SP1	SP2	SP3	SP4
Longueur conduite de refoulement	m	2 925	1 059	316	81
Hauteur Manométrique Totale : HMT	m	41.50	11.60	6.50	3.00
Débit de refoulement dans la conduite : Q	m ³ /s	0.035	0.020	0.015	0.013
Diamètre de la conduite : Φ	m	0.200	0.200	0.160	0.160
Volume du ballon anti bélier calculé V	m ³	1.14	0.24	0.05	0.01
	l	1 142	236	47	11
Volume du ballon anti bélier adopté	l	1 200	250	100	100

Tableau 19 : Détermination des volumes d'anti bélier variante 1

3.8.5. Variante 2

3.8.5.1. Bassins de collecte et ossature du réseau de transfert

Pour chacun des quatre 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. Les bassins de collecte sont identiques à ceux de la variante 2.

Le tableau suivant présente les détails et la répartition des débits sur chaque bassin de collecte.

Bassin de collecte	Données 2035			
	Population	Débit moyen (l/s)	Coefficient de pointe	Débit de pointe (l/s)
BEU 1	5 600	3.20	2.89	9.25
BEU 2	4 140	2.40	3.00	7.20
BEU 3	8 200	4.70	2.65	12.46
BEU 4	8 700	5.00	2.62	13.10

Total	26 640	15.30	2.14	32.73
-------	--------	-------	------	-------

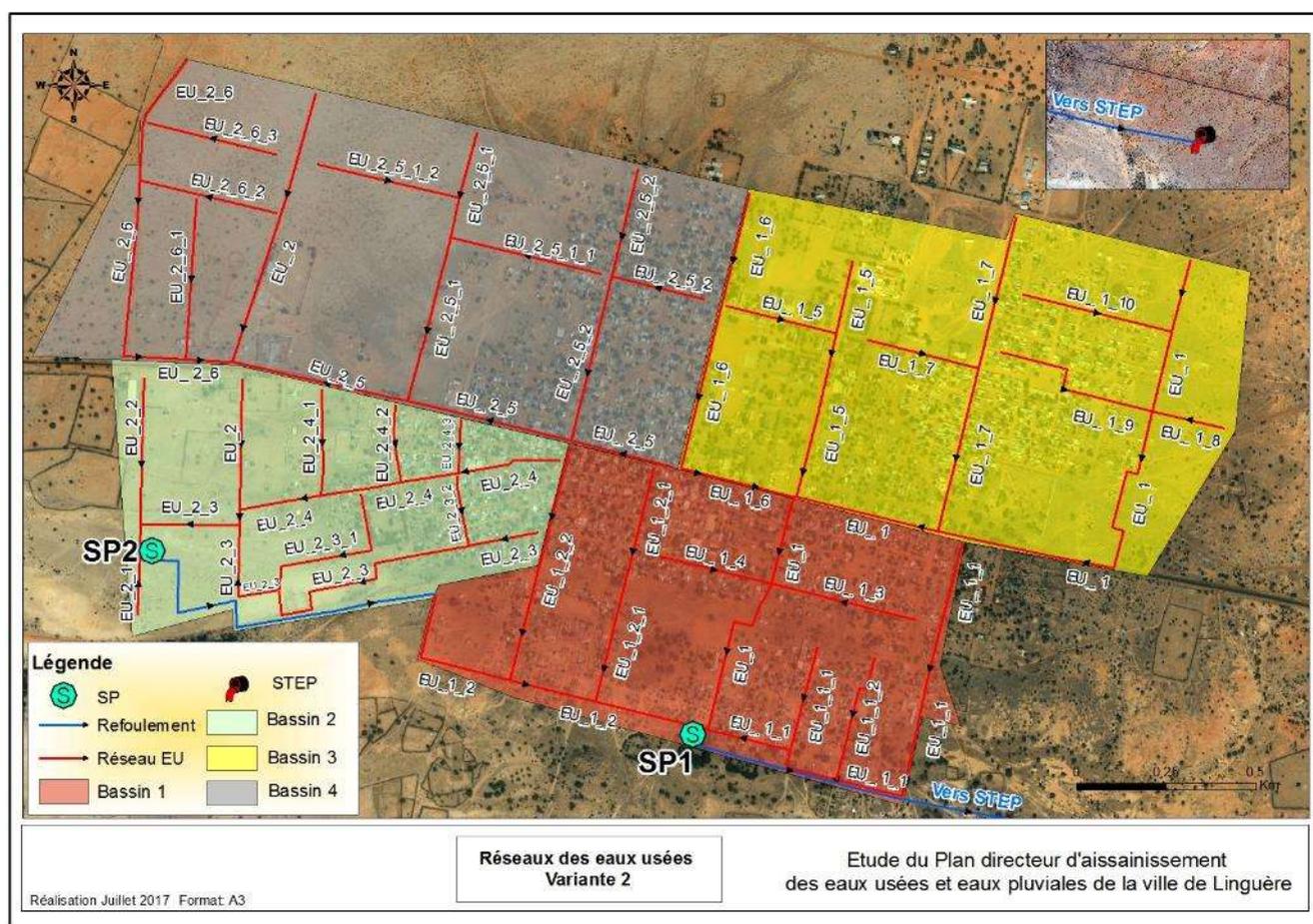
Tableau 20 : Répartition des débits sur les bassins de collecte variante 2

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

- quatre bassins versants ;
- Le réseau de canalisation principal desservant les bassins de collecte vers les deux stations de pompage prévues ;
- Les stations de pompage au nombre de deux.

La carte suivante présente l'ossature du réseau pour cette variante. Les conduites sont toutes en PVC répartis comme suit en fonction du diamètre commercial :

- DN 250 mm :24 400 ml;
- DN 315 mm :23 ml.



3.8.5.2. Collecteurs secondaires et tertiaires

Pour le réseau secondaire et tertiaire, des ratios seront utilisés. Les réseaux secondaires et tertiaires seront tous en PVC DN 250 mm. Sur la base de l'expérience dans des projets similaires, un ratio de 200 ml/ha est retenu. Le linéaire total de collecteurs secondaires et tertiaires est de 86 500 ml de canalisations PVC DN 250.

3.8.5.3. Stations de pompage

Pour cette variante de tracé, le réseau d'assainissement de la ville nécessite la réalisation de quatre stations de pompage numérotées SP1 à SP4. Chaque station de pompage constitue l'exutoire d'un bassin de collecte. La station de pompage SP1 est la principale. Elle envoie toutes les eaux usées collectées à la STEP.

□ Données de base de prédimensionnement

Les ouvrages et équipement des stations de pompage seront pré dimensionnées pour les données 2035. Le tableau suivant présente les données de pré dimensionnement.

Paramètres	Unit é	SP1	SP2
Débit moyen	l/s	15.30	7.40
Débit de pointe	l/s	32.73	17.90
Longueur refoulement	ml	2 925	1 059

Tableau 21 : Données de base de prédimensionnement des stations de pompage variante 2

□ Dégrillage

Le tableau suivant donne les résultats des calculs des dégrilleurs.

Stations de pompage	Débit Q m ³ /s	Vitesse V m/s	Hauteur h maximale de l'eau m	Coefficient de Colmatage δ	espacement entre les barreaux (en m)	Béta - β	Largeur L (m)	Calcul de la Surface mouillée m ²
SP1	0.033	1.0 0	0.3	0.5	0.015	0.33	33 ^{0.}	0.10
SP2	0.018	1.0 0	0.3	0.5	0.015	0.33	18 ^{0.}	0.05

Tableau 22 : Calcul des dégrilleurs

Pour chacune des deux stations de pompage, on considérera un dégrilleur automatique. Le dégrilleur sera mécanique à grille moyenne et à tamisage grossier. Le dégrilleur sera logé dans un chenal de largeur **1.00 m** et de longueur **2 m** et la hauteur d'eau dans le chenal sera de 0.30 m pour chaque station de pompage.

Le chenal dégrilleur sera réalisé en béton armé dosé à 350 kg/m³ de ciment CHF. Les parois auront une épaisseur de 25 cm.

□ Dessablage

Le tableau suivant donne les résultats des calculs des dessableurs.

Stations de pompage	Débit (m ³ /s)	hauteur (m)	Vh	VC	Longueur minimale (m)	largeur (m)
SP1	0.033	0.3	0.3	0.02	4.5	0.36
SP2	0.018	0.3	0.3	0.02	4.5	0.20

Tableau 23 : Calcul des dessableurs

Pour des raisons d'exploitation, on considérera pour toutes les deux stations un dessableur avec les dimensions suivantes :

- Longueur L = 4.50 m ;
- Largeur l = 2.00 m ;
- Hauteur h = 0.30 m.

□ Dégrillage

Pour toutes les deux stations de pompage, le dégrillage sera effectué par un panier de dégrillage. Un regard dégrilleur sera prévu avant l'entrée dans la bache de pompage 'arrivée du réseau dans ce regard sera équipée d'un panier de dégrillage avec fond ouvrant en acier inoxydable 304L, avec écartement des barreaux légèrement inférieurs au diamètre du passage de la roue des pompes, avec console et système de guidage en inox par barre et chaîne de relevage.

□ Bâches de pompage

Les caractéristiques (diamètre et profondeur) des bâches de pompage sont données dans le tableau ci-après.

Paramètres	Unité	SP1	SP2
		32.7	17.9
Débit de pointe	l/s	3	0
Débit pompes	l/s	35	20
Nombre de pompes installées	unité	2	2
Nombre de pompes en fonctionnement	unité	1	1
Diamètre adopté	m	3.0 0	3.0 0
Profondeur adoptée	m	6.5 0	6.5 0

Tableau 24 : Prédimensionnement bache de pompage variante 2

❑ Détermination des refoulements et des pompes à installer

Le tableau suivant donne, pour chaque pompe des stations de pompage, les caractéristiques des pompes (débit, HMT et puissances) ainsi que les diamètres adoptés pour les conduites de refoulement.

Paramètres	Unité	SP1	SP2
Débit pompes	l/s	35	20
Longueur conduite de refoulement	m	2 925	1 059
Diamètre adopté	mm	200	200
Pertes de charge totales	m	26.7	3.1
Hauteur géométrique	m	14.7	8.4
Hauteur manométrique totale HMT adoptée	m	5	3
HMT de chaque pompe	m	41.5	11.6
Puissance d'une pompe	KW	0	0
		23.7	3.7
		5	9

Tableau 25 : Détermination des refoulements et des pompes à installer variante 2

❑ Ballons anti bélier

Pour la protection de la conduite de refoulement, il est nécessaire d'équiper les stations de traitement et les prises de ballons anti béliers. Le tableau suivant présente les volumes d'anti bélier nécessaires à la protection des conduites de refoulement des stations de pompage.

Tableau 26 : Détermination des volumes d'anti bélier

Paramètres	Unité	SP1	SP2
Longueur conduite de refoulement	m	2 925	1 059
Hauteur Manométrique Totale : HMT	m	41.50	11.60
Débit de refoulement dans la conduite : Q	m ³ /s	0.035	0.020
Diamètre de la conduite : Φ	m	0.200	0.200
Volume du ballon anti bélier calculé V	m ³	1.14	0.24
	l	1 142	236
Volume du ballon anti bélier adopté	l	1 200	250

Tableau 27 : Détermination des volumes d'anti bélier variante 2

3.8.6. Comparaison des variantes

Les deux variantes de tracé du réseau ont sensiblement le même linéaire de canalisation principale et secondaire. La différence se situe à deux niveaux :

- Profondeur de pose des canalisations : Pour la variante 2, la profondeur de pose atteint 7m sur le tronçon EU_1 reliant deux parties de la ville (Nord et Sud) séparées par la route nationale;
- Station de pompage : pour réduire les profondeurs de pose, deux stations de pompage supplémentaires (mini station) sont proposées (variante 1).

Ainsi, comparer les deux variantes revient à comparer la réalisation de mini stations de pompage afin de réduire les profondeurs de pose.

Il est à noter que la rue concernée par la profondeur importante de pose est assez large (20m). La pose du collecteur sur cette rue à une profondeur de 7m sera certes assez délicate mais techniquement pas possible. Par ailleurs du point de vue coûts d'investissement et surtout d'exploitation, les deux stations de pompage supplémentaires qui ont une puissance cumulée de 2.33 KW sont plus onéreux que la pose à des profondeur de 7m.

Pour ces raisons, la variante 2 est proposée.

Les vues en plan et les profils en long des canalisations principales pour cette variante sont données en annexe (plans).

3.8.7. Prise en charge des ménages périphériques (assainissement autonome)

Des ménages sont établis dans l'espace communal mais à la périphérie de la ville. L'habitat est épars et sans ouvrages d'assainissement de manière générale. Le réseau d'assainissement projeté n'étant pas prévu pour desservir ces zones, des ouvrages d'assainissement autonomes sont proposés. Ces habitations sont caractérisées par :

- Des faibles consommations en eau potable;
- De l'espace relativement disponible du faible de la faible taille des constructions;
- Des moyens financiers limités.

L'ouvrage d'assainissement autonome le plus adapté est donc la toilette à chasse manuelle (TCM) à double fosse. En effet, sur le plan socio-culturel les populations concernées utilisent une quantité relativement importante d'eau pour la toilette anale ce qui n'est pas très compatible avec le fonctionnement des latrines dites sèches comme les VIP, les San plat et... Par ailleurs, les enquêtes ménages montrent que les toilettes avec fosses à chasse manuelle prédominent dans la ville. De plus, la toilette à chasse manuelle a l'avantage de permettre de gérer aussi bien les eaux usées que les excréta (ce qui n'est pas le cas des toilettes sèches comme les VIP) et peut être vidangée manuellement sans danger (ce qui n'est pas le cas de la fosse septique) et les sous-produits utilisés dans l'agriculture qui est une des activités des populations périphériques de la ville. C'est donc un ouvrage très

adapté au contexte des zones rurales et périurbaines disposant d'assez d'espace dans la concession et n'ayant pas les moyens de faire appel à un camion pour la vidange.

□ Description

La toilette à chasse manuelle doubles fosses comprend :

- une superstructure ;
- un siège de défécation (à la turque ou à l'anglaise) ;
- un siphon à faible volume d'eau qui empêche les remontées d'odeurs dans la cabine ;
- un regard de visite permettant la permutation des fosses ;
- deux fosses alternantes qui permettent une utilisation continue de la toilette.

□ Avantages

- Coût de construction acceptable.
- Peut être construit par les usagers.
- Confort relativement important.
- Limite le colmatage ("repos" de la fosse)
- Permet une vidange manuelle
- Permet la réutilisation agricole
- Pas de mouches, pas de moustiques
- Pas d'odeurs

□ Inconvénients :

- Nécessite de l'eau pour fonctionner;
- Nécessite de place.

□ Pré-dimensionnement

La superstructure de la TCM est faite d'agglos creux de 12 cm d'épaisseur. Elle est entièrement couverte d'une toiture en tôles ondulées 0.17 supportées par des chevrons 6/4 en samba, et équipée d'une chaise turque ayant à sa base un siphon hydraulique lequel communique avec un coude PVC Ø 110 et un tuyau PVC Ø110 qui aboutit dans le regard de répartition. Le seuil de la porte est précédé par une terrasse maçonnée appelée marchepieds.

Dans la pratique, un ouvrage, de diamètre intérieur 1,50 m et de profondeur utile 1,60 m soit une profondeur totale de 2.00m correspondant à une durée d'utilisation d'une fosse d'environ 6 ans est retenu.

3.8.8. *Station de traitement*

3.8.8.1. *Localisation du site*

Le site retenu pour abriter la station de traitement des eaux usées de Linguère est située au Sud Ouest de la ville.

La carte suivante indique sa localisation par rapport à la ville

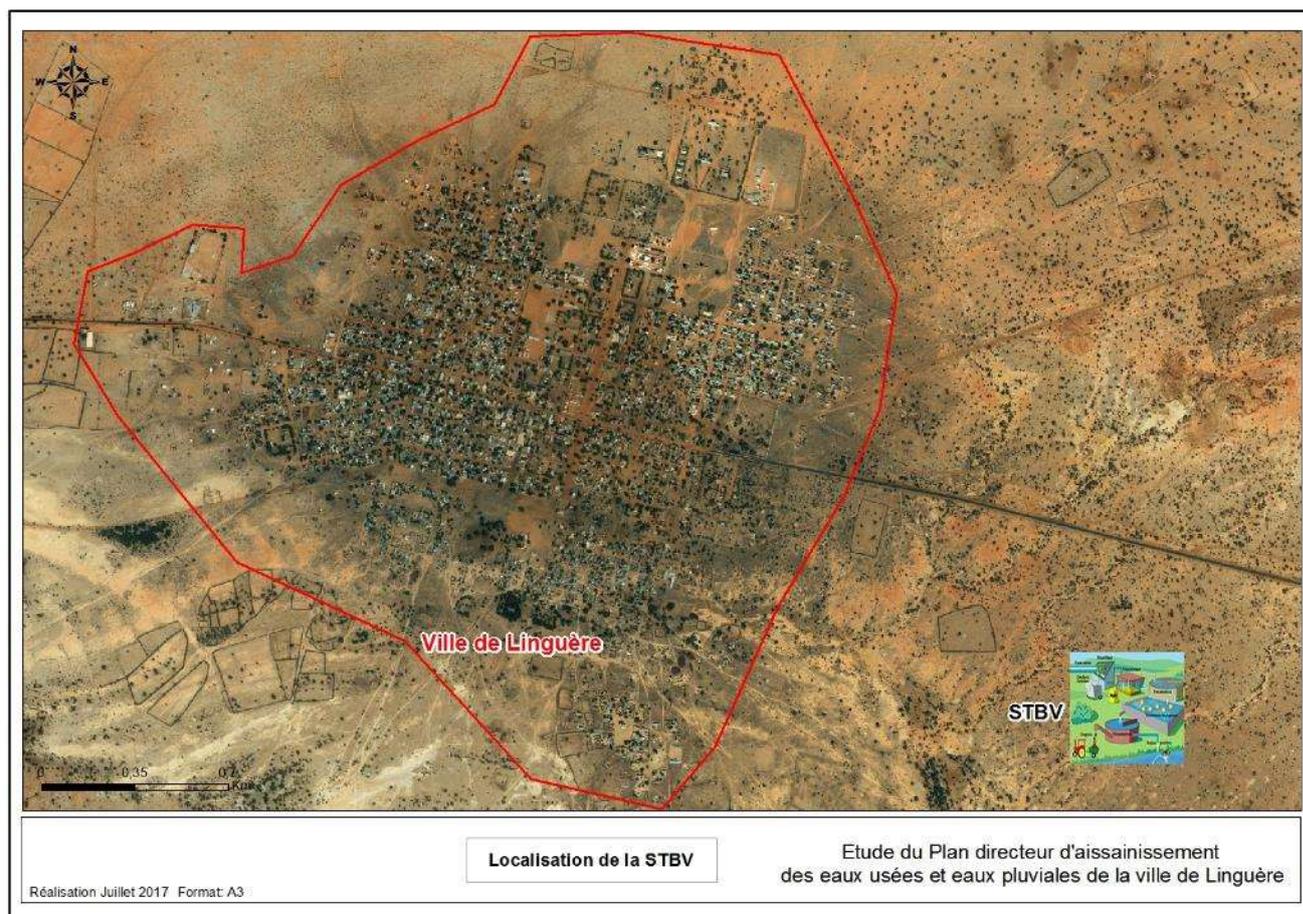


Figure 17 : Localisation du site de la station de traitement

3.8.8.2. Paramètres de dimensionnement de la station

☐ Eaux usées

▪ Débit

Pour le traitement des eaux usées, il est retenu une station de traitement de type lagunage naturel. Elle sera pré dimensionnée avec les débits et charge 2032 soit 1 300 m³/j. A noter que les débits moyens journaliers sont considérés, une station de type lagunage résistant très bien aux variations de charges notamment hydrauliques.

▪ Charges de pollution

Par analogie pour des villes au contexte socioéconomiques similaires, les paramètres de pollution suivants seront considérés :

Paramètres	Concentration	unité
DBO5	600	mg/l
DCO	900	mg/l
MES	650	mg/l

N	70	mg/l
P	11	mg/l
Œufs d'helminthes	221	Unité/l
Coliformes fécaux	10 ⁶	Unit é/100ml

Tableau 28 : Charges de pollution retenues pour les eaux usées

▪ **Récapitulatif**

Le tableau suivant donne les caractéristiques des eaux usées brutes considérées à l'entrée de la station d'épuration.

Débit journalier	moyen	m ³ /j	1 300
DBO5		mg/l	600
DCO		mg/l	900
Azote		mg/l	70
MES		mg/l	650
Coliformes fécaux		Unité/100ml	1x 10 ⁶
CF			
Œufs d'helminthe		unité/l	221

Tableau 29 : Caractéristiques des eaux usées brutes à traiter

□ **Boues de vidange**

▪ **Débit**

Les volumes de boues de vidange à prendre en compte pour la conception de la station de traitement dépend de nombreux facteurs tels que :

- Le nombre d'usagers et le type d'ouvrage d'assainissement autonome,
- La fréquence et le type de vidange (mécanisée ou manuelle)
- La capacité d'évacuation des entreprises de vidange de la ville (nombre de camions en service et accessibilité des fosses)

Actuellement, 100% de la population a recours à des ouvrages d'assainissement autonome pour la gestion des eaux usées et excréta. Avec la mise en œuvre des prévisions du PDA, ce taux devrait baisser sensiblement sans jamais être nulle, l'ensemble de ville ne pouvant pas être raccordé à un réseau d'assainissement. En effet, le zonage de l'assainissement effectué plus haut avait abouti à un taux de branchement de 80% à l'horizon 2032. Ainsi, seulement 20% de la population resterait en assainissement autonome. Cette population est répartie comme suit :

- Pour 15% étant les populations vivant à la périphérie de la commune donc non couverte par le réseau ;

- 5% constitué des populations couvertes par le réseau mais non branché pour des raisons topographiques, financières (n'ayant pas les moyens de payer les droits de branchement même subventionnés) ou ne souhaitant pas se brancher.

Le tableau ci-dessous présente le calcul des volumes de boues produites en considérant une production spécifique de 1 l/hab/j.

Population total	18 127	26 640
Population non raccordée au réseau d'assainissement	18 127	5 328
Volumes de boues produites (m³/j)	18	5

Tableau 30 : évaluation des volumes de boues à traiter

Il apparait que les volumes des boues produites varient de 18 m³/j en 2017 à 5 m³/j en 2032 si les opérations prévues dans le plan directeur d'assainissement sont effectives.

Pour prendre en compte les risques non négligeables de non réalisation du réseau de collecte des eaux usées jusqu'à hauteur des prévisions du plan directeur, un débit de 20 m³/j sera considéré pour les boues de vidange.

▪ Charges de pollution

Une analyse des données de charge de pollution disponibles dans la littérature et dans des projets réalisés dans des villes comparables au Sénégal permet de retenir les valeurs de charges polluantes indiquées dans le tableau suivant.

Matières en suspension (MES)	mg/l	8 000
Matières sèches (MS)	mg/l	11 000
Ntotal (mg/l)	mg/l N	600
DCO	mg/l O ₂	10 000
DBO ₅	mg/l O ₂	2700
Coliformes fécaux (CF)	u/100 ml	2.40 10 ⁶
Œufs d'Helminthes (OH)	œuf/l	9 000

Tableau 31 : Caractéristiques des boues brutes à traiter

▪ Récapitulatif

Le tableau suivant donne les caractéristiques des boues brutes considérées à l'entrée de la station d'épuration.

Débit	m ³ /j	20
Matières en suspension (MES)	mg/l	8 000
Matières sèches (MS)	mg/l	11 000
Ntotal (mg/l)	mg/l N	600
DCO	mg/l O ₂	10 000
DBO ₅	mg/l O ₂	2700
Coliformes fécaux (CF)	u/100 ml	2.40 10 ⁶
Œufs d'Helminthes (OH)	œuf/l	9 000

Tableau 32 : Moyenne retenue pour les paramètres essentiels des charges de pollution des boues de vidange

3.8.8.3. Prédimensionnement des ouvrages de traitement des boues de vidange

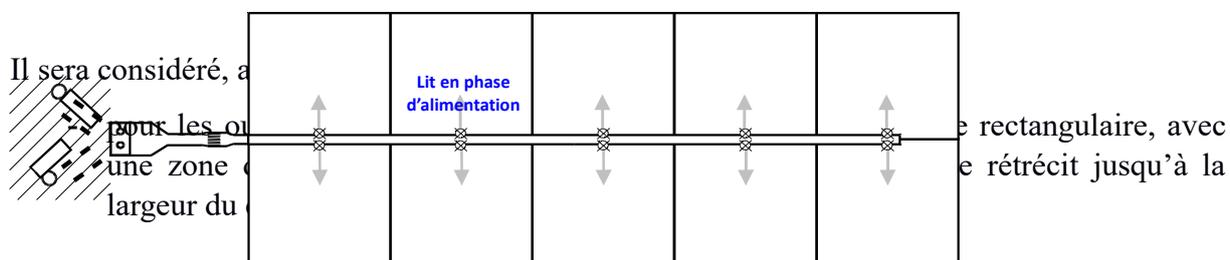
□ Réception et prétraitement

La filière de traitement des boues de vidange débutera par un ouvrage de réception des boues, aménagé de manière à permettre le déversement des boues par les camions de vidange. Le déversement des boues des camions-vidange dans les lits de séchage constitue un point sensible de la chaîne de traitement.

L'alimentation des lits est centralisée avec un système de réception et de prétraitement unique pour tous les lits d'une même filière. Un système de vannage ou de batardeaux permet l'alimentation successive des lits.

Camion

Réceptacle



Largeur du bassin	Bb	2,20
Largeur du canal	Bc	0,50
Longueur du bassin	L ₁	3.50
Longueur zone convergent au	L ₂	1,50

canal		
Hauteur	H	0.80

Tableau 33 : Dimensions de l'ouvrage de réception

- Pour le prétraitement : un canal à ciel ouvert de largeur de fond 0.50 m avec deux grilles en inox ;
- Pour la répartition : un canal à ciel ouvert avec un système de vannage en batardeau permettant une alimentation alternative des lits de séchage.

❑ Séparation liquide/solide

D'après les résultats expérimentaux (Sénégal) cités par SANDEC, la charge maximale admissible des lits de séchage est comprise entre 100 et 250 kg de MS par mètre carré de lit et par an. Ces valeurs tiennent compte d'une durée de séchage de 15 jours.

Une charge admissible de 120 kgMS/m²/an sera considérée.

Les dimensions des lits de séchage sont déterminées par les paramètres suivants :

- la remise à disposition d'un lit après remplissage dépend du temps passé par les ouvriers pour effectuer le raclage des boues séchées, lui-même fonction de la surface du lit. La surface optimale d'un lit correspond donc à une minimisation des besoins en main-d'œuvre et des coûts de construction induits ;
- la forme d'un lit est généralement carrée de façon à permettre une percolation facile du liquide à travers le filtre vers le drain. Les boues sont en effet suffisamment liquides pour qu'une répartition homogène soit possible indépendamment de la forme du lit.

Suivant ces paramètres, il sera adopté des lits de dimensions 8 m x 8 m.

Le pré dimensionnement des lits de séchage donne les résultats suivants :

Débit des boues : Q _b		20	m ³ /j
Charge admissible de MS choisie : C _{MS}	Choisie	120	kgMS/m ² /an
Concentration en MS : Con _{MS}		11	kgMS/m ³
Charge totale annuelle en MS : C _T	$C_T = Q_b \times Con_{MS}$	80 300	Kg MS/an
Surface totale de lits nécessaires : S _T	$S_T = \frac{C_T}{C_{MS}}$	535	m ²
Surface d'un lit : S _L	choisi	8 m x 8 m=64	m ²
Nombre de lits calculés : N _{Lc}	$S_T = \frac{S_T}{S_L}$	10	lits

Tableau 34 : Pré dimensionnement des lits de séchage

Pour 3 semaines soient 21 jours d'utilisation d'un lit, l'épaisseur des boues sur les lits est $e = 21 \times 20 / (10 \times 64) = 0.65\text{m}$. Pour limiter l'épaisseur à un maximum de 50 cm, le nombre de lits de séchage retenus est de 16. Il est ainsi retenu

- 16 lits de 64 m² de surface et de volume utile 32 m³ chacun. La hauteur utile de chaque lit sera de 50 cm soit une hauteur totale de 70 cm en prenant une revanche de 20 cm ;
- 2 filières de 8 lits chacune.

❑ Traitement de la fraction liquide

La fraction liquide des boues de vidange sera traitée au niveau de la station de traitement des eaux usées.

❑ Traitement de la fraction solide

Le séchage naturel des boues étendues en couches assez fines et leur stockage prolongé (environ 3 mois) permet la destruction complète des organismes pathogènes. Cette technique est retenue du fait de sa simplicité dans un contexte de fort ensoleillement.

L'aire de séchage doit ainsi permettre de stocker et étendre les boues issues des lits pendant au moins trois mois.

- ❑ Volume de boues à stocker en 3 mois (6 jours par semaine) correspondant à 15%³ du volume initial des lits raclés : $20 \times 6 \times 4 \times 3 \times 15\% = 216\text{m}^3$;
- ❑ Hauteur maximale des tas = 50 cm ;
- ❑ Surface nécessaire : 432 m².

On considère deux modules d'aire de séchage de surface unitaire 216 m² soit 2x 21m x 11m.

Il est nécessaire de mettre en place un hangar afin de protéger contre les intempéries (vent, pluie etc...), les boues séchées et prêtes à être utilisées.

Il sera considéré un hangar de 10 m² (5 m x 2 m) soit une capacité de 10 m³ pour une hauteur d'entreposage de 1.00 m.

3.8.8.4. Prédimensionnement des ouvrages de traitement des eaux usées

❑ Prétraitement

Pour le prétraitement des eaux usées, il sera prévu :

- **Dégrillage** : Des grilles ayant pour but de retenir les déchets solides présents dans les EU sont retenus. Pour plus de simplicité dans l'exploitation, des grilles à nettoyage manuel sont proposés. Le dégrillage se fera dans un canal dans lequel est installé une grille manille avec du matériau en inox pour résister contre la corrosion dues à certaine substance contenues dans les eaux usées.

³Correspond aux volumes de boues après percolation et séchage sur les lits

- **Dessableurs** : Deux canaux dessableurs rectangulaires seront placés en aval des grilles, de façon à permettre l'entretien d'un canal pendant que l'autre est actif.

❑ Traitement

Le traitement des eaux usées se fera avec des bassins de lagunage. Les bassins de lagunages sont prédimensionnés sur la base des paramètres et données de base donnés dans les paragraphes. La température considérée dans le calcul est la température moyenne du mois le plus froid à Linguère soit 24.3°C noté dans le mois de Janvier.

▪ Bassins anaérobies

Il s'agit des bassins situés en tête de station. Ils servent principalement à la décantation et à la dégradation des matières organiques. Les résultats du pré dimensionnement sont donnés dans le tableau suivant :

Paramètres	Valeurs	Unité
Données d'entrée		
Débit Q	1 300	m ³ /j
Température T	24.3	°C
DBO5 entrant Li	600	mg/l
$C \diamond$	343	gDBO/m3.j
Dimensions		
Volume Va	2 600	m ³
Profondeur P	2.50	m
Données de sortie		
Débit Q	1 300	m ³ /j
Taux d'abattement DBO5	60	%
DBO5 sortant La	240	mg/l

Tableau 35 : Prédimensionnement des bassins anaérobies

Trois bassins de volume unitaire 900 m³ et de profondeur 2.50 soit 1.44 jours de temps de séjour sont retenus.

▪ Bassins facultatifs

Les bassins facultatifs sont le siège d'une décantation des particules légères qui auront échappé aux bassins anaérobies. Ils permettent également une amélioration du traitement des matières organiques et de certaines bactéries. Les résultats du pré dimensionnement sont donnés dans le tableau suivant :

Paramètres	Valeurs	Unité
Données d'entrée		
Débit Q	1 300	m ³ /j
Température T	24.30	°C
DBO5 entrant La	240.00	mg/l
C ?	336.37	kg DBO/m ² .j
Dimensions		
Surface à mis profondeur	9 276	m ²
Profondeur	1.50	m
Volume	13 913	m ³
Temps de séjour calculé	10.70	jours
Données de sortie		
Débit Q	1 300	m ³ /j
Taux d'abattement DBO	80	%
Li	48.00	mg/l

Tableau 36 : Prédimensionnement des bassins facultatifs

Trois bassins de volume unitaire 4 700 m³ et de profondeur 1.50 soit 10.70 jours de temps de séjour sont retenus.

▪ **Bassins de maturation**

Pour le traitement des bactéries (nécessaire pour la réutilisation des eaux traitées), les bassins de maturation sont proposés à la suite des bassins facultatifs.

Les valeurs limites suivantes conformes aux directives de l'OMS pour la réutilisation des eaux traitées sont retenues :

Coliformes Fécaux	2000 unités/100ml
Œufs d'helminthes (nématodes)	1 unités/100ml

Les résultats du pré dimensionnement sont donnés dans le tableau suivant :

Paramètres	Valeurs	Unité
Données d'entrée		
Débit Q	1 300	m ³ /j
Na	1.00E+06	u/100ml
OH	221.00	O/ml
T	24.30	°C
Kt	5.49	j ⁻¹
nombre n bassins en série	1.00	unité
Nombre de bassins en parallèle	3.00	unité
Volume retenu d'un bassin	2 167	m ³
Temps de séjour effectif	5.00	jours
Données de sortie		
Débit Q	1 300	m ³ /j
Taux d'abattement CF	99.998	%
Concentration CF	1 508	u/100ml
Taux d'abattement OH	99.70	%
Concentration OH	0.65	O/ml

Tableau 37 : Prédimensionnement des bassins de maturation

Trois bassins de volume unitaire 2 200 m³ et de profondeur 1.00 soit 5 jours de temps de séjour sont retenus.

▪ **Étanchéité des bassins**

Les bassins des lagunes seront réalisés entièrement par un système de «Tout remblai». La protection des digues contre l'action du vent susceptible de créer des phénomènes d'érosion non négligeables par l'action flots d'eaux sera réalisée par une revanche libre de hauteur 25 cm.

Le remblai du corps de la digue et de la tranchée d'ancrage devra être bien compacté jusqu'à 95 % de l'Optimum Proctor (OPN) afin d'avoir une étanchéité satisfaisante contre les eaux d'infiltration, les phénomènes de renard et aussi réduire les tassements ultérieurs de la digue.

Le compactage se fera par couches de 20cm, à arroser à une teneur en eau proche de l'optimum. On cherchera à obtenir, selon le type de compacteur utilisé, des couches qui une fois compactées mesurent 15 cm.

Une rampe d'accès sera réalisée pour chaque bassin de lagunage afin de permettre son accès aux engins pendant les travaux et pendant l'exploitation. Cette rampe de largeur 3.50 m sera réalisée en béton.

Afin de garantir le niveau d'eau dans les bassins et d'éviter une contamination du milieu naturel par infiltration dans la nappe, il est nécessaire d'assurer une imperméabilité suffisante des bassins de lagunage. L'étanchéité des bassins de lagunage sera assurée par une géomembrane. Compte tenu du fait d'une pose sur une couche de matériaux issus de déblais,

il est prévu un géotextile anti poinçonnant afin d'éviter le percement de la géomembrane. La couche de base en matériaux venant des déblais sur laquelle sera posé le géotextile et la géomembrane sera compactée à 95 % de l'Optimum Proctor Normal.

▪ **Déshydratation des boues de traitement**

Les boues stabilisées accumuleront progressivement au fond des bassins de décantation.

Ces boues doivent être extraites régulièrement afin d'éviter qu'elles ne les remplissent ce qui aurait comme conséquence la réduction des volumes disponibles pour le processus de traitement. La déshydratation de ces résidus permet de réduire de manière importante leur volume et de garantir leur minéralisation.

Les boues stabilisées du lagunage constituent un excellent engrais naturel et elles sont donc habituellement utilisées en agriculture. Cependant, ces boues concentrent les résidus de décantation et de digestion des bassins anaérobies, en particulier la charge bactériologique. Toute utilisation de boues d'épuration en agriculture doit être soumise à un contrôle strict, en particulier pour protéger les utilisateurs finaux.

Il n'existe que peu de connaissances sur la viabilité des œufs d'helminthes dans les boues stabilisées provenant du lagunage. Le Dr Mara⁴ a mesuré un pourcentage se situant entre 1 et 8 % d'œufs d'*Ascaris* viables dans les boues d'une installation expérimentale de lagunage au Brésil. Pour une utilisation des boues comme engrais agricoles, l'institut SANDEC (Suisse) a déterminé la concentration admissible des boues en œufs viables d'helminthes par gramme de matière sèche de boue appliquée aux champs entre 2 à 4 œufs. Pour arriver à ce résultat, le nombre d'œufs qui atteignent le champ avec une eau d'irrigation contenant 1 œuf par litre ce qui correspond à la concentration limite recommandée par l'OMS a été considéré.

Le taux d'accumulation des boues dépend de la charge en matière en suspension et du degré de stabilisation.

Deux options se présentent pour le traitement des boues de bassins de décantation :

- a) Le séchage in situ, c'est-à-dire que le bassin est mis hors service, la boue déposée au fond sèche à l'air libre, et est retirée une fois minéralisée pour être directement réutilisée comme engrais. Cette alternative est envisageable en cas de longue saison sèche et pour des profondeurs de boue ne dépassant pas le mètre. L'avantage principal de cette solution est de ne pas nécessiter de lits de séchage, ni de transport de boue liquide.
- b) Le séchage des boues dans des lits de séchage. Cette solution permet de ne pas mettre hors service un bassin de décantation, et accélère le séchage par les faibles épaisseurs de boue (~40 cm) et l'utilisation de drains.

La solution consistant à sécher les boues dans les lits de séchage de la station de boues de vidange est proposée. Une fois qu'un des bassins atteint une certaine épaisseur, le fond de son contenu peut-être pompée par motopompe vers les lits de séchage. Pour ne pas gêner le dépotage des boues, le pompage des boues des bassins de décantation se fera pendant les périodes creuses. Il ne sera donc pas nécessaire de prévoir des lits supplémentaires à cet effet.

4 "An experimental evaluation of potential risks to human health from parasitic nematodes in wastewaters treated in waste stabilization ponds and used for crop irrigation" (D.Mara, 1994)

□ Synthèse

Les caractéristiques de la station de la ville de Linguère sont synthétisées ci-dessous :

Bassin anaérobie	Nombre (unité)	3
	Volume minimal de chaque bassin (m ³)	900
	Profondeur utile (m)	2.50
	Temps de séjour (jour)	1.44
Bassin facultatif	Nombre (unité)	3
	Volume minimal de chaque bassin (m ³)	4 700
	Profondeur utile (m)	1.50
	Temps de séjour (jour)	10.70
Bassin de maturation	Nombre (unité)	3
	Volume minimal de chaque bassin (m ³)	2 200
	Profondeur utile (m)	1.00
	Temps de séjour (jour)	5
Traitement des boues de vidange	16 lits de séchage répartis en deux filières de huit lits chacune Aire de séchage de 440 m ² .	16 lits de 64 m ² chacun Deux aires de séchage de 20 m x 11 m chacune Un hangar de 10 m ² .

Tableau 38 : Caractéristiques de la station de la ville de Linguère

Les niveaux de traitement atteints se présentent comme suit :

- Abattement des matières organiques (DBO)

L'abattement de la DBO se fait principalement à deux niveaux :

- Au niveau des bassins anaérobies avec un taux de réduction de 60% ;
- Au niveau des bassins facultatifs avec également un taux de réduction de 80% ;
- Au niveau des bassins de maturation avec également un taux de réduction de 60%.

La concentration résiduelle de DBO est par conséquent :

$$C_{\text{resDBO}} = 600 \text{ mg/l} \times (1-0.60) \times (1-0.80) \times (1-0.60) = 19.20 \text{ mg/l.}$$

- Abattement des MES

L'abattement des MES se fait :

- Au niveau des bassins anaérobies avec un taux de réduction de 60% ;
- Au niveau des bassins facultatifs avec également un taux de réduction de 80%.
- Au niveau des bassins de maturation avec également un taux de réduction de 70%.

La concentration résiduelle de MES est par conséquent :

$$C_{\text{resMES}} = 650 \text{ mg/l} \times (1-0.60) \times (1-0.80) \times (1-0.70) = 20.80 \text{ mg/l.}$$

- Œufs d'helminthes et coliformes fécaux

Les calculs effectués donnent à la sortie des bassins de maturation :

- **Œufs d'helminthe : 0.65 OH/ml;**

- **Coliformes fécaux: 1508 CF/100ml.**

Matières en suspension (MES)	650 mg/l	20.80 mg/l	50 mg/l	Norme respectée
DBO	600 mg/l	19.20 mg/l	30 mg/l	Norme respectée
Œufs d'helminthes	221 OH/ml	0.65 OH/ml	1 O/ml	Norme respectée
Coliformes fécaux	1×10^6 CF / 100ml	1508 CF / 100ml	2000CF/100ml	Norme respectée

Tableau 39 : Comparaison des concentrations à l'entrée et à la sortie des bassins de lagunage aux normes

Tel que le montre le tableau ci-dessus les normes de réutilisation sont respectées pour tous les paramètres.

3.8.8.5. *Implantation de la station*

Le traitement des eaux usées et des boues de vidange nécessite une station de traitement comprenant :

- Une station de traitement des boues de vidange (séparation liquide solides) de capacité 20 m³/j :
 - **16 lits de séchage** y compris réception et prétraitement (dégrillage) ;
 - Une aire de séchage de 440 m² ;
 - **Des conduites de transfert** du percolât vers les ouvrages de traitement des eaux usées ;
- Une station de traitement des eaux usées y compris celles en provenance de la station des boues de vidange qui comptera ;

- 3 bassins anaérobies en parallèle ;
- 3 bassins facultatifs en parallèle ;
- 3 bassins de maturation en parallèle ;

La station d'une capacité totale 1 300 m³/j comporte donc 3 filières de traitement parallèle de capacité chacune 450 m³/j.

La surface totale qu'occupera la station à l'horizon du projet est ainsi de **200 m x 300 m soit 6.00 ha.**

Elle sera réalisée en trois plateformes :

- La première plateforme abrite les filières de lits de séchage et l'aire de séchage ;
- La deuxième plateforme abrite les bassins de lagunage ainsi que le bassin de stockage d'eaux traitées ;
- La troisième plateforme abrite les locaux techniques et les aires de manœuvres.

3.8.8.6. Ouvrages et équipement annexe de la station

□ Approvisionnement en eau potable

L'eau potable sera utilisée au niveau de la station de traitement pour les besoins du personnel (boisson, toilettes) et pour le rinçage des outils de travail. A noter que pour le rinçage des ouvrages, les eaux traitées seront utilisées.

La disponibilité d'eau potable sur site est ainsi impérative pour permettre au personnel d'assurer les conditions d'hygiène de leur travail. Pour l'alimentation du site en eau potable **un raccordement** à partir du réseau d'eau potable de la ville de Linguère. Ce branchement au réseau de la ville nécessitera 2 km de conduite DN 63 mm en PVC PN 10 y compris terrassement.

□ Alimentation en énergie électrique

Les besoins en électricité de la station sont les suivants :

➤ Eclairage

- Eclairage de l'enceinte de la station : 4 lampes de 50 W soit 200 W. L'éclairage se composera de quatre candélabres à implanter sur les quatre coins du terrain devant abriter la station. Les candélabres seront de hauteur 6 m et seront munis de lampes de puissance 50 W.
- Eclairage du local technique : 8 x 20 W = 160 W.

➤ Climatisation et pompe

La climatisation des bureaux et le fonctionnement de pompes mobiles qui sert au curage des ouvrages. Pour l'alimentation de la station en énergie électrique, un branchement sur le réseau à partir d'une prise sur la ligne MT de la route de Matam soit une distance 700 m. Il serait nécessaire de mettre en place un transformateur et sept poteaux électriques. Dans ce cas l'installation comportera :

- une alimentation BT 380/220 V, courant maximal sera de 10 A à partir du réseau MT ;
- 2 poteaux électriques ;
- Un poste transformateur.

Un groupe électrogène de secours de 50 KVA serait également nécessaire pour cette solution. Ce groupe est prévu uniquement pour faire fonctionner l'éclairage et le matériel informatique des locaux techniques en cas de coupure sur le réseau.

❑ Bâtiment de service et local de gardiennage

Pour l'exploitation de la station, il est nécessaire de construire un bâtiment d'exploitation. Il comprendra :

- Trois bureaux :
- Une salle de réunion ;
- Un local outil,
- des toilettes.
- Un laboratoire de base : destiné à de simples mesures effectuées sur place (température, pH, etc...) et également collecte, conservation et stockage d'échantillons pour une analyse dans un laboratoire plus important.

En face du bâtiment, sera aménagée une aire de parking de longueur équivalente à celle de la façade principale du bâtiment et de largeur 6 m en pavés avec comme couche de base de la latérite.

Une guérite gardien sera aménagée à l'entrée de la station.

❑ Clôture

Pour sécuriser les ouvrages et équipements de la station, une clôture sera prévue. La clôture sera constituée d'une maçonnerie sur une hauteur de 2 m. U portail de 3 m de largeur permettra l'accès à la station. La guérite de gardiennage sera construite à proximité du portail.

❑ Voie d'accès

Une voie d'accès sera réalisée à partir de la route existante. Sa longueur est de 700 ml pour une largeur de 6 m. Elle sera prolongée à partir de l'entrée vers les ouvrages de traitement des boues et vers les bassins de lagunage.

3.9. Récapitulatif des propositions

Le tableau suivant présente les propositions faites pour la gestion des eaux usées dans la ville de Linguère à l'horizon 2032.

Réseau de collecte	<ul style="list-style-type: none">➤ 111 kml de collecteurs DN 250 mm et 315 mm➤ 2 stations de pompage➤ 2 150 branchements au réseau➤ 3 200 regards de visite
Assainissement autonome	<ul style="list-style-type: none">➤ 550 TCM
	<ul style="list-style-type: none">➤ Une station de traitement des eaux usées sur 6.00ha

Traitement	<ul style="list-style-type: none"> ○ Capacité de traitement 1 300 m³/j ○ 3 bassins anaérobies de 900 m³ ○ 3 bassins facultatifs de 4 700 m³ ○ 3 bassins de maturations de 2 200 m³ ➤ une unité de traitement des boues de vidange de capacité <ul style="list-style-type: none"> ○ capacité : 20 m³/j ○ deux filières de 8 lits de séchage ○ traitement fraction liquide : station de traitement existante ○ traitement fraction solide : aire de séchage de 440 m²
Ouvrages et équipements annexes	<ul style="list-style-type: none"> ➤ bâtiment de service pour la station de traitement; ➤ une alimentation en électricité ➤ une alimentation en eau potable ; ➤ une piste d'accès à partir de la route existante

Tableau 40 : Récapitulation PDA des eaux usées de Linguère

3.10. Phasage

Les actions proposées dans le cadre du PDA ne peuvent pas être réalisées dans une seule phase. Par ailleurs, elles tiennent compte de l'évolution de la population à l'horizon 2032. Il est par conséquent nécessaire de proposer un phasage. Le phasage de travaux d'assainissement est cependant un exercice assez complexe car il devra prendre en compte les aspects suivants :

- ◆ Nécessité de réaliser le système de transfert en aval pour la partie dotée d'un réseau de collecte : en effet, même si les parties aval de la ville ne sont pas prioritaires, il sera nécessaire de réaliser les travaux prévus pour le système de transfert dans cette partie pour atteindre la station de traitement.
- ◆ La nécessité d'assurer l'équité en réalisation sur les mêmes phases des ouvrages d'assainissement collectif et autonome.

Les travaux prévus dans le PDA sont répartis en trois (4) phases. Ces différentes phases sont définies dans le tableau ci-dessous. Il s'agit de trois programmes d'assainissement sur trois (3) années.

Le tableau suivant donne la consistance des actions prévues pour chaque programme.

Réseaux de collecte	Linéaire de réseau :	33 kml	Linéaire de réseau : 37 kml
	Branchements :	645 unités	Branchements : 710 unités
	Regards de visite :	960 unités	Regards de visite : 1 056 unités
Stations de pompage	SP1		SP2

Stations de traitement	Traitement des boues de vidange (STBV) : 1 filière de lits Une filière de traitement pour la STEP : un bassin anaérobie + un bassin facultatif + un bassin de maturation	Traitement des boues de vidange (STBV) : 1 filière de lits Une filière de traitement pour la STEP : un bassin anaérobie + un bassin facultatif + un bassin de maturation	Une filière de traitement pour la STEP : un bassin anaérobie + un bassin facultatif + un bassin de maturation
Assainissement autonome	200 TCM	200 TCM	150 TCM

Tableau 41 : Phasage des travaux du PDA

La carte suivante indique le phasage proposé pour le réseau de collecte.

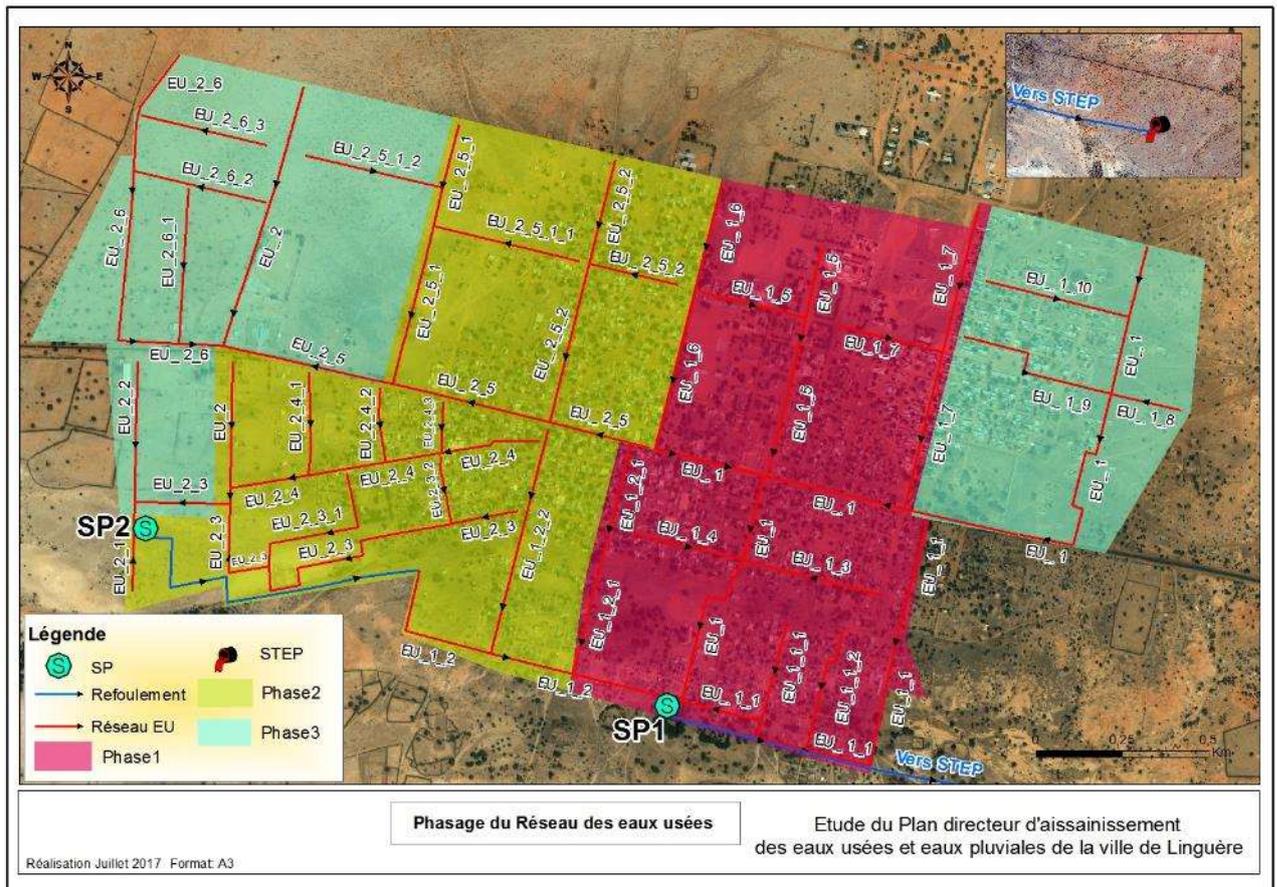


Figure 18 : Phasage du réseau de collecte

3.11. Estimation des coûts

3.11.1. Prix unitaires

Les prix unitaires sont issus d'études récentes au Sénégal. Ils sont exprimés en F CFA Hors Taxes. Ils tiennent compte des services constitués par les études et le contrôle des travaux ainsi que les programmes d'animation de sensibilisation et d'IEC nécessaires à la réussite du programme. Le coût des services liés à la mise en œuvre des travaux est calculé en pourcentage du montant des travaux :

- Contrôle des travaux : 3%
- Animation et sensibilisation : 2.50%

3.11.2. Coûts du programme

Le tableau suivant donne les coûts totaux d'investissement du plan directeur d'assainissement des eaux usées de la ville de Linguère.

Désignation	Unité	Prix unitaires (FCFA)	Quantités	Montant total (FCFA)
Réseau de collecte gravitaire des eaux usées				
Terrassement profondeur <1.50	ml	2 500	49 915	124 788 375
Terrassement 1.5 < profondeur <2.50	ml	3 500	38 823	135 880 675
Terrassement profondeur >2.50	ml	600	22 185	13 310 760
Fourniture et poses de conduites PVC DN 250 type assainissement	ml	13 500	110 900	1 497 150 000
Fourniture et poses de conduites PVC DN 315 type assainissement	ml	18 800	23	432 400
Branchements collectifs	Unité	350 000	2 150	752 500 000
Regard de visite type 1	Unité	365 000	1 440	525 600 000
Regard de visite type 2	Unité	505 000	1 120	565 600 000
Regard de visite type 3	Unité	1 105 000	640	707 200 000
Total réseau gravitaire				4 322 462 210
Station de pompage				
Station de pompage SP1				
Génie civil	ff	60 000 000	1	60 000 000
Equipement	ff	70 000 000	1	70 000 000
Refoulement	ml	50 000	2 935	146 750 000
Total SP1				276 750 000
Stations de pompage SP2				
Génie civil	ff	60 000 000	1	60 000 000
Equipement	ff	65 000 000	1	65 000 000
Refoulement	ml	50 000	1 059	52 950 000

Total SP2				177 950 000
Total stations de pompage				454 700 000
Assainissement autonome				
TCM	Unité	250 000	550	137 500 000
Total Assainissement autonome				137 500 000
Station de traitement				
Station de traitement des eaux usées	m3/j	400 000	1 300	520 000 000
Station de traitement des boues de vidange	m3/j	4 000 000	20	80 000 000
Total stations de traitement				600 000 000
Total travaux physiques				5 514 662 210
Etudes détaillées et contrôle des travaux (3%)				165 439 866
Animation, sensibilisation et IEC (2.50%)				137 866 555
Divers imprévus (5%)				275 733 111
Total général HT				6 093 701 742

Tableau 42 : Evaluation des coûts du PDA

Pour le volet eaux usées, le PDA de Linguère se chiffre à 6.09 milliards de FCFA. La répartition selon la composante est présentée dans le tableau suivant :

Composantes	Coûts (FCFA)	Pourcentage
Réseau de collecte gravitaire des eaux usées	4 322 462 210	70.93 %
Station de pompages	454 700 000	
Assainissement autonome	137 500 000	2.26%
Station de traitement	600 000 000	9.85%
Etudes détaillées et contrôle des travaux, animation, sensibilisation, IEC et divers et imprévus	579 039 532	9.50%
Total HT	6 093 701 742	

Tableau 43 : Récapitulation du PDA

Les coûts ont été également répartis par phase. Le tableau suivant donne pour chaque phase le coût des actions prévues.

Composante	Montant (FCFA)			
	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Total
Réseau de collecte gravitaire des eaux usées	1 573 488 663	1 604 362 529	1 599 311 018	4 777 162 210
Assainissement autonome	50 000 000	50 000 000	37 500 000	137 500 000
Station de traitement	240 000 000	180 000 000	180 000 000	600 000 000

Plan directeur d'assainissement de la ville de Linguère

Prestations et divers et imprévus	195 666 310	192 608 066	190 765 157	579 039 532
Total	2 059 154 973	2 026 970 595	2 007 576 175	6 093 701 742

Tableau 44 : Phasage des investissements du PDA

4. Drainage des Eaux Pluviales

4.1. Contexte du drainage des eaux pluviales

La ville de Linguère ne dispose pas de plans directeurs de drainage des eaux pluviales. Les infrastructures d'assainissement d'eaux pluviales sont inexistantes. Toutefois, il existe quelques ouvrages sur l'emprise de la route pour le drainage routier.

Les quartiers de Escale, de Thiely Sud et de Dialou Rail sont traversés par d'importantes voies d'eau qui entraînent beaucoup d'eaux dans ces quartiers, occasionnant parfois des inondations voire même des noyades pendant l'hivernage. Dans ces quartiers, les routes sont difficilement praticables lors de la saison pluvieuse.

4.2. Concept de la planification et critères de dimensionnement

4.2.1. Objectifs de la planification

L'objectif global de la présente sous-mission est de proposer un schéma de drainage des eaux pluviales de Linguère en vue de :

- Assurer la protection des populations contre les inondations et les noyades causés par les pluies à travers la mise en place du nouveau système d'évacuation ;
- améliorer la mobilité et les conditions hygiéniques de l'environnement urbain pour les habitants ;

4.2.2. Zone et année cibles

Le schéma de drainage des eaux pluviales doit prendre en charge les problèmes d'assainissement jusqu'en 2032. La zone d'intervention de l'étude couvre toute la superficie de la ville de Linguère soit 17,6 km².

Toutefois, la logique hydraulique sera privilégiée et par conséquent, la zone de planification sera la limite des bassins versants relative à la gestion des eaux pluviales. La figure **Figure.19** qui suit donne les limites de la zone d'étude.

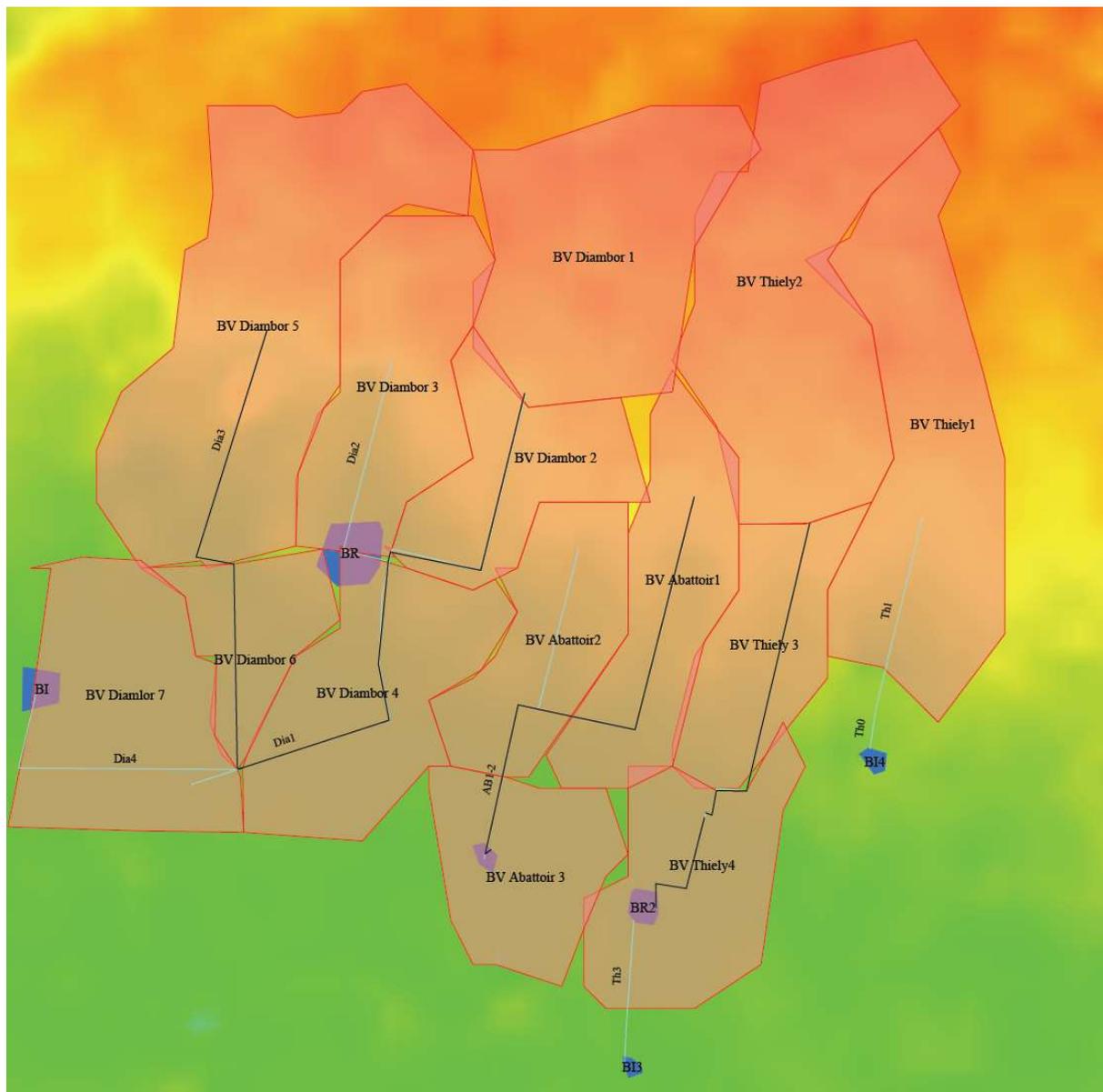


Figure 19 : Limite de la zone d'étude

4.2.3. Hypothèses de dimensionnement et de conception

4.2.3.1. Objectif de protection

Les ouvrages d'assainissement doivent assurer un degré de protection suffisant contre les inondations. Le choix de la période de retour est effectué par l'autorité compétente. Comme pour le PDA de Dakar, nous allons adoptés une pluie de période de retour de 10 ans.

4.2.3.2. Modélisation hydrologique et hydraulique

La modélisation consiste à effectuer une transformation pluie-débit d'une part puis à propager les débits générés par chaque sous bassin versant jusqu'à l'exutoire en calculant les lignes d'eau à l'aide d'un outil de simulation hydraulique. Pour effectuer cette tâche, nous allons

utiliser le logiciel EPA SMWW. Le modèle SWMM (Storm Water Management Model ou modèle de gestion des eaux de pluies) est un modèle de calcul développé par la USEPA (United States Environmental Protection Agency) pour l'analyse des problèmes de qualité et de quantité associés aux écoulements en milieu urbain.

Les différentes étapes effectuées afin d'obtenir une estimation des débits prévisibles sont définies par :

a) Caractéristiques des bassins versants ;

Les caractéristiques des sous bassins versants prises en compte pour la modélisation hydrologique sont présentées dans le tableau 45.

Les sous bassins versants sont caractérisés par leur géométrie (surfaces, pentes, longueurs hydrauliques), leurs occupations des sols et leurs coefficient d'imperméabilisations.

Bassin versant	Sous-bassins	Superficie (ha)	Taux d'imperméabilité	Pente moy.(%)	Long (m)	Habitat
Thiely	Thiely1	78,4	5%	1,97	1635	Type villageoise
	Thiely2	92,9	5%	1,98	1685	Type villageoise
	Thiely3	34,86	10%	1,68	895	Habitat planifié
	Thiely4	45,95	10%	1,45	815	Habitat planifié
Abattoir	Abattoir1	45,47	10%	1,98	1060	Habitat planifié
	Abattoir2	37,33	10%	2	690	Habitat planifié
	Abattoir3	35,81	10%	1,81	781	Habitat planifié
Diambor	Diambor1	72,8	5%	2,1	1100	Type villageoise
	Diambor2	36,9	10%	2,18	853	Habitat planifié
	Diambor3	52,2	5%	2,64	1135	Type villageoise

Plan directeur d'assainissement de la ville de Linguère

	Diambor4	54,2	10%	1,67	800	Habitat planifié
	Diambor5	108,4	0%	2,43	1790	Zone de culture
	Diambor6	23,71	10%	2,15	600	Habitat planifié
	Diamlor7	57,4	5%	1,84	760	Spontané régulier

Tableau 45: Caractéristiques des bassins versants

définition de la pluie de projet:

La hauteur de la pluie de projet retenue pour Linguère est de 95.7 mm pour un période de retour 10 ans suit à l'analyse fréquentielle. Son hyétogramme est générée à partir de la courbe IDF construit au paragraphe 2.4.3. Ce type de pluies fait partie de la catégorie des pluies synthétiques. Il existe plusieurs méthodes d'élaboration de pluies synthétiques et la méthode de type Chicago est la plus appropriée pour la modélisation en milieu urbain.

Par conséquent, la pluie retenue est une pluie de type Chicago de durée 3h avec un pas de temps de 15 min et une asymétrie $r = 0,4$. La figure Fig. 4.1.4 représente l'hyétogramme de la pluie de projet.

Temps [min]	intensité [mm/h]
Intensité instantanée	
0	8.64
15	10.04
30	12.17
45	15.97
60	25.41
75	142.26

90	33.34
105	20.95
120	15.97
135	13.17
150	11.34
165	10.04
180	9.5

Figure 20 : hyétogramme de la pluie de projet

- b) choix d'une fonction de production : celle-ci permet d'identifier la part du hyétogramme qui contribue réellement au ruissellement (pluie nette) en estimant les pertes par évapo-transpiration et par infiltration. La méthode autorisant une variation du taux d'infiltration pendant l'événement pluie est choisi pour cette étude. Le logiciel offre le choix entre les fonctions de Horton, Green et Ampt, et courbes SCS. La fonction de Horton a été choisie pour la suite. Les observations pédologiques de la zone d'étude constituée majoritairement de sol sablonneux et sablo-argileux. On a donc pris comme paramètres du modèle d'infiltration de HORTON :
- 100 mm/h pour la capacité d'infiltration maximale du sol saturé ;
 - 4 mm/h pour la capacité d'infiltration minimum du sol saturé
- c) choix d'une fonction de transfert : la fonction de transfert détermine à partir du hyétogramme de pluie nette l'hydrogramme de chaque bassin. Dans le cas du modèle SWMM chaque sous bassin est modélisé par trois réservoirs rectangulaires non linéaires qui représentent l'écoulement dans les zones perméables, l'écoulement dans les zones imperméables avec rétention et l'écoulement dans les zones imperméables sans rétention. Pour chacun de ces réservoirs non linéaires l'équation de continuité est couplée avec l'équation de Manning Strickler pour produire une équation différentielle non linéaire qui est ensuite résolue par différence finies. Pour chaque pas de temps la hauteur d'eau puis le débit de chacun des trois réservoirs sont calculés puis sommés pour obtenir le débit total correspondant au ruissellement sur le sous bassin modélisé. La formule de Manning Strickler est présentée ci-dessous.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

- Où :
- Q : débits en m³/s
 - n : coefficient de rugosité de Manning
 - R : rayon hydraulique en m, avec R=S/P (P : périmètre mouillé)

S : surface mouillée en m²

I : pente longitudinale en m/m

Le coefficient de Manning est estimé à partir de la littérature. Les valeurs qui sont présentées dans le tableau ci-dessous ont été utilisées dans cette étude dans le tableau ci-après.

Type	Coefficient de rugosité
Conduites en béton armé	0,013
Béton coulé sur place	0,015
Canal en terre creusé	0,030

Pour les rugosités de surface N, les valeurs suivantes ont été choisies et elles correspondent aux valeurs données dans la littérature pour les zones urbaines :

- 0,04 pour les surfaces imperméables;
 - 0,2 pour les surfaces perméables.
- d) choix d'une fonction d'acheminement : l'acheminement d'un hydrogramme à travers un canal a pour conséquence une modification des propriétés de l'hydrogramme qui peut être modélisée par une fonction d'acheminement.
- e) Chaque bassin de rétention est caractérisé une loi de stockage qui est déterminée sur la base du MNT. Et du volume d'eau à stocker.

4.2.3.3. *Modélisation du réseau naturel*

Le réseau naturel est composé de nœuds et de conduites. Les nœuds sont des regards qui correspondent à des changements de topographique et les exutoires. Les tronçons modélisés sont des conduites gravitaires virtuels qui ont été pris sur toute la largeur de la rue (10 m de largeur par 1 m de hauteur) afin de permettre les transferts d'eau vers l'aval. Le figure ci-dessous représente l'ossature du modèle.

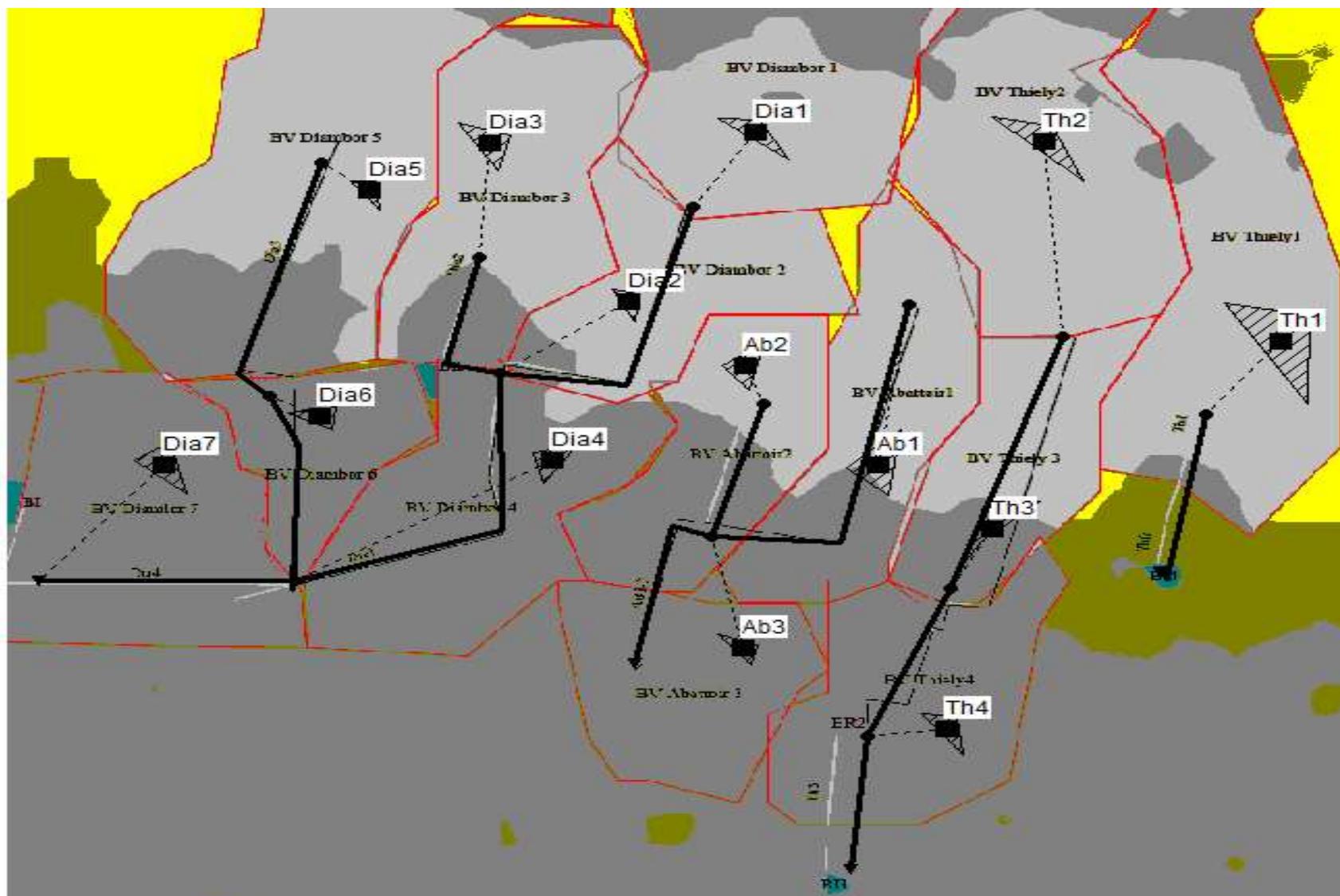


Figure 21 : Ossature réseau modélisé

4.2.3.4. *Résultat de l'évaluation du drainage naturel*

Une synthèse des débits et volumes maximums générés par chaque sous-bassin versant pour une période de retour de 10 ans est présentés dans le tableau ci-dessous.

Topic: Subcatchment Runoff Click a column header to sort the column.								
Subcatchment	Total Precip mm	Total Runon mm	Total Evap mm	Total Infil mm	Total Runoff mm	Total Runoff 10 ^{^6} ltr	Peak Runoff CMS	Runoff Coeff
Th1	82.09	0.00	0.00	22.11	54.95	42.86	8.50	0.669
Th2	82.09	0.00	0.00	33.16	39.10	36.37	7.32	0.476
Th3	82.09	0.00	0.00	22.11	58.43	20.45	5.09	0.712
Th4	82.09	0.00	0.00	22.11	58.69	26.41	6.69	0.715
Ab1	82.09	0.00	0.00	22.11	58.00	26.10	6.31	0.707
Ab2	82.09	0.00	0.00	22.11	60.33	22.32	6.38	0.735
Ab3	82.09	0.00	0.00	22.11	59.40	21.39	5.71	0.724
Dia1	82.09	0.00	0.00	33.16	43.31	31.62	7.07	0.528
Dia2	82.09	0.00	0.00	22.11	59.43	21.99	5.88	0.724
Dia3	82.09	0.00	0.00	33.16	44.03	22.98	5.24	0.536
Dia5	82.09	0.00	0.00	33.16	39.53	42.85	8.72	0.482
Dia6	82.09	0.00	0.00	21.79	61.09	14.48	4.39	0.744
Dia4	82.09	0.00	0.00	22.11	59.09	32.03	8.35	0.720
Dia7	82.09	0.00	0.00	22.11	59.99	34.43	9.60	0.731

Tableau 46 : résultats calcul débit

Les valeurs des débits varient suivant les caractéristiques des sous-bassins versants, mais se situent en général entre 1.28 m³/s et 11.59 m³/s.

Le tableau qui suit donne dans la colonne « Total flood volume » du rapport d'inondation aux nœuds, le nombre de jonctions où un débordement est observé.

Topic: Node Flooding Click a column header to sort the column.						
Node	Hours Flooded	Maximum Rate CMS	Day of Maximum Flooding	Hour of Maximum Flooding	Total Flood Volume 10 ⁶ ltr	Maximum Poned Volume 1000 m ³
t4	0.88	9.321	0	01:35	13.246	0.000
D6	2.74	30.702	0	01:36	93.786	0.000

Tableau 47 : Indicateurs de débordement

Ces nœuds correspondent aux quartiers d'Escale-Abattoir, de Thiely Sud, de Dialou Rail et de Diambor où les problèmes d'inondation son signalés.

4.2.3.5. Mesures nécessaires pour la gestion du drainage des eaux pluviales

La modélisation des écoulements naturelles effectuée dans le paragraphe précédent a permis de dégager plus clairement certains points critiques. Afin d'amélioration de drainage de la ville, des mesures structurelles doivent être mise en place à travers la mise en place des réseaux primaire structurant d'évacuation des eaux pluviales, la construction de stations de pompage et de bassins de rétention éventuellement. Ces mesures doivent également être accompagnées d'un plan de maintenance et d'exploitation des installations de drainages et d'un plan de communication pour sensibiliser les populations.

4.2.4. Etude alternative pour l'amélioration structurelle du drainage des eaux pluviales

Dans le domaine des eaux pluviales deux approches méthodologiques fondamentalement différentes sont possibles. Ces deux approches à savoir l'évacuation immédiate de la totalité des débits générés ou le stockage et la rétention des débits générés de manière à les rendre plus faibles sont possibles et chacune possède ses qualités et ses défauts.

Aussi les différentes variantes doivent prendre en compte les considérations suivantes:

- Le tracé des collecteurs doit suivre à peu près le lit naturel des écoulements tout en s'adaptant aux contraintes urbaines et l'état d'occupation actuelle des lits naturels ;
- Eviter les canaux ouverts en zones urbaines fortement dense.

4.2.4.1. Description de la disposition des alternatives

a) Variante 1 :

La variante 1 présentée sur la figure 22 consiste à l'installation de canaux primaires de drainage sans ouvrage de stockage et de station de pompage.

Le réseau d'évacuation comprend les deux canaux des quartiers de Tiely, le canal qui traverse les quartiers Escale-Abattoir et le canal des quartiers Coumba et Diambor.

Plan directeur d'assainissement de la ville de Linguère

Tous les canaux en zone urbaine sont en Dalot sauf les deux derniers tronçons du système de Diambor et de Thiely. Ces derniers sont des canaux rectangulaires à ciel ouvert.

Les données de bases utilisées pour les calculs hydrologiques et hydrauliques sont présentées dans le tableau 45.

Les détails du dimensionnement avec le logiciel EPA SWMM sont consignés dans le tableau 48 ci-dessous.

Noms canal	Longueur	Z aval(exutoire)	Z amont	Pente %	Section	Vitesse	Q projet	Q _p /Q _c	h/h max	Type
Thiely1	825	18	28,9	1,32%	1 (2x1,2)	4.66	8.253	0.87	0.74	Dalot
Thiely2-1	1200	13,5	28,6	1,26%	1 (2x1,2)	4.43	6.927	0.74	0.66	Dalot
Thiely2-2	460	11,2	13,5	0,50%	2 (2x1,2)	2.98	11.567	0.98	0.82	Dalot
Thiely3	500	8,7	11,2	0,50%	1 (6x1,5)	3.84	17.541	0.69	0.76	Rectangulaire ouvert
Noms canal	Longueur	Z aval(exutoire)	Z amont	Pente %	Section	Vitesse	Q projet	Q _p /Q _c	h/h max	Type
Abattoir1-1	1170	16,8	28,9	1,03%	1 (2x1)	3.96	5.943	0.91	0.76	Dalot
Abattoir1-2	600	10,8	16,8	1,00%	2 (2x1,2)	4.43	17.232	0.98	0.81	Dalot
Abattoir2	575	16,8	25,8	1,57%	1 (2x1)	4.54	6.206	0.79	0.69	Dalot
Noms canal	Longueur	Z aval(exutoire)	Z amont	Pente %	Section	Vitesse	Q projet	Q _p /Q _c	h/h max	Type
Diambor1-1	980	18,2	30,2	1,22%	1 (2x1)	4.35	6.735	0.95	0.78	Dalot
Diambor1-2	1100	10,1	18,2	0,74%	2 (2x1,2)	4.04	17.149	1.20	0.94	Dalot
Diambor2	840	18,2	28,3	1,20%	1 (1,5x1,2)	4.03	4.993	0.79	0.70	Dalot
Diambor3-1	940	16,1	28,3	1,30%	1 (2x1,2)	4.69	8.369	0.88	0.75	Dalot
Diambor3-2	730	10,2	16,1	0,81%	2 (2x1,2)	3.65	12.240	0.81	0.71	Dalot
Diambor4	1000	8,5	10,1	0,16%	1 (8x1,8)	2.91	33.928	0.76	0.83	Rectangulaire ouvert

Tableau 48 : synthèse résultats dimensionnement variante 1

Tous ces canaux se jettent dans un bassin d'infiltration avant de rejoindre la vallée du Ferlo de manière gravitaire.

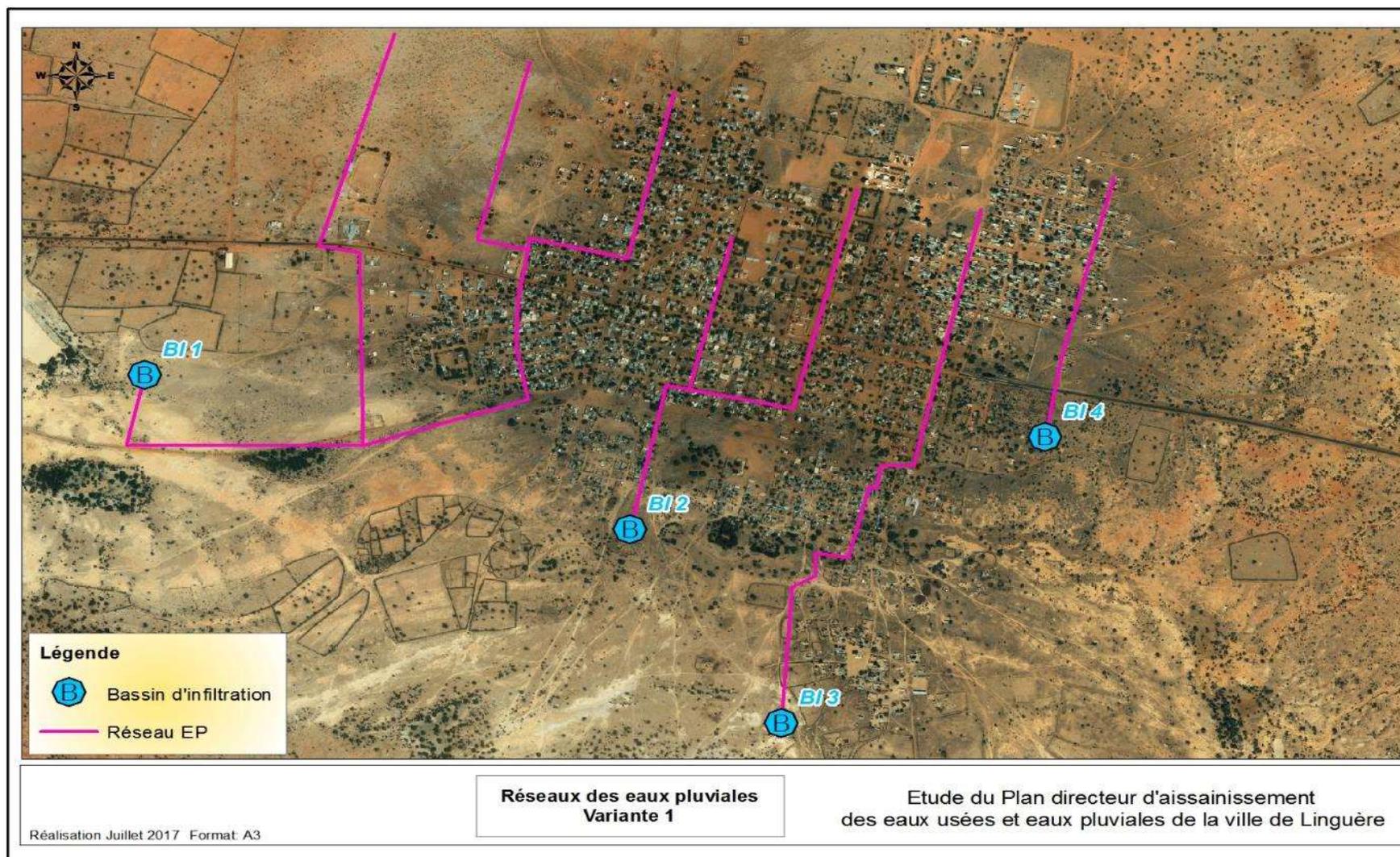


Figure 22 : Ossature du réseau de drainage variante 1.

b) Variante 2 :

La variante 1 permet de résoudre la majeure partie des problèmes de drainages mais il conduit à la construction de canaux de très forte ampleur donc nécessiteront des emprises qui peuvent dépassées la largeur des rues existantes.

C'est pourquoi une deuxième variante a également été développée. Cette deuxième variante détaillée sur la figure 25 s'appuie sur l'idée que tous les débits générés ne doivent pas être évacués immédiatement par le réseau d'évacuation des eaux pluviales mais doivent être stockés de manière à écrêter l'hydrogramme de crue.

Dans cette optique des bassins de rétention seraient implantés en amont de toutes les zones où nous avons des problèmes d'emprises. Ceci nous a amené à la création de 02 bassins de rétention. Les 2 bassins de rétention sont les suivants :

- Le bassin de Diambor (BR-01) : 40 000 m³
- Le bassin de Diallou Rail (BR-02) : 30 000 m³

L'hydrogramme d'entrée et de sortie du bassin BR02 est présenté ci-dessous. Avec ce bassin de 30 000 m³ le débit max est passé de 17.5 à 11.5 m³/s. A cause des bassins de rétention, les deux canaux à ciel ouvert ont diminué de moitié.

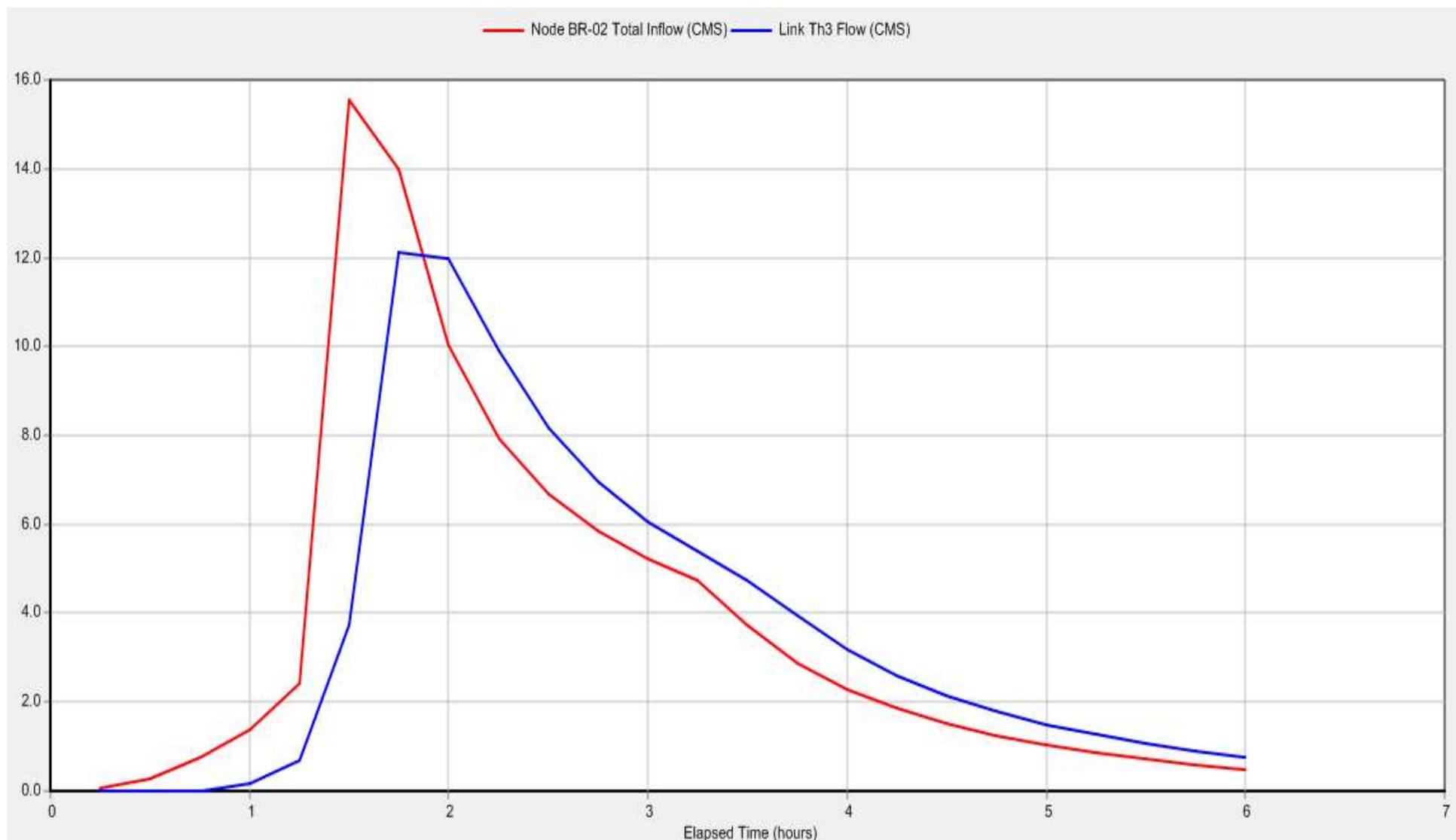


Figure 23 : hydro grammes entré et sortie du bassin de rétention BR02

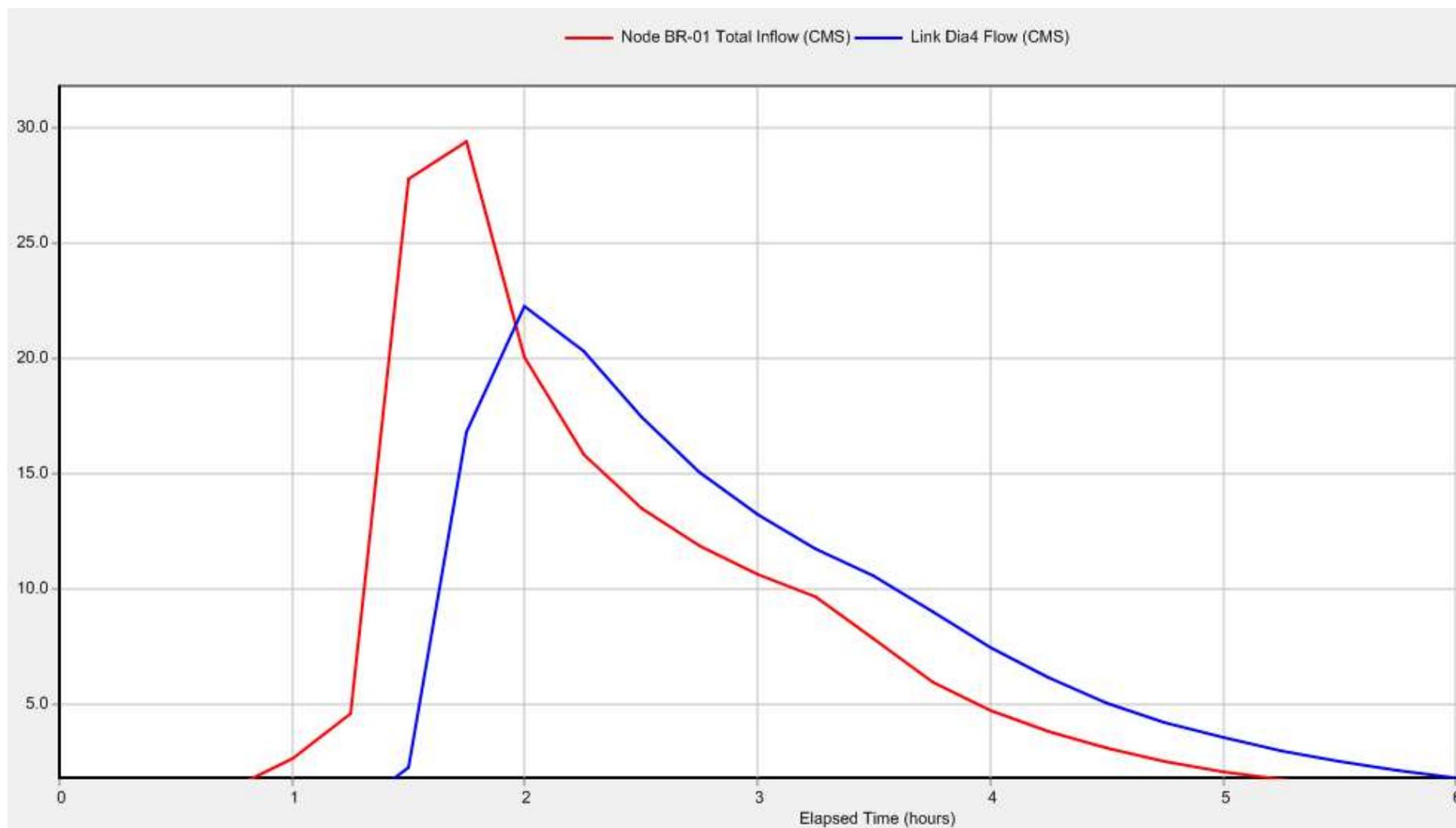


Figure 24 : hydro grammes entré et sortie du bassin de rétention BR01

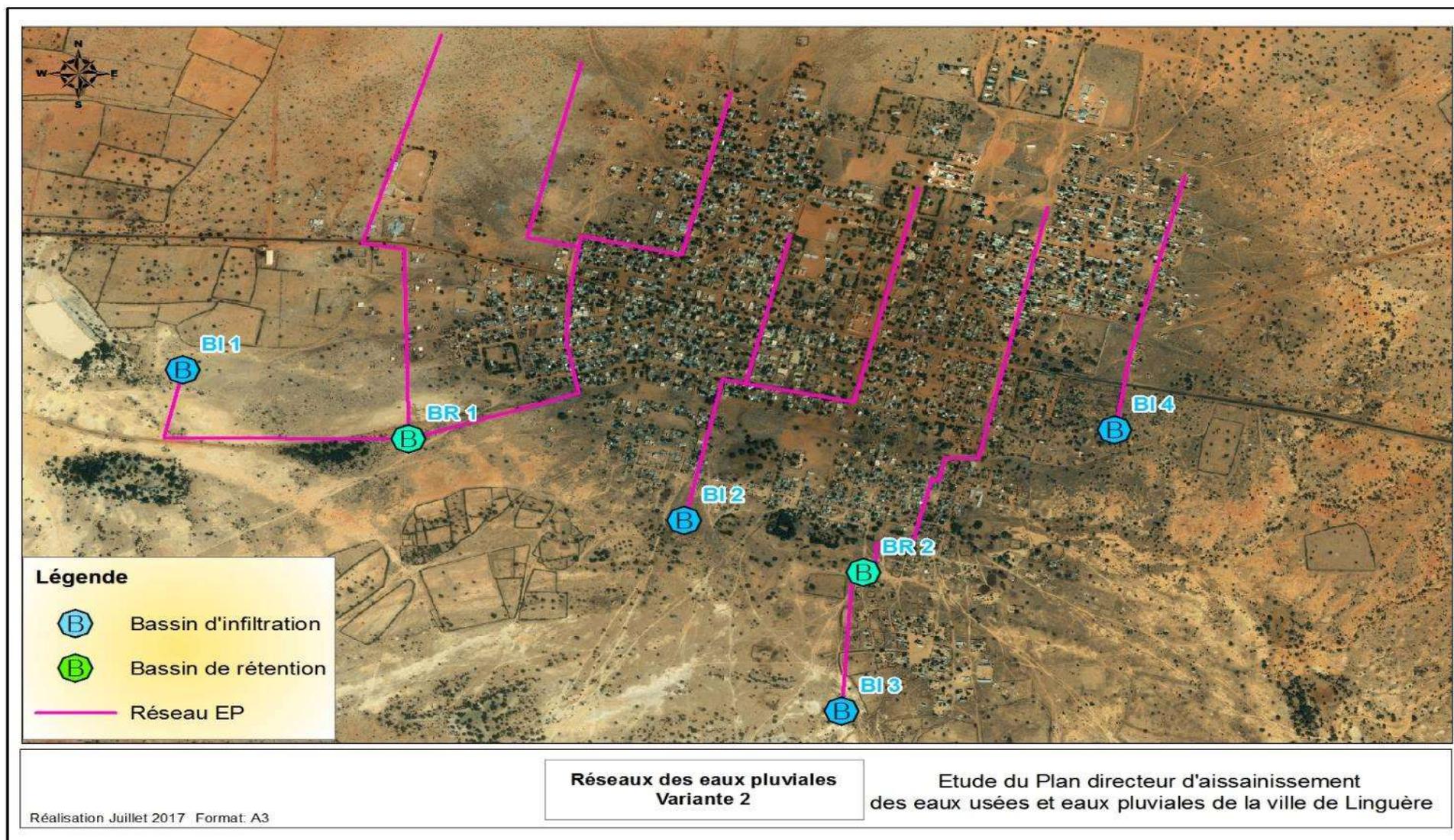


Figure 25 : Ossature du réseau de drainage

Les détails du dimensionnement avec le logiciel EPA SWMM sont consignés dans le tableau ci-dessous.

Noms canal	Longueur	Z aval(exutoire)	Z amont	Pente %	Section	Vitesse	Q projet	Q _p /Q _c	h/h max	Type
Thiely1	825	18	28,9	1,32%	1 (2x1,2)	4.66	8.253	0.87	0.74	Dalot
Thiely2-1	1200	13,5	28,6	1,26%	1 (2x1,2)	4.43	6.927	0.74	0.66	Dalot
Thiely2-2	460	11,2	13,5	0,50%	2 (2x1,2)	2.98	11.567	0.98	0.82	Dalot
Thiely3	500	8,7	11,2	0,50%	1 (3x1,5)	3,48	11,384	0,65	0,73	Rectangulaire ouvert
Noms canal	Longueur	Z aval(exutoire)	Z amont	Pente %	Section	Vitesse	Q projet	Q _p /Q _c	h/h max	Type
Abattoir1-1	1170	16,8	28,9	1,03%	1 (2x1)	3.96	5.943	0.91	0.76	Dalot
Abattoir1-2	600	10,8	16,8	1,00%	2 (2x1,2)	4.43	17.232	0.98	0.81	Dalot
Abattoir2	575	16,8	25,8	1,57%	1 (2x1)	4.54	6.206	0.79	0.69	Dalot
Noms canal	Longueur	Z aval(exutoire)	Z amont	Pente %	Section	Vitesse	Q projet	Q _p /Q _c	h/h max	Type
Diambor1-1	980	18,2	30,2	1,22%	1 (2x1)	4.35	6.735	0.95	0.78	Dalot
Diambor1-2	1100	10,1	18,2	0,74%	2 (2x1,2)	4.04	17.149	1.20	0.94	Dalot
Diambor2	840	18,2	28,3	1,20%	1 (1,5x1,2)	4.03	4.993	0.79	0.70	Dalot
Diambor3-1	940	16,1	28,3	1,30%	1 (2x1,2)	4.69	8.369	0.88	0.75	Dalot
Diambor3-2	730	10,2	16,1	0,81%	2 (2x1,2)	3.65	12.240	0.81	0.71	Dalot
Diambor4	1000	8,5	10,1	0,16%	1 (5x1,8)	2,68	22,233	0,9	0,93	Rectangulaire ouvert

Tableau 49: synthèse résultats dimensionnement variante 2

4.2.4.2. Comparaison qualitative des Alternatives.

Les deux variantes seront mises en balance et la variante optimale sera sélectionnée.

Pour effectuer cette opération un certain nombre de critères ont été définis. Pour chacun de ces critères un classement sera établi de manière à permettre une comparaison de toutes les variantes sur chaque critère. A partir de ces classements il sera possible d'établir une matrice afin de définir la variante optimale.

a) Critères d'évaluation

Les différents critères considérés pour l'évaluation des alternatives sont mentionnés ci-dessous :

- **La faisabilité technique :** Le critère de la faisabilité technique permet de prendre en compte des différences sur la facilité d'exécution des différents travaux.
- **L'impact socioculturel et urbain :** ce critère apprécie la capacité de la variante étudiée à s'intégrer dans le contexte socioculturel et urbain de la ville de Linguère. Par exemple la création d'un nouveau bassin (ou canal) coupant un quartier en deux ou nécessitant l'expropriation d'un certain nombre de propriétaires est également un impact négatif.
- **L'impact sur l'environnement :** Le classement des différentes variantes se fera en s'appuyant sur une confrontation des aménagements prévus avec la situation diagnostiquée au niveau des enquêtes socioéconomiques.

Ces critères seront évalués en classant les différentes variantes dans un ordre de faisabilité décroissante et en leur attribuant une note correspondante.

b) Evaluation des variantes

Les classements sont traduits sous forme de rang. La meilleure variante obtient donc le rang 1 et la moins bonne le rang 2. Au classement final une moyenne des rangs est effectuée et la variante obtenant la moyenne la plus faible est donc a priori la meilleure. Le classement qualitatif des alternatives est indiqué sur le tableau 4.1.5.2b.

Critère	Alternative 1	Alternative 2
faisabilité technique	2	1
impact socioculturel et urbain	2	1
impact sur l'environnement	1	2
Note moyenne	1.67	1.33

Tableau 50: analyse multicritère

Sur la base de ces résultats la variante 2 est choisie. Cette variante sera définie de manière plus approfondie dans la suite de l'étude et fera ensuite l'objet d'une étude d'impact.

4.3. Estimation financière du projet

Le coût d'investissement des travaux est calculé sur les bases suivantes :

- Le coût unitaire des canaux comprend :
 - Les travaux de fouille ;
 - Le béton armé dosé à 350 kg/m³ y compris coffrage qui comprend la dalle inférieure, la dalle supérieure et les voiles.
 - Le béton de propreté dosé à 150 kg/m³
 - Le blindage dans les parties urbaines denses.
- Le coût unitaire des bassins comprend :
 - Les travaux de fouille ;
 - Réglage et revêtement des berges en perrés maçonnés.
 - Clôture.

L'évaluation des coûts a été faite pour l'ensemble des aménagements projetés dans le cadre de la variante proposée, majorée de 10 % pour les services de consultants et imprévus

4.3.1. Estimation du cout d'investissement du projet

Les coûts des travaux se présentent comme suit :

Cout d'investissement					
Noms canal	Longueur	Section	Type	Prix unitaire	Montant
Canaux					8 167 005 000
Thiely1	825	1 (2x1,2)	Dalot	627 000	517 275 000
Thiely2-1	1 200	1 (2x1,2)	Dalot	627 000	752 400 000
Thiely2-2	460	2 (2x1,2)	Dalot	940 500	432 630 000
Thiely3	500	1 (4x1,5)	Rectangulaire overt	882 750	441 375 000
				-	
Noms canal	Longueur	Section	Type	-	
				-	
Abattoir1-1	1 170	1 (2x1)	Dalot	594 000	694 980 000
Abattoir1-2	600	2 (2x1,2)	Dalot	940 500	564 300 000
Abattoir2	575	1 (2x1)	Dalot	594 000	341 550 000
				-	
Noms canal	Longueur	Section	Type	-	
				-	
Diambor1-1	980	1 (2x1)	Dalot	594 000	582 120 000
Diambor1-2	1 100	2 (2x1,2)	Dalot	940 500	1 034 550 000
Diambor2	840	1 (1,5x1,2)	Dalot	544 500	457 380 000
Diambor3-1	940	1 (2x1,2)	Dalot	627 000	589 380 000

Diambor3-2	730	2 (2x1,2)	Dalot	940 500	686 565 000
Diambor4	1 000	1 (5x1,8)	Rectangulaire ouvert	1 072 500	1 072 500 000
Bassin de dissipation					34 500 000
Noms Bassin	Volume	Surface		Prix unitaire	Montant
BI-01	900	450		15 000	13 500 000
BI-02	600	300		15 000	9 000 000
BI-03	600	300		15 000	9 000 000
BI-04	200	100		15 000	3 000 000
Bassin de rétention					700 000 000
Noms Bassin	Volume	Surface		Prix unitaire	Montant
BR-01	40 000	20 000		10 000	400 000 000
BR-02	30 000	15 000		10 000	300 000 000
Cout des services et imprévus					890 150 500
Consultants	7%			8 901 505 000	623 105 350
Imprévus	3%			8 901 505 000	267 045 150
Cout d'investissement HTVA					9 791 655 500

Tableau 51 : cout d'investissement du projet

4.3.2. Cout d'Opération et de Maintenance

Le cout du curage des canaux et le nettoyage des bassins est estimé à 1.5% du montant des investissements soit 150 000 000 F CFA HTVA.

4.3.3. Définition des priorités

Les priorités d'exécution des différentes mesures dans le domaine de l'évacuation des eaux pluviales ont été fixées selon les principes suivants :

- Les zones dans lesquelles la situation est la plus problématique (la gravité des inondations) en l'état actuel ;
- La préséance hydraulique c'est-à-dire qu'un réseau aval doit être disponible pour accueillir des débits amont ;
- Le nombre de personnes impactées.

L'application de ces principes conduit à la planification du plan de drainage en trois phases.

Plan directeur d'assainissement de la ville de Linguère

Réseaux de collecte	Linéaire de canaux : 3.305 kml Bassin de rétention : 01 unités Bassin de dissipation : 02 unités	Linéaire de canaux : 2.85 kml Bassin de rétention : 01 unités Bassin de dissipation : 01 unités	Linéaire de canaux : 3.305 kml Bassin de rétention : 01 unités Bassin de dissipation : 02 unités
Quartiers	Thiély Sud, Dialou Rail, Escale et Abattoir	Diambor	Coumba et Thiély Nord
Montant	3 072 118 500	3 527 826 500	3 191 710 500

Tableau 52 : phasage des travaux

La carte suivante indique le phasage proposé.

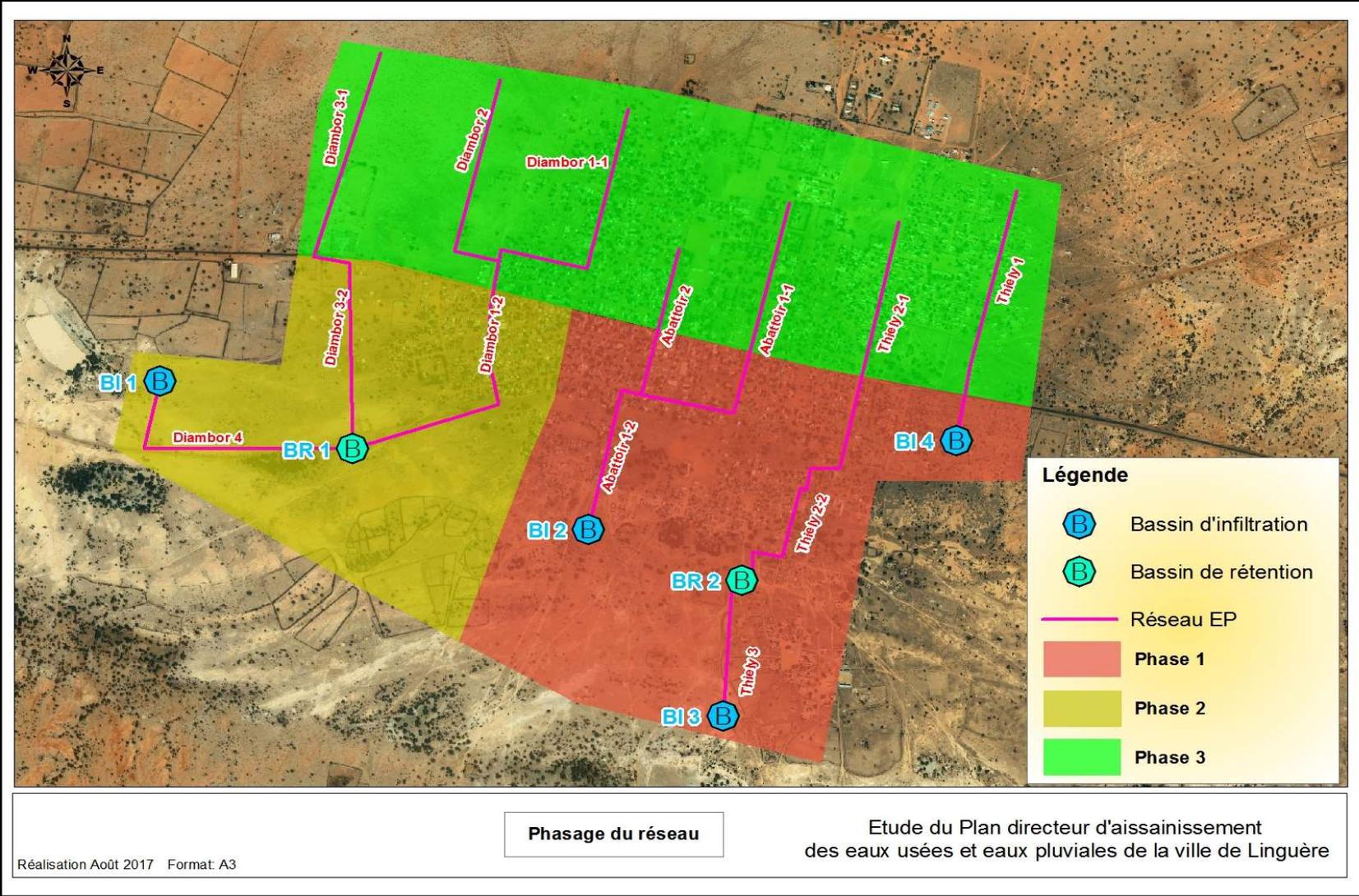


Figure 26 : Phasage du réseau de drainage

5. ANALYSE ECONOMIQUE ET FINANCIERE

5.1. OBJECTIFS ET METHODE

L'objectif général de ce volet est de présenter une analyse économique et financière du plan directeur des eaux pluviales et des eaux usées de la ville de Linguère. Plus spécifiquement, il s'agit d'estimer la rentabilité financière du projet et son impact financier sur l'ONAS, d'établir son bilan économique, d'identifier les facteurs de risque sur les paramètres clés et de tester la sensibilité des performances économique et financière du projet à leur variation.

Les étapes permettant de réaliser l'analyse financière sont les suivantes :

- Estimations des produits et charges (d'exploitation et d'investissement) du projet ;
- Établissement des comptes prévisionnels d'exploitation et de trésorerie du projet ;
- Calcul des valeurs actuelles nettes des principaux agrégats financiers et comparaison financière des deux variantes envisagées ;

Au-delà, l'analyse économique consiste à :

- Évaluer les coûts et avantages économiques du projet par comparaison avec une situation sans projet ;
- Définir le bilan économique du projet ;
- Estimer les surplus générés par le projet pour les différentes parties prenantes (ONAS, usagers et Etat);

Enfin, il s'agira également de mesurer la sensibilité du bilan économique et financier du projet à la variation de certains facteurs de risque identifiés. Le projet de commercialisation des eaux épurées pour leur réutilisation en irrigation est particulièrement analysé en fin de chapitre.

La méthode retenue a consisté à développer un modèle de simulation économique et financière du projet permettant d'établir la situation prévisionnelle du projet sur la base d'un jeu d'hypothèses et de paramètres.

5.2. HYPOTHÈSES ET PARAMÈTRES DE LA SIMULATION

Il convient de noter que les hypothèses et paramètres qui seront utilisées dans le cadre de cette simulation économique et financière, sont basés sur :

- les modalités de projection à l'horizon 2025 issues de la révision de la grille tarifaire des services d'eau potable et d'assainissement en milieu urbain ;
- les données techniques du rapport du plan directeur d'assainissement (PDA) de Linguère ;
- les données macroéconomiques permettant d'avoir le niveau d'inflation et l'évolution du PIB ;

- les projections démographiques du RGPHAE 2013.

Les simulations sont effectuées en FCFA courant en tenant compte d'une inflation annuelle de 2%. La simulation est réalisée sur la période 2018-2044 en raison de la durée de l'emprunt. Le projet est présumé être réalisé en trois (3) phases d'extension en 2018, 2023 et 2028. Chacune des phases d'extension devient opérationnelle respectivement en 2019, 2024, 2029

L'analyse économique et financière est réalisée sur la zone du projet, c'est à dire les quartiers de Thiély, Linguère Coumba, Diallou Rail, Abattoir et Linguère Ndiambor.

Les produits du projet sont constitués exclusivement de la redevance de dépotage des boues de vidange à la station de traitement et la redevance assainissement le produit du tarif assainissement prélevé sur la facture d'eau des usagers de la zone du projet, soit :

- le produit assainissement est estimé à 63 FCFA/m³⁵, tarif moyen actuellement supporté par les usagers sur le périmètre de l'ONAS. Il est important de souligner que ce tarif est payé par l'ensemble des abonnés aux services de l'eau potable, qu'ils soient raccordables et raccordés ou non au réseau d'assainissement. Dans la zone de l'étude, 91% des ménages ont un branchement SDE et donc seront concernés par ce tarif ;
- La redevance de dépotage des boues de vidange est estimée à 400 FCFA/m³ ;
- La redevance de raccordement « social » est fixée à 36 000 FCFA et la redevance de raccordement « ordinaire » entre 247 000 FCFA et 469 000 FCFA⁶. Mais, il convient de noter que dans le cas de ce projet, la redevance de raccordement est fixée à 90 000 FCFA. L'enquête ménage a révélé que 70% des ménages de la zone du projet sont disposés à payer les services de raccordement à un réseau collectif à ce prix-là. On suppose aussi que la capacité à payer des ménages s'accroît selon le taux de croissance de l'économie ;
- À ce stade, les eaux épurées et les boues d'épuration ne sont pas valorisées.

Les charges d'exploitation du projet sont constituées du coût de curage du réseau et des bassins d'écrêtages créés, du coût d'électricité des stations de pompage, du coût de fonctionnement de la station d'épuration et de la station de traitement des boues de vidange et du coût de maintenance des équipements :

Pour l'assainissement des eaux pluviales :

- 30% du réseau de dalot est curé annuellement pour un coût estimé à 1500 FCFA/ml ;
- Le cout de curage des bassins d'écrêtage est estimé à 8 000 000 FCFA/unité/an.

Pour l'assainissement des eaux usées :

- 30% du réseau est curé annuellement pour un coût estimé à 3 500 000 FCFA/kml ;

5 ONAS 2017.

6 Révision de la grille tarifaire des services d'eau potable et d'assainissement en milieu urbain : hypothèse et modalités de projection, p. 273.

Plan directeur d'assainissement de la ville de Linguère

- Le coût de fonctionnement de la station d'épuration estimé à 500 FCFA par habitant raccordé ;
- Le coût de fonctionnement de la station de traitement des boues de vidange est estimé à 100 FCFA par habitant susceptibles de l'utiliser ;
- Le coût de l'électricité est de 80 FCFA/kwh ;
- Le coût de maintenance des équipements est estimé à 1% de la valeur des immobilisations brutes.

Les produits et les charges unitaires sont réévalués chaque année en fonction de l'inflation.

Les données techniques pour le calcul des charges d'exploitation et d'investissement sont issues du dimensionnement des investissements (voir les chapitres correspondants).

Les renouvellements sont calculés sur la base des durées de vie suivantes :

Tableau 53 : Durée de vie des composantes de l'investissement

COMPOSANTE	DURÉE DE VIE
Génie Civil	50 ans
Installations Réseaux	30 ans
Branchements	20 ans
Equipements	15 ans
Matériel	5 à10 ans

Compte tenu des discussions en cours avec les bailleurs pour le financement du projet, les investissements sont supposés être financés à 100% à des conditions concessionnelles : emprunt sur une durée de 25 ans dont 10 ans de différé d'amortissement, au taux d'intérêt de 3%.

Les amortissements et les valeurs résiduelles découlent des usages de l'ONAS en matière d'amortissement.

Tableau 54 : Taux d'amortissement des composantes de l'investissement

COMPOSANTE	TAUX D'AMORTISSEMENT
Génie Civil	2.0%
Installations Réseaux	2.0%
Branchements	5.0%
Equipements	6.7%
Matériel	20%

5.3. ANALYSE FINANCIÈRE DU PROJET

5.3.1. Investissements et sources de financement

5.3.1.1. Investissements

Les investissements relatifs à l'assainissement des eaux usées et à celui des eaux pluviales sont déduits de l'analyse du dimensionnement des investissements. Sur la période 2018-2028 avec la prise en compte des investissements d'extension, ils sont évalués à 15,88 milliards de FCFA courant (dont 6,07 milliards de FCFA au titre de l'assainissement des eaux usées et 9,79 milliards de FCFA pour l'assainissement des eaux pluviales). Il est important de souligner que 32,3% des investissements sont réalisées dès 2018, en première phase, 34,9% en 2023, en deuxième phase et 32,7% en 2028, en troisième phase. Le tableau ci-dessous résume l'estimation financière globale des investissements ainsi que leur répartition sur les 3 phases.

Tableau 55: Estimation financière globale des investissements (FCFA HTVA)

Années	Réseau de collecte gravitaire	Assainissement autonome	Station de traitement	Prestations et divers et	Assainissement eaux pluviales	Total

	des eaux usées		nt	imprévus		
2 018	1 573 488 663	50 000 000	240 000 000	195 666 310	3 072 118 500	5 131 273 473
2 023	1 604 362 529	50 000 000	180 000 000	192 608 066	3 527 826 500	5 554 797 095
2 028	1 599 311 018	37 500 000	180 000 000	190 765 157	3 191 710 500	5 199 286 675
Total	4 777 162 210	137 500 000	600 000 000	579 039 533	9 791 655 500	15 885 357 243

5.3.1.2. Estimation des charges d'exploitation du projet

Les charges d'exploitation, exprimées en prix courants hors taxe (FCFA HTVA), prennent en compte les volets suivants :

- Assainissement des eaux usées : ce volet concerne le curage du réseau d'eaux usées, les coûts de fonctionnement de la STEP et de la STBV, du coût de l'énergie et des coûts de maintenance ;
- Assainissement des eaux pluviales : dans ce volet, sont pris en compte les coûts de curage du dalot et ceux des bassins d'écrtage.

Le tableau ci-dessous résume les coûts financiers du projet.

Tableau 56: Coûts d'exploitation

Années	Assainissement eaux usées	Assainissement eaux pluviales	Total
2019	226 064 041	25 541 761	251 605 802
2020	226 557 280	25 541 761	252 099 041
2021	227 065 316	25 541 761	252 607 077
2022	227 501 381	25 541 761	253 043 142
2023	227 948 347	25 541 761	253 490 108
2024	476 588 211	43 312 221	519 900 432
2025	477 527 399	43 312 221	520 839 620
2026	478 490 066	43 312 221	521 802 287
2027	479 476 800	43 312 221	522 789 021
2028	480 488 202	43 312 221	523 800 424
2029	747 539 706	68 914 000	816 453 706
2030	749 133 613	68 914 000	818 047 613
2031	750 767 368	68 914 000	819 681 368
2032	752 441 966	68 914 000	821 355 966
2033	754 158 429	68 914 000	823 072 429
2034	755 917 804	68 914 000	824 831 804
2035	757 721 164	68 914 000	826 635 164

2036	759 569 607	68 914 000	828 483 607
2037	761 464 262	68 914 000	830 378 262
2038	763 406 282	68 914 000	832 320 282
2039	765 396 854	68 914 000	834 310 854
2040	767 437 189	68 914 000	836 351 189
2041	769 528 533	68 914 000	838 442 533
2042	771 672 161	68 914 000	840 586 161
2043	773 869 379	68 914 000	842 783 379
2 044	776 121 528	68 914 000	845 035 528
Total	15 703 852 890	1 446 893 910	17 150 746 800

Les charges d'exploitation (hors frais financiers et amortissement) sont de l'ordre de 821,3 millions de FCFA en 2032 et de 845,0 millions en 2044.

5.3.1.3. Sources de financement

Les investissements seront probablement financés à 100% par emprunt, chaque phase d'investissement se traduit donc par la contractualisation d'un emprunt d'un montant correspondant. Pour le calcul de la rentabilité financière (qui est la rentabilité vue du côté des bailleurs), il y a lieu d'intégrer les incidences de l'endettement. Il faut donc calculer les intérêts et les amortissements (remboursement du capital) de la dette.

Le tableau suivant permet d'établir aisément l'amortissement de l'emprunt.

Tableau 57: Amortissement de l'emprunt (en FCFA courant)

Années	Capital restant	Amortissement (Capital remboursé)	Intérêt	Annuités
2018	5 131 273 473	-	153 938 204	-
2019	5 131 273 473	-	153 938 204	-
2020	5 131 273 473	-	153 938 204	-
2021	5 131 273 473	-	153 938 204	-
2022	5 131 273 473	-	153 938 204	-
2023	10 686 070 568	-	320 582 117	-
2024	10 686 070 568	-	320 582 117	-
2025	10 686 070 568	-	320 582 117	-
2026	10 686 070 568	-	320 582 117	-
2027	10 686 070 568	-	320 582 117	-
2028	15 885 357 243	854 101 338	476 560 717	1 330 662 056
2029	15 031 255 905	879 724 379	450 937 677	1 330 662 056
2030	14 151 531 526	906 116 110	424 545 946	1 330 662 056
2031	13 245 415 416	933 299 593	397 362 462	1 330 662 056
2032	12 312 115 823	961 298 581	369 363 475	1 330 662 056
2033	11 350 817 242	990 137 538	340 524 517	1 330 662 056
2034	10 360 679 704	1 019 841 665	310 820 391	1 330 662 056
2035	9 340 838 039	1 050 436 914	280 225 141	1 330 662 056
2036	8 290 401 125	1 081 950 022	248 712 034	1 330 662 056

2037	7 208 451 103	1 114 408 523	216 253 533	1 330 662 056
2038	6 094 042 580	1 147 840 778	182 821 277	1 330 662 056
2039	4 946 201 802	1 182 276 002	148 386 054	1 330 662 056
2040	3 763 925 800	1 217 744 282	112 917 774	1 330 662 056
2041	2 546 181 519	1 254 276 610	76 385 446	1 330 662 056
2042	1 291 904 908	1 291 904 908	38 757 147	1 330 662 056
2043	-	-	-	
Total		15 885 357 243	4 074 573 592	19 959 930 835

Nous rappelons néanmoins le principe de construction de ce tableau. En considérant que l'emprunt est remboursable par annuité constante, si nous appelons a l'annuité, i le taux d'intérêt annuel, n le nombre d'annuités et k le montant de l'emprunt, on démontre que

$$a = \frac{k \times i}{1 - (1 + i)^{-n}}$$

Ensuite, les intérêts sont calculés en appliquant le taux au capital restant dû au début de l'année. Le remboursement en capital est égal à la différence entre l'annuité et les intérêts calculés.

Le poids de la dette augmente donc au fur et à mesure de la juxtaposition des échéanciers de remboursement des différents emprunts. Compte tenu des hypothèses relatives aux conditions de remboursement des emprunts, la charge de remboursement (capital remboursé et intérêt) est de l'ordre de 1,33 milliards de FCFA annuel entre 2028 et 2043. Il faudra attendre 2042 et le remboursement intégral de l'emprunt contracté pour financer les investissements des 3 phases pour voir cette charge de remboursement se réduire significativement.

5.3.2. Estimation des produits

Les produits, exprimés en prix courant hors taxe, sont constitués des produits des redevances de dépotage des boues de vidange et des produits du tarif assainissement prélevé sur la facture d'eau. Ils sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau 58 : Estimation des produits d'exploitation (FCFA HTVA)

Années	Redevance d'assainissement	Redevance de dépotage	Total
2019	21 579 214	2 880 000	24 459 214
2020	22 226 591	2 880 000	25 106 591
2021	22 893 389	2 880 000	25 773 389
2022	23 465 723	2 880 000	26 345 723
2023	24 052 366	2 880 000	26 932 366
2024	49 307 351	5 760 000	55 067 351
2025	50 540 035	5 760 000	56 300 035
2026	51 803 536	5 760 000	57 563 536
2027	53 098 624	5 760 000	58 858 624
2028	54 426 090	5 760 000	60 186 090
2029	82 999 787	8 640 000	91 639 787
2030	85 074 781	8 640 000	93 714 781

2031	87 201 651	8 640 000	95 841 651
2032	89 381 692	8 640 000	98 021 692
2033	91 616 234	8 640 000	100 256 234
2034	93 906 640	8 640 000	102 546 640
2035	96 254 306	8 640 000	104 894 306
2036	98 660 664	8 640 000	107 300 664
2037	101 127 180	8 640 000	109 767 180
2038	103 655 360	8 640 000	112 295 360
2039	106 246 744	8 640 000	114 886 744
2040	108 902 913	8 640 000	117 542 913
2041	111 625 485	8 640 000	120 265 485
2042	114 416 122	8 640 000	123 056 122
2043	117 276 526	8 640 000	125 916 526
2044	120 208 439	8 640 000	128 848 439
Total	1 981 947 442	181 440 000	2 163 387 442

Les produits générés sur la zone du projet sont nettement insuffisants pour couvrir les charges d'exploitation. Ils s'accroissent progressivement pour atteindre 98,0 millions de FCFA en 2032 et 128,8 millions de FCFA en 2044 correspondant à la fin du remboursement de l'emprunt.

5.3.3. Analyse de la rentabilité financière du projet

Au regard des résultats reportés dans le compte prévisionnel d'exploitation, le projet dégage une VAN négative. En effet, en considérant les tarifs d'assainissement et en retenant un taux d'actualisation de 12%, on obtient une valeur actualisée nette négative de 17,4 milliards de FCFA et un TRI beaucoup trop faible (incalculable).

Tableau 59 : Compte prévisionnel d'exploitation

Hypothèses d'analyse 2018-2044	2018	2 019	2 020	2 021	2 022	2 023
Total Produits d'exploitation		24 459	25 106	25 773	26 345	26 932
Redevance d'assainissement		21 579	22 226	22 893	23 465	24 052
Redevance de dépotage		2 880	2 880	2 880	2 880	2 880 000
Total Charges d'exploitation		251 605	252 099	252 607	253 043	253 490
Assainissement eaux usées		226 064	226 557	227 065	227 501	227 948
Assainissement eaux pluviales		25 541	25 541	25 541	25 541	25 541
Total Charges financières		153 938	153 938	153 938	153 938	153 938
Intérêts des emprunts		153 938	153 938	153 938	153 938	153 938
Dotations aux amortissements		122 135 774	122 135 774	122 135 774	122 135 774	122 135
Résultat avant impôt		-503 220 566	-503 066 429	-502 907 667	-502 771 397	-502 631
Impôt sur le bénéfice		0	0	0	0	0
Résultat après impôt		-503 220 566	-503 066 429	-502 907 667	-502 771 397	-502 631
CAF		-381 084 792	-380 930 654	-380 771 893	-380 635 623	-380 495
Remboursements des emprunts		0	0	0	0	0
Total ressources		-381 084 792	-380 930 654	-380 771 893	-380 635 623	-380 495
Investissements totaux	5 131 273	0	0	0	0	5 554 797
Réseau de collecte gravitaire des	1 573 488	0	0	0	0	1 604 362
Assainissement autonome	50 000 000	0	0	0	0	50 000 000
Station de traitement	240 000	0	0	0	0	180 000
Prestations et divers et imprévus	195 666	0	0	0	0	192 608
Assainissement eaux pluviales	3 072 118	0	0	0	0	3 527 826
Flux monétaires (au prix	-5 131 273	-381 084 792	-380 930 654	-380 771 893	-380 635 623	-5 935 293
Flux monétaires	-5 131 273	-381 084 792	-380 930 654	-380 771 893	-380 635 623	-5 935 293
Valeur résiduelle des						
Coefficient d'actualisation	1	0.89286	0.79719	0.71178	0.63552	0.56743
Flux actualisées	-5 131 273	-340 254 278	-303 675 585	-271 025 912	-241 900 820	-3 367 844
VA des produits	-6 974 926					
VA des coûts	-10 425 639					
VAN	-17 400 565					

Tableau 7 : Compte prévisionnel d'exploitation(Suite)

Hypothèses d'analyse 2018-2044	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032
Total Produits d'exploitation	55 067 351	56 300 035	57 563 536	58 858 624	60 186 090	91 639 787	93 714 781	95 841 651	98 021 692
Redevance d'assainissement	49 307 351	50 540 035	51 803 536	53 098 624	54 426 090	82 999 787	85 074 781	87 201 651	89 381 692
Redevance de dépotage	5 760 000	5 760 000	5 760 000	5 760 000	5 760 000	8 640 000	8 640 000	8 640 000	8 640 000
Total Charges d'exploitation	519 900 432	520 839 620	521 802 287	522 789 021	523 800 424	816 453 706	818 047 613	819 681 368	821 355 966
Assainissement eaux usées	476 588 211	477 527 399	478 490 066	479 476 800	480 488 202	747 539 706	749 133 613	750 767 368	752 441 966
Assainissement eaux pluviales	43 312 221	68 914 000	68 914 000	68 914 000	68 914 000				
Total Charges financières	320 582 117	476 560 717	450 937 677	424 545 946	397 362 462				
Intérêts des emprunts	320 582 117	476 560 717	450 937 677	424 545 946	397 362 462				
Dotations aux amortissements	251 699 361	373 839 058	373 839 058	373 839 058	373 839 058				
Résultat avant impôt	-1 037 114 560	-1 036 821 064	-1 036 520 230	-1 036 211 876	-1 035 895 813	-1 575 213 694	-1 549 109 566	-1 522 224 720	-1 494 535 794
Impôt sur le bénéfice	0								
Résultat après impôt	-1 037 114 560	-1 036 821 064	-1 036 520 230	-1 036 211 876	-1 035 895 813	-1 575 213 694	-1 549 109 566	-1 522 224 720	-1 494 535 794
CAF	-785 415 199	-785 121 702	-784 820 869	-784 512 514	-784 196 451	-1 201 374 637	-1 175 270 509	-1 148 385 663	-1 120 696 736
Remboursements des emprunts	0	0	0	0	0	854 101 338	879 724 379	906 116 110	933 299 593
Total ressources	-785 415 199	-785 121 702	-784 820 869	-784 512 514	-784 196 451	-2 055 475 975	-2 054 994 887	-2 054 501 772	-2 053 996 330

Plan directeur d'assainissement de la ville de Linguère

Investissements totaux	0	0	0	0	5 199 286 675	0	0	0	0
Réseau de collecte gravitaire des eaux usées	0	0	0	0	1 599 311 018	0	0	0	0
Assainissement autonome	0	0	0	0	37 500 000	0	0	0	0
Station de traitement	0	0	0	0	180 000 000	0	0	0	0
Prestations et divers et imprévus	0	0	0	0	190 765 157	0	0	0	0
Assainissement eaux pluviales	0	0	0	0	3 191 710 500	0	0	0	0
Flux monétaires (au prix courants)	-785 415 199	-785 121 702	-784 820 869	-784 512 514	-5 983 483 126	-2 055 475 975	-2 054 994 887	-2 054 501 772	-2 053 996 330
Flux monétaires	-785 415 199	-785 121 702	-784 820 869	-784 512 514	-5 983 483 126	-2 055 475 975	-2 054 994 887	-2 054 501 772	-2 053 996 330
Valeur résiduelle des immobilisations									
Coefficient d'actualisation	0,50663	0,45235	0,40388	0,36061	0,32197	0,28748	0,25668	0,22917	0,20462
Flux actualisées	-397 915 783	-355 149 186	-316 975 986	-282 903 077	-1 926 521 428	-590 900 225	-527 466 004	-470 838 780	-420 288 344
VA des produits	-6 974 926								
VA des coûts	-10 425								
VAN	-17 400								

Tableau 7 : Compte prévisionnel d'exploitation(Suite)

Hypothèses d'analyse 2018-2044	2033	2034	2035	2036	2037	2038
Total Produits d'exploitation	100 256 234	102 546 640	104 894 306	107 300 664	109 767 180	112 295 360
Redevance d'assainissement	91 616 234	93 906 640	96 254 306	98 660 664	101 127 180	103 655 360
Redevance de dépotage	8 640 000	8 640 000				

Plan directeur d'assainissement de la ville de Linguère

Total Charges d'exploitation	823 072 429	824 831 804	826 635 164	828 483 607	830 378 262	832 320 282
Assainissement eaux usées	754 158 429	755 917 804	757 721 164	759 569 607	761 464 262	763 406 282
Assainissement eaux pluviales	68 914 000	68 914 000	68 914 000	68 914 000	68 914 000	68 914 000
Total Charges financières	369 363 475	340 524 517	310 820 391	280 225 141	248 712 034	216 253 533
Intérêts des emprunts	369 363 475	340 524 517	310 820 391	280 225 141	248 712 034	216 253 533
Dotations aux amortissements	373 839 058	373 839 058	373 839 058	373 839 058	373 839 058	373 839 058
Résultat avant impôt	-1 466 018 727	-1 436 648 739	-1 406 400 306	-1 375 247 142	-1 343 162 172	-1 310 117 513
Impôt sur le bénéfice	0	0	0	0	0	0
Résultat après impôt	-1 466 018 727	-1 436 648 739	-1 406 400 306	-1 375 247 142	-1 343 162 172	-1 310 117 513
CAF	-1 092 179 670	-1 062 809 682	-1 032 561 249	-1 001 408 084	-969 323 115	-936 278 456
Remboursements des emprunts	961 298 581	990 137 538	1 019 841 665	1 050 436 914	1 081 950 022	1 114 408 523
Total ressources	-2 053 478 251	-2 052 947 220	-2 052 402 913	-2 051 844 999	-2 051 273 137	-2 050 686 978
Investissements totaux	0	0	0	0	0	0
Réseau de collecte gravitaire des eaux usées	0	0	0	0	0	0
Assainissement autonome	0	0	0	0	0	0
Station de traitement	0	0	0	0	0	0
Prestations et divers et imprévus	0	0	0	0	0	0
Assainissement eaux pluviales	0	0	0	0	0	0
Flux monétaires (au prix courants)	-2 053 478 251	-2 052 947 220	-2 052 402 913	-2 051 844 999	-2 051 273 137	-2 050 686 978
Flux monétaires	-2 053 478 251	-2 052 947 220	-2 052 402 913	-2 051 844 999	-2 051 273 137	-2 050 686 978
Valeur résiduelle des immobilisations						

Plan directeur d'assainissement de la ville de Linguère

Coefficient d'actualisation	0,18270	0,16312	0,14564	0,13004	0,11611	0,10367
Flux actualisées	-375 162 799	-334 880 162	-298 920 870	-266 821 083	-238 166 712	-212 588 085
VA des produits	-6 974 926 176					
VA des coûts	-10 425 639					
VAN	-17 400 565					

Tableau 7 : Compte prévisionnel d'exploitation(Fin)

Hypothèses d'analyse 2018-2044	2039	2040	2041	2042	2043	2044
Total Produits d'exploitation	114 886	117 542	120 265	123 056	125 916	128 848
Redevance d'assainissement	106 246	108 902	111 625	114 416	117 276	120 208
Redevance de dépotage	8 640 000	8 640	8 640	8 640	8 640	8 640
Total Charges d'exploitation	834 310	836 351	838 442	840 586	842 783	845 035
Assainissement eaux usées	765 396	767 437	769 528	771 672	773 869	776 121
Assainissement eaux pluviales	68 914	68 914	68 914	68 914	68 914	68 914
Total Charges financières	182 821	148 386	112 917	76 385	38 757	
Intérêts des emprunts	182 821	148 386	112 917	76 385	38 757	-
Dotations aux amortissements	373 839 058	373 839 058	373 839 058	373 839 058	373 839 058	373 839 058
Résultat avant impôt	-1 276 084 445	-1 241 033	-1 204 933	-1 167 754	-1 129 463	-1 090 026
Impôt sur le bénéfice	0	0	0	0	0	0
Résultat après impôt	-1 276 084 445	-1 241 033	-1 204 933	-1 167 754	-1 129 463	-1 090 026
CAF	-902 245 387	-867 194 331	-831 094 822	-793 915 484	-755 624 001	-716 187 089
Remboursements des emprunts	1 147 840 778	1 182 276 002	1 217 744 282	1 254 276 610	1 291 904 908	
Total ressources	-2 050 086 165	-2 049 470	-2 048 839	-2 048 192	-2 047 528	-716 187 089
Investissements totaux	0	0	0	0	0	0
Réseau de collecte gravitaire des eaux	0	0	0	0	0	0
Assainissement autonome	0	0	0	0	0	0
Station de traitement	0	0	0	0	0	0
Prestations et divers et imprévus	0	0	0	0	0	0
Assainissement eaux pluviales	0	0	0	0	0	0
Flux monétaires (au prix courants)	-2 050 086 165	-2 049 470	-2 048 839	-2 048 192	-2 047 528	8 273 161 222
Flux monétaires	-2 050 086 165	-2 049 470	-2 048 839	-2 048 192	-2 047 528	-716 187 089
Valeur résiduelle des immobilisations						8 989 348 312
Coefficient d'actualisation	0,09256	0,08264	0,07379	0,06588	0,05882	0,05252
Flux actualisées	-189 755 179	-169 373 373	-151 179 649	-134 939 203	-120 442 421	434 513 124
VA des produits	-6 974 926 176					
VA des coûts	-10 425 639					
VAN	-17 400 565					

5.3.4. Emplois, ressources et bilan financier du projet

Le tableau ci-dessous permet de confronter les emplois et les ressources afin de dégager le bilan financier global du projet et son besoin de financement. Il fait ressortir sur toute la période une impasse de trésorerie : le besoin de financement est de l'ordre de 2,64 milliards millions de FCFA courant annuels en 2044. Cette situation implique alors de trouver une solution avant le démarrage des travaux.

Tableau 60: Compte de trésorerie prévisionnel

PLAN DE TRESORERIE	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024
A. Encaissements							
<i>A1. D'exploitation</i>							
Redevance d'assainissement		22 010 799	23 124 545	24 294 647	25 400 053	26 555 756	55 528 086
Redevance de dépotage		2 937 600	2 996 352	3 056 279	3 117 405	3 179 753	6 486 696
<i>A2. Hors exploitation</i>							
- apport en capital							
- apport en compte courant							
- emprunts LMT contractés	5 131 273 473					5 554 797 095	
2. TOTAL DES ENCAISSEMENTS	5 131 273 473	24 948 399	26 120 897	27 350 926	28 517 458	5 584 532 604	62 014 781
B. Décaissements							
<i>B1. d'exploitation</i>							
Assainissement eaux usées		230 585 322	231 088 426	231 606 623	232 051 409	232 507 314	486 119 975
Assainissement eaux pluviales		26 052 596	44 178 466				
- matières premières,							
- fournitures, eau, énergie...							
- autres charges externes							
- impôts, taxes et versements assimilés							
- charges de personnel							
- impôt sur les bénéfices,							
- TVA versée...							
- charges financières		153 938 204	320 582 117				

Plan directeur d'assainissement de la ville de Linguère

<i>B2. Hors exploitation</i>							
- remboursement emprunts (principal)		-	-	-	-	-	-
- investissement en immobilisation	5 131 273 473					5 554 797 095	
3. TOTAL DES DECAISSEMENTS	5 131 273 473	410 576 122	411 079 226	411 597 423	412 042 209	5 967 295 209	850 880 558
Solde de trésorerie précédent	-	-	- 385 627 723	- 384 958 329	- 384 246 497	- 383 524 751	- 382 762 606
Variation de la trésorerie	-	- 385 627 723	- 384 958 329	- 384 246 497	- 383 524 751	- 382 762 606	- 788 865 777
Solde de trésorerie	-	- 385 627 723	- 770 586 052	- 769 204 826	- 767 771 248	- 766 287 356	- 1 171 628 383

Tableau 8 : Compte de trésorerie prévisionnel (Suite)

PLAN DE TRESORERIE	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031
A. Encaissements							
<i>A1. D'exploitation</i>							
Redevance d'assainissement	58 054 613	60 696 098	63 457 771	66 345 099	102 536 351	107 201 755	112 079 435
Redevance de dépotage	6 616 429	6 748 758	6 883 733	7 021 408	10 742 754	10 957 609	11 176 761
<i>A2. Hors exploitation</i>							
- apport en capital							
- apport en compte courant							
- emprunts LMT contractés				5 199 286 675			
2. TOTAL DES ENCAISSEMENTS	64 671 043	67 444 856	70 341 504	5 272 653 182	113 279 105	118 159 364	123 256 196
B. Décaissements							
<i>B1. d'exploitation</i>							
Assainissement eaux usées	487 077	488 059	489 066	490 097	761 429	763 055	764 722

Plan directeur d'assainissement de la ville de Linguère

	947	867	336	967	846	631	060
Assainissement eaux pluviales	44 178 466	44 178 466	44 178 466	44 178 466	70 292 280	70 292 280	70 292 280
- matières premières,							
- fournitures, eau, énergie...							
- autres charges externes							
- impôts, taxes et versements assimilés							
- charges de personnel							
- impôt sur les bénéfices,							
- TVA versée...							
- charges financières	320 582 117	320 582 117	320 582 117	320 582 117	476 560 717	450 937 677	424 545 946
<i>B2. Hors exploitation</i>							
- remboursement emprunts (principal)	-	-	-	-	854 101 338	879 724 379	906 116 110
- investissement en immobilisation				5 199 286 675			
3. TOTAL DES DECAISSEMENTS	851 838 529	852 820 450	853 826 919	6 054 145 224	2 162 384 181	2 164 009 966	2 165 676 396
Solde de trésorerie précédent	- 788 865 777	- 787 167 487	- 785 375 594	- 783 485 415	- 781 492 042	- 2 049 105 076	- 2 045 850 602
Variation de la trésorerie	- 787 167 487	- 785 375 594	- 783 485 415	- 781 492 042	- 2 049 105 076	- 2 045 850 602	- 2 042 420 200
Solde de trésorerie	- 1 576 033 264	- 1 572 543 080	- 1 568 861 009	- 1 564 977 457	- 2 830 597 118	- 4 094 955 678	- 4 088 270 802

Tableau 8 : Compte de trésorerie prévisionnel (Suite)

PLAN DE TRESORERIE	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038
A. Encaissements							
<i>A1. D'exploitation</i>							

Plan directeur d'assainissement de la ville de Linguère

Redevance d'assainissement	117 179 049	122 510 696	128 084 933	133 912 797	140 005 829	146 376 095	153 036 207
Redevance de dépotage	11 400 297	11 628 302	11 860 868	12 098 086	12 340 048	12 586 849	12 838 586
<i>A2. Hors exploitation</i>							
- apport en capital							
- apport en compte courant							
- emprunts LMT contractés							
2. TOTAL DES ENCAISSEMENTS	128 579 346	134 138 999	139 945 801	146 010 883	152 345 877	158 962 943	165 874 793
B. Décaissements							
<i>B1. d'exploitation</i>							
Assainissement eaux usées	766 430 151	768 180 944	769 975 506	771 814 933	773 700 345	775 632 892	777 613 754
Assainissement eaux pluviales	70 292 280	70 292 280	70 292 280	70 292 280	70 292 280	70 292 280	70 292 280
- matières premières,							
- fournitures, eau, énergie...							
- autres charges externes							
- impôts, taxes et versements assimilés							
- charges de personnel							
- impôt sur les bénéfices,							
- TVA versée...							
- charges financières	397 362 462	369 363 475	340 524 517	310 820 391	280 225 141	248 712 034	216 253 533
<i>B2. Hors exploitation</i>							
- remboursement emprunts (principal)	933 299 593	961 298 581	990 137 538	1 019 841 665	1 050 436 914	1 081 950 022	1 114 408 523

Plan directeur d'assainissement de la ville de Linguère

- investissement en immobilisation							
3. TOTAL DES DECAISSEMENTS	2 167 384 487	2 169 135 279	2 170 929 842	2 172 769 268	2 174 654 680	2 176 587 228	2 178 568 089
Solde de trésorerie précédent	- 2 042 420 200	- 2 038 805 141	- 2 034 996 281	- 2 030 984 040	- 2 026 758 385	- 2 022 308 803	- 2 017 624 285
Variation de la trésorerie	- 2 038 805 141	- 2 034 996 281	- 2 030 984 040	- 2 026 758 385	- 2 022 308 803	- 2 017 624 285	- 2 012 693 297
Solde de trésorerie	- 4 081 225 340	- 4 073 801 421	- 4 065 980 321	- 4 057 742 426	- 4 049 067 189	- 4 039 933 088	- 4 030 317 581

Tableau 8 : Compte de trésorerie prévisionnel (Fin)

PLAN DE TRESORERIE	2039	2040	2041	2042	2043	2044
A. Encaissements						
<i>A1. D'exploitation</i>						
Redevance d'assainissement	159 999 354	167 279 325	174 890 534	182 848 054	191 167 640	199 865 768
Redevance de dépotage	13 095 357	13 357 264	13 624 410	13 896 898	14 174 836	14 458 333
<i>A2. Hors exploitation</i>						
- apport en capital						
- apport en compte courant						
- emprunts LMT contractés						
2. TOTAL DES ENCAISSEMENTS	173 094 712	180 636 589	188 514 944	196 744 952	205 342 476	214 324 100
B. Décaissements						
<i>B1. d'exploitation</i>						
Assainissement eaux usées	779 644 136	781 725 279	783 858 449	786 044 950	788 286 112	790 583 304
Assainissement eaux pluviales	70 292 280					
- matières premières,						

Plan directeur d'assainissement de la ville de Linguère

- fournitures, eau, énergie...						
- autres charges externes						
- impôts, taxes et versements assimilés						
- charges de personnel						
- impôt sur les bénéfices,						
- TVA versée...						
- charges financières	182 821 277	148 386 054	112 917 774	76 385 446	38 757 147	-
<i>B2. Hors exploitation</i>						
- remboursement emprunts (principal)	1 147 840 778	1 182 276 002	1 217 744 282	1 254 276 610	1 291 904 908	
- investissement en immobilisation						
3. TOTAL DES DECAISSEMENTS	2 180 598 472	2 182 679 614	2 184 812 785	2 186 999 285	2 189 240 448	860 875 584
Solde de trésorerie précédent	- 2 012 693 297	- 2 007 503 760	- 2 002 043 025	- 1 996 297 841	- 1 990 254 334	- 1 983 897 972
Variation de la trésorerie	- 2 007 503 760	- 2 002 043 025	- 1 996 297 841	- 1 990 254 334	- 1 983 897 972	- 646 551 484
Solde de trésorerie	- 4 020 197 057	- 4 009 546 785	- 3 998 340 866	- 3 986 552 175	- 3 974 152 306	- 2 630 449 456

5.4. ANALYSE ÉCONOMIQUE DU PROJET

5.4.1. Principes de l'analyse économique

Les objectifs de cette analyse sont de déterminer :

- Le surplus économique du projet par comparaison des avantages et des coûts générés par le projet par rapport à une situation « sans projet » ;
- Le surplus des usagers et des autres bénéficiaires du projet ;
- Le bilan économique global du projet.

Les coûts et avantages du programme sont estimés au travers de leur valeur actuelle nette à l'horizon 2044. Le taux d'actualisation retenu est de 12% au regard du coût d'opportunité des capitaux engagés et des usages de l'analyse de projet dans les secteurs de l'eau et de l'assainissement en Afrique. Ces VAN sont calculées en FCFA constants (hors inflation).

Cette analyse est basée sur la comparaison d'une situation « avec projet » et d'une situation « sans projet ». Dans la situation « sans projet », l'investissement n'est pas réalisé et ainsi, les raccordements ne sont pas réalisés dans la zone de projet. L'assainissement des concessions est assuré par des systèmes d'assainissement autonome identiques à ceux actuellement utilisés dans les zones non desservies par le réseau.

Le surplus économique du projet est calculé pour les principaux acteurs : l'ONAS, les usagers et l'Etat.

5.4.2. Surplus de l'ONAS

Les services d'assainissement sont tarifés pour l'ensemble des abonnés aux services de l'eau potable, qu'ils soient raccordables et raccordés ou non au réseau d'assainissement. En conséquence, la réalisation du projet ne se traduit pas par un accroissement des produits du tarif de l'assainissement. En revanche, la réalisation du projet se traduit par les produits additionnels provenant des nouveaux raccordements dans la zone du projet. Ces produits additionnels constituent l'avantage ou le bénéfice économique du projet pour l'ONAS. Le bénéfice économique du projet est estimé à 256,6 millions de FCFA.

La réalisation du projet se traduit par des charges additionnelles pour l'ONAS. En l'absence de projet, l'ONAS n'aurait pas supporté les charges évaluées dans le cadre de l'analyse financière du projet (curage du réseau créé, électricité, maintenance des équipements, fonctionnement de la station d'épuration, intérêt des emprunts, amortissement des immobilisations). Ces charges additionnelles sont les coûts incrémentaux qui correspondent aux charges d'exploitation évaluées à prix constant. Les coûts incrémentaux sont estimés à 5,25 milliards

Également, l'ONAS supporte les coûts d'investissement du projet (y compris les coûts de renouvellement des ouvrages et des équipements dont la durée de vie est inférieure à 15 ans) qu'il n'aurait pas eu à supporter en l'absence de projet. Il est tenu compte ici d'une valeur

résiduelle en fin de période (2044) de ces investissements, correspondants à leur valeur non amortie. Les coûts d'investissement sont estimés à 24,8 milliards de FCFA.

Les coûts incrémentaux et les coûts d'investissement constituent les coûts économiques du projet qui représentent 30,1 milliards de FCFA.

La comparaison des avantages économiques et des coûts économiques du projet permet d'évaluer le bilan économique du projet qui est négatif pour l'ONAS.

5.4.3. Surplus des usagers

Les deux variantes, basées sur des hypothèses de couverture et de desserte identiques, ne présentent pas de différence en termes d'avantage ou de coût économique pour les usagers.

Le surplus des usagers est dépendant de la situation de l'utilisateur dans le cas où le projet n'est pas réalisé. Ces situations sans projets sont déduites des résultats des enquêtes ménages. On distingue 3 cas :

- Les concessions existantes déjà équipées d'un système d'assainissement autonome du type toilettes à chasse manuelle (TCM) avec fosse septique : l'équipement de ces concessions est considéré comme à fonds perdus et la durée de vie de ces équipements est supposée supérieure à la période d'étude ; les fosses septiques nécessitent un entretien quinquennal (vidange, génie civil) estimé à 25.000 FCFA, les résultats de l'enquête montrent que ces concessions représentent 92% des concessions existantes.
- Les concessions existantes non équipées ou équipées d'un système d'assainissement autonome rudimentaire (puisard) : ces concessions ne supportent aucun coût d'équipement ou d'entretien ; ces concessions représentent 8% des concessions existantes.
- Les nouvelles concessions qui seront construites pendant la durée d'étude dans la zone du projet : en l'absence de projet, on suppose que 92% des concessions construites s'équiperont d'un système d'assainissement autonome de type TCM avec fosse septique et supporteront les charges d'investissement (250.000 FCFA) et d'entretien (25.000 FCFA tous les 5 ans⁷) correspondantes et que 8% des concessions s'équiperont d'un système d'assainissement rudimentaire (110.000 FCFA) sans entretien.

Les concessions relevant de ces trois cas se raccordent au réseau d'assainissement créé compte tenu des taux de raccordement pris comme hypothèses. Le coût additionnel supporté par ces concessions est donc constitué par le coût du raccordement (71% payent 90 000 FCFA, sur les 29% restant 85% payent le tarif social estimé à 36 000 FCFA et 15% le tarif ordinaire dont 67% payent 247 000 FCFA et 33%, 469 000 FCFA). Pour mémoire, toutes les concessions, raccordés ou non, avec ou sans projet, payent le tarif assainissement.

⁷ Les TCM de la phase 1 seront vidées 6 fois, celles de la phase 2, 5 fois et celles de la phase 3, 4 fois.

Le bilan économique est positif, à hauteur de 40,4 millions de FCFA, pour les concessions déjà équipées d'un système d'assainissement autonome de type TCM et fosse septique ; le coût des raccordements (806,2 millions de FCFA) est compensé par les économies sur l'entretien des systèmes d'assainissement autonome (846,7 millions de FCFA). Il est en revanche négatif, à hauteur de 70,1 millions de FCFA pour les concessions non équipées qui supportent le coût sec du projet. Les nouvelles concessions sont les plus favorisées par le projet, leur bilan économique étant positif à 1,7 milliards de FCFA ; le coût des raccordements est nettement inférieur aux coûts supportés pour la construction et l'entretien des systèmes d'assainissement autonome.

5.4.4. Surplus de l'Etat

Le surplus de l'Etat est estimé au travers des taxes sur la valeur ajoutée au taux de 18% perçue sur les diverses dépenses engagées avec ou sans le projet :

- Sans le projet, l'Etat perçoit la TVA sur les travaux et l'entretien des systèmes d'assainissement autonome (cela suppose que ces travaux et entretien sont réalisés par des entreprises du secteur formel assujetties à la TVA).
- Avec le projet, l'Etat perçoit la TVA sur les charges liées au projet, notamment les travaux et l'électricité.

L'avantage économique de l'Etat sans le projet est estimé à 32,6 millions de FCFA constant. L'avantage de l'Etat avec le projet est nettement supérieur. Il est estimé à plus de 5,4 milliards de FCFA. En conséquence, le surplus de l'Etat est de l'ordre de 5,3 milliards de FCFA.

5.4.5. Effets non quantifiables

Au-delà de ces effets quantifiables, directs et indirects, la réalisation d'un projet d'extension d'un réseau d'assainissement dans une ville comme Linguère se traduit par une multitude d'effets indirects ne relevant pas de la sphère économique et financière. Ces effets demeurent à ce stade non quantifiables.

Ce projet permet de remplacer des systèmes d'assainissement autonome, souvent rudimentaires et pas toujours convenablement entretenus, voire inexistants, par un système moderne d'assainissement collectif permettant d'évacuer les eaux usées et les excréments vers une station d'épuration avant leur reversement dans le milieu naturel. Il contribue ainsi à l'amélioration de l'assainissement de la ville.

Parmi les effets indirects de l'amélioration de l'assainissement dans un centre urbain, on peut citer :

- L'amélioration de la santé et de l'état sanitaire de la population par la réduction des maladies liées à l'insalubrité et aux eaux usées stagnantes (notamment le paludisme) ;
- L'amélioration et la protection de l'environnement, et notamment de la ressource en eau menacée de pollution par les eaux usées ;

- L'amélioration de la qualité de vie des populations, qui n'ont plus à cohabiter avec leurs eaux usées (et celles de leurs voisins) avec toutes les nuisances (olfactives, etc) qui y sont associées,

Dans une ville comme Linguère, la disponibilité d'un raccordement au réseau d'assainissement contribue également à une certaine reconnaissance sociale des habitants de la concession concernée.

Ces effets indirects constituent souvent l'objectif principal des projets d'assainissement et peuvent contrebalancer les effets économiques et financiers quantifiables, souvent négatifs, que nous venons d'analyser.

5.4.6. Bilan économique global

Le bilan économique global est obtenu en additionnant les bilans économiques des principaux acteurs (ONAS, usagers, Etat). L'ONAS supporte un bilan économique négatif important. Ce bilan négatif est en partie compensé par les bilans positifs des autres acteurs. L'Etat et les fournisseurs de travaux et de services bénéficient le plus de ce projet. Le bilan économique des usagers est positif mais les montants restent modestes.

En revanche, les usagers sont ceux qui bénéficient le plus des effets indirects non quantifiables présentés ci-dessus (amélioration de la santé, de l'environnement, de la qualité de vie, reconnaissance sociale).

Globalement, sans prise en compte de ces effets indirects non quantifiables, le bilan économique du projet reste négatif de l'ordre de 22,3 milliards de FCFA constants.

5.5. FACTEURS DE RISQUE ET ANALYSES DE SENSIBILITÉ

Au vu de cette analyse, il apparaît que le bilan financier et économique du projet semble sensible à la variation de deux paramètres-clés :

- La capacité et/ou la volonté des usagers à se raccorder et, notamment, à payer le raccordement ;
- Les conditions de financement du projet.

Il s'agit ici de tester l'impact de la variation de ces paramètres sur le bilan économique et financier du projet. Ces analyses sont réalisées sur la variante B du projet qui semble la plus favorable.

5.5.1. Capacité/Volonté des usagers à payer le raccordement

L'enquête ménages menée à Linguère a évalué la capacité et/ou la volonté des usagers à payer le raccordement. En effet, 71% des ménages interrogés sont prêts à payer 90.000 FCFA ou plus pour obtenir un raccordement. Etant donné que le tarif « social » du raccordement est fixé à 36.000 FCFA, le taux de raccordement constitue un paramètre sensible. Rappelons qu'un taux de raccordement augmentant jusqu'à 80% en 2032 a été retenu comme hypothèse dans la zone du projet.

On note cependant que dans les quartiers de Linguère où le service est disponible, le taux de raccordement atteint 30% avec un tarif de raccordement à 19.000 FCFA, signe probable de la propension des ménages interrogés à minorer le montant qu'ils sont réellement prêts à payer.

Les performances économiques et financières du projet sont testées en prenant comme hypothèse que le taux de raccordement des concessions raccordables ne dépasse pas 30%, à l'image de ce qui est observé dans les quartiers actuellement raccordables de Linguère.

5.5.2. Conditions de financement du projet

Compte tenu du poids de l'investissement, une attention particulière doit être portée sur son financement. Il a été pris comme hypothèse, compte tenu des discussions en cours avec les investisseurs, que ce projet bénéficierait d'un financement concessionnel sous la forme d'un prêt sur 25 ans dont 10 ans de grâce, au taux de 3%, portant sur la totalité de l'investissement.

Tant que l'accord de financement n'est pas conclu, on peut considérer qu'un doute demeure sur l'obtention de telles conditions de financement. Les performances économiques et financières du projet sont donc testées en prenant en compte un financement moins favorable : 25 ans dont 10 ans de grâce, au taux de 5%, portant sur la totalité de l'investissement.

5.5.3. Résultats des analyses de sensibilité

La réalisation d'un taux de raccordement de 30% n'a qu'un impact négatif modéré sur les performances économiques et financières du projet. Le résultat et le solde de trésorerie du projet ne sont réduits respectivement que de 1,6% et 1,9%. Le bilan économique est réduit de

4,3% principalement en raison de la forte réduction de l'avantage économique des usagers (-69,6%), qui perdent les avantages liés à leur raccordement au service. En conséquence, s'il convient de rester vigilant sur les taux de raccordement, notamment en menant une campagne d'information auprès des usagers, ce paramètre n'est pas crucial pour le projet.

En revanche, la détérioration des conditions de financement a un fort impact sur les performances financières du projet (les performances économiques n'étant pas affectées par des variations des paramètres strictement financiers). Le résultat négatif et le solde de trésorerie déficitaire sont accrus respectivement de 8% et 1,3%. Une grande attention devra donc être portée à la qualité du financement du projet. La recherche et la sécurisation d'un financement concessionnel doit être une priorité dans le cadre du montage du projet.

5.6. CONCLUSION

L'analyse économique et financière montre que le projet n'est pas rentable. L'arbitrage pour sa mise en oeuvre devrait donc reposer surtout sur des critères non économiques et financiers.

Le bilan financier du projet pour l'ONAS est très défavorable. Le projet est financièrement coûteux et les produits financiers attendus sont faibles. Le bilan économique de l'ONAS est également très défavorable. Du point de vue de l'entreprise, l'ONAS n'aurait pas intérêt à réaliser ce projet. Ce bilan négatif est atténué par les bilans positifs des autres acteurs : les usagers et surtout l'Etat. Le bilan global reste cependant globalement négatif.

L'intérêt d'un tel projet réside manifestement dans ses effets indirects non quantifiables à ce stade et portant sur la santé, l'environnement et la qualité de vie. Ce sont les usagers qui bénéficieront principalement de ces effets indirects positifs.

Par ailleurs, les analyses de sensibilité montrent le fort impact de la qualité du financement du projet. Ce projet gagnerait à étudier l'option de commercialisation des autres sous-produits de l'assainissement tels que les eaux épurées et les boues stabilisées. Ces derniers pourraient être commercialisés à des conditions tarifaires abordables mais assez suffisants pour couvrir les charges additionnelles liés à leur production. Cette option de commercialisation de tels sous-produits permettrait à réduire l'impact né

