

UNIVERSITÉ DU BURUNDI



FACULTE DES SCIENCES

**MONITORING DE LA STATION D'ÉPURATION DE BUTERERE ET SES
OUVRAGES CONNEXES**

NDACASABA Claver

MÉMOIRE

**Présenté en vue d'obtenir le Diplôme de Master en Sciences et Gestion Intégrée de
l'Environnement**

Option : Eau et Assainissement

Sous la direction de : Dr. Ir. Henri NIYONGABO

Bujumbura, Octobre 2020

DEDICACE

A nos Parents,
A nos frères et sœurs,
A nos cousins et cousines,
A tous ceux qui nous sont chers,

Je dédie ce mémoire

REMERCIEMENTS

Le travail scientifique n'est pas une tâche d'une seule personne, c'est le résultat de plusieurs personnes dont la qualité et la compétence sont à louer.

Ce travail est effectué au Laboratoire de Chimie et d'Analyse Environnementale (LCAE) de l'Université du Burundi, Faculté des sciences sous la direction du Dr.Ir. Henri NIYONGABO, Professeur de de la Faculté des Sciences de l'Ingénieur et enseignant dans le cycle de Master.

Nous tenons à lui exprimer nos profondes gratitude et nos sincères remerciements pour nous avoir fait confiance pour diriger cette recherche, et nous a permis d'être l'un de ses disciples.

La pertinence de ses conseils méthodologiques, sa rigueur scientifique, ses critiques constructives, surtout sa disponibilité malgré ses multiples responsabilités ont fait de ce travail ce qu'il est aujourd'hui. Que l'accomplissement du présent travail soit aussi sa fierté.

Que tous les éducateurs, depuis l'école primaire jusqu'à l'Université, trouvent ici le couronnement des efforts consentis pour notre éducation et formation à la recherche scientifique.

Notre expression de profonde gratitude s'adresse également à nos chers parents qui n'ont jamais cessé de nous témoigner l'intérêt qu'ils attachaient à la réussite de nos études. Que ce travail leur face honneur et nous leur disons merci.

Nos remerciements reviennent encore au responsable de la station de traitement des eaux usées municipales de BUTERERE pour nous avoir facilité la tâche pendant la période d'échantillonnage et au personnel de la REGIDESO qui nous a aidé lors de la recherche des données, sans lesquelles ce travail aurait été voué à l'échec.

Enfin, que toutes les personnes qui, malgré cet apparence d'anonymat, se reconnaîtront à travers ce travail leur main secourable, profonde est et restera notre reconnaissance.

Claver NDACASABA

SIGLE ET ABREVIATIONS

DBO ₅	: Demande biochimique en oxygène après 5 jours
DBO _{5,f}	: DBO ₅ filtrée
DBO _{5,nf}	: DBO ₅ non- filtrée
DCO	: Demande chimique en oxygène
DCO,f	: DCO filtrée
DCO, nf	: DCO non-filtrée
EBA	: Entrée du bassin anaérobie
EH	: Equivalent Habitant
INEA	: Inventaire National de l'Eau et l'Assainissement
ISTEEBU	: Institut des Statistiques et d'Etudes Economiques du Burundi
LCAE	: Laboratoire de Chimie et d'Analyses Environnementales
MES	: Matières en suspension
MVS	: Matières volatiles en suspensions
N-NH ₄	: Azote ammoniacal
N-NO ₃	: Azote nitrique
OBUHA	: Office Burundais de l'Habitat et de l'Aménagement
OMS	: Organisation mondiale de la santé
REGIDESO	: Régie de Production et de Distribution d'eau et d'électricité
SETEMU	: Services Techniques Municipaux
SBF	: Sortie du Bassin Facultatif
SBM	: Sortie du Bassin de Maturation
STEP	: Station d'épuration
TSH	: Temps de Séjour Hydraulique

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Aménagement global de la ville de Bujumbura (Niyongabo , 2006).....	3
Figure 2 : Chaîne de traitement des eaux usées (Bendaas, 2016)	7
Figure 3 : Epuration des eaux usées par le système algo-bactérien selon Oswald (1977) cité par (Hachem, 2012)	14
Figure 4 : Cas de l'assainissement non collectif (Nsavyimana, 2014).....	16
Figure 5 : Plan de masse de la STEP (Projet mère) (SETEMU, 1990b)	16
Figure 6 : Illustration de l'état des lieux des bassins de la STEP	17
Figure 7: localisation régionale de la ville de Bujumbura (PDAEUEB, 2013)	30
Figure 8: Localisation de la zone du projet.....	31
Figure 9 : Sites d'échantillonnages	36
Figure 10: Equipement de terrain et de transports des échantillons au laboratoire.....	36
Figure 11: Montage pour déterminer les matières décantables.....	37
Figure 12 : Mesure de la DCO : a) Minéraliseur. b) Photomètre Palintest.....	38
Figure 13 : Dispositif expérimental de mesure de la DBO.....	39
Figure 14 : Evolution de la consommation dans la zone du projet	46
Figure 15 : Evolution de la température au cours de l'épuration.....	48
Figure 16 : Evolution des moyennes de pH au cours du temps	48
Figure 17 : Evolution des moyennes de la conductivité au cours du temps	49
Figure 18 : Variation de l'Oxygène dissous au cours de l'épuration	50
Figure 19 : Evolution des matières decantables au cours de l'épuration.....	50
Figure 20 : Evolution des matières en suspension à l'entrée et à la sortie de la station.....	51
Figure 21 : Variation de l'azote ammoniacal au cours de l'épuration	51
Figure 22 : Evolution de la teneur en azote nitriques au cours de l'épuration.....	51
Figure 23 : Evolution de la Demande Chimique en Oxygène filtrée et non filtrée.....	53

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Espacement et épaisseur des barreaux.....	9
Tableau 2 : Valeurs de δ	9
Tableau 3 : Caractéristiques géométriques des bassins de la STEP de BUTERERE	17
Tableau 4: Bases de dimensionnement du projet mère	18
Tableau 5: Charges de dimensionnement des bassins de lagunage de BUTERERE	18
Tableau 6: Consommation spécifique dans la littérature.....	23
Tableau 7: Consommation globale par habitant pour les villes de France	24
Tableau 8 : Consommation spécifique selon les statistiques la REGIDESO	24
Tableau 9: Consommations spécifiques à Bujumbura	25
Tableau 10: Consommation par habitant dans d'autres villes	25
Tableau 11: formules des différents modèles de croissance	26
Tableau 12: explicatif des paramètres de croissance de la population.....	27
Tableau 13 : Durée d'utilisation des ouvrages d'assainissement.....	28
Tableau 14 : Facteur de pointe	29
Tableau 15 : Consommations des industries.....	35
Tableau 16 : Evolution de la consommation d'eau potable dans la zone du projet	41
Tableau 17: Illustrations des résultats de la première campagne d'échantillonnage	42
Tableau 18 : Illustrations des résultats de la deuxième d'échantillonnage.....	42
Tableau 19 : Distribution des données des différents auteurs en fonction du temps (moyenne entrée STEP).....	43
Tableau 20 : Distribution des données des différents auteurs en fonction du temps (moyenne sortie STEP).....	44
Tableau 21 : Paramètres de pollution et de conception	45
Tableau 22 : Débit maximal de rejets dans la zone du projet	47
Tableau 23 : Rapport DCO/DBO ₅ entrée et sortie STEP de BUTERERE.....	54
Tableau 24: Comparaison des dimensions calculées et celles existantes pour les dégrilleurs .56	
Tableau 25 : Comparaison des dimensions calculées et celles existantes d'un dessableur-déshuileur.....	57
Tableau 26 : Dimensions existantes	58
Tableau 27 : Dimensions calculées	59

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Résultats trouvés par (Niyungeko, 2011).....	66
Annexe 2 : Résultats trouvés par (Ndayishimiye, 2017) des dix campagnes	66
Annexe 3 : Résultats trouvés par (Ntakirutimana, 2017) des dix campagnes d'analyses	67
Annexe 4 : Variation du pH à l'entrée et à la sortie de la STEP	67
Annexe 5 : Variation des MES à l'entrée et à la sortie de la STEP	68
Annexe 6: Variation de la DCO avant et après le traitement.....	69
Annexe 7 : Variation de la DBO ₅ avant et après le traitement	70
Annexe 8 : Fiche de dimensionnement des bassins anaérobies	71
Annexe 9 : Fiche de dimensionnement des bassins facultatifs	72
Annexe 10 : Fiche de dimensionnement des bassins de maturation	73

RESUME

La station d'épuration de BUTERERE, construite en 1994 et mise en service en 2000, était destinée à couvrir cinq zones de la mairie de Bujumbura (sur treize) à savoir : Ngagara, Buyenzi, Bwiza, Nyakabiga et Rohero, y compris une partie de la zone Gihosha. Celle-ci avait été dimensionnée sur base d'un débit journalier maximal à traiter de 40000 m³/j.

Notre étude a consisté à évaluer les performances épuratoires actuelles et potentielles de ladite station et ses ouvrages connexes, sur base des prévisions quantitatives, de l'analyse qualitative des eaux usées et des normes de rejet.

La quantification des eaux usées est liée directement à la consommation d'eau potable dont les valeurs ont été obtenues auprès de la REGIDESO. Les principaux paramètres de qualité analysés sont d'ordre physico-chimique (DCO, DBO₅ MES, pH, O₂ dissous, Température conductivité, etc...) et bactériologique (Coliformes fécaux et totaux).

Cinq principaux résultats ressortent de l'étude :

- La station d'épuration de BUTERERE ne fonctionne pas correctement, du fait notamment de l'alimentation en discontinue et du débit entrant insuffisant.
- En tenant compte de la qualité des eaux usées brutes et des normes de rejet, le débit pouvant être traité par la station, dans sa configuration actuelle, est de 30376 m³/j, valeur inférieure aux 40000 m³/j de capacité supposée (valeur de dimensionnement).
- Malgré ses 25 ans d'existence, la station d'épuration reste de nos jours sous exploitée car le taux de raccordement est très faible. Sa capacité aurait été dépassée en 2017 si tous les quartiers de la zone du projet avaient été raccordés au réseau d'assainissement.
- La construction de la troisième chaîne de traitement est donc nécessaire, en prévision d'un rehaussement probable du taux de raccordement.
- Les résultats de l'analyse qualitative de l'effluent final (sortie des bassins de maturation) montrent que ce dernier ne respecte pas globalement les normes de rejet.

Mots clés : Prévisions quantitatives, analyse qualitative, Performances épuratoires, station d'épuration, BUTERERE, ouvrages connexes

ABSTRACT

The BUTERERE wastewater treatment plant, built in 1994 and commissioned in 2000, was intended to cover five of the thirteen areas of Bujumbura's town hall, namely: Ngagara, Buyenzi, Bwiza, Nyakabiga and Rohero, including part of the Gihosha zone. The latter had been dimensioned on the basis of a maximum daily flow to be treated of 40,000 m³/d.

Our study consisted in evaluating the current and potential purification performances of the said plant and its related works, on the basis of quantitative forecasts, qualitative analysis of the wastewater and discharge standards.

The quantification of wastewater is directly related to the consumption of drinking water, whose values were obtained from REGIDESO. The main quality parameters analyzed are physico-chemical (COD, BOD₅, TSS, pH, dissolved O₂, conductivity temperature, etc.) and bacteriological (faecal and total coliforms).

Five main results emerge from the study:

- The BUTERERE wastewater treatment plant does not function correctly, mainly due to the discontinuous supply and insufficient inflow.
- Taking into account the quality of the raw wastewater and the discharge standards, the flow that can be treated by the plant, in its current configuration, is 30376 m³/d, a value lower than the 40000 m³/d of assumed capacity (dimensioning value).
- In spite of its 25 years of existence, the treatment plant remains under-operated today because the connection rate is very low. Its capacity would have been exceeded in 2017 if all districts in the project area had been connected to the sewerage network.
- The construction of the third treatment line is therefore necessary, in anticipation of a probable increase in the connection rate.
- The results of the qualitative analysis of the final effluent (output from the maturation ponds) show not that it generally meets the discharge standards.

Key words: Quantitative forecasts, qualitative analysis, Purification performance, treatment plant, BUTERERE, related works

TABLE DES MATIERES

DEDICACE	i
REMERCIEMENTS	ii
SIGLE ET ABREVIATIONS	iii
LISTE DES FIGURES	iv
LISTE DES TABLEAUX	v
LISTE DES ANNEXES	vi
RESUME	vii
ABSTRACT	viii
TABLE DES MATIERES	ix
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : APPROCHE THEORIQUE.....	6
I.1 Quelques considérations sur les stations d'épuration des eaux usées	6
I.1.1 Définition de l'épuration.....	6
I.1.2 Procédés d'épurations des eaux usées	6
I.1.2.1 Ouvrages de prétraitements.....	7
I.1.2.1.1 Dégrillage	8
I.1.2.1.2 Dessablage.....	9
I.1.2.1.3 Dégraissage- déshuilage.....	10
I.1.2.1.4 Poste de relevage	11
I.1.2.2 Traitements primaires	11
I.1.2.3 Traitements secondaires (traitement biologique)	12
I.1.2.3.1 Traitements anaérobies	12
I.1.2.3.2 Traitements aérobies	12
I.1.2.4 Traitements tertiaires	15
I.2. Contexte de l'assainissement des eaux usées domestiques et industrielles au Burundi.....	15

I.2.1 Etat des lieux de l'assainissement à Bujumbura	15
I.2.2 Caractéristiques géométriques des bassins actuels de la STEP de BUTERERE.....	16
I.2.3 Base de dimensionnement des bassins de la STEP de BUTERERE.....	18
I.3 Critères de dimensionnement des bassins du lagunage naturel	19
I.3.1 Temps de séjour	19
I.3.2 Charge organique appliquée	19
I.4 Prévisions quantitatives dans la littérature	23
I.4.1 Approches théoriques	23
I.4.2 Des écarts énormes au niveau des consommations spécifiques au Burundi.....	24
I.4.3 Paramètre de base pour le choix du modèle prévisionnel.....	26
I.4.3.1 Modelés de projection de la population.....	26
I.4.3.2 Horizon de planification	27
I.4.3.3 Evolution de la production et de la consommation d'eau.....	28
I.4.3.4 Estimation de la quantité des eaux usées	28
I.5 Données antérieures sur la STEP de BUTERERE.....	29
CHAPITRE II : BASES DE DIMENSIONNEMENT, MATERIELS ET METHODES	30
II. 1 Présentation et Description de la ville de Bujumbura.....	30
II.1.1 Présentation de la ville de Bujumbura.....	30
II.1.2 Localisation géographique de la zone d'étude.....	30
II.1.3 Relief et topographie de la ville de Bujumbura	31
II.1.3.1 Relief	32
II.1.3.2 Pente	32
II.1.4 Aspect démographique	32
II.2 Approche méthodologique	32
II.2.1 Revue documentaire	33

II.2.2 Sur le plan quantitatif	33
II.2.2.1 Estimation de la population	33
II.2.2.2 Calcul du débit des eaux usées domestiques du projet.....	33
II.2.2.3 Calcul du débit des eaux usées industrielles de la zone du projet.....	34
II.2.3 Sur le plan qualitatif	35
II.2.3.1 Echantillonnage.....	35
II.2.3.2 Paramètres et méthodes d'analyses	36
II.2.3.2.1 Paramètres analysés in situ	36
II.2.3.2.2 Matières en suspension (MES)	37
II.2.3.2.3 Matières décantables	37
II.2.3.2.4 Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO).....	37
II.2.3.2.5 Mesure de la Demande Biochimique en Oxygène (DBO ₅)	38
II.2.3.2.6 Détermination de l'azote ammoniacal (N-NH ₄ ⁺)	39
II.2.3.2.7 Détermination des nitrates	39
II.2.3.2.8 Evaluation du rendement épuratoire.....	40
II.2.3.2.9 Calcul des charges polluantes	40
CHAPITRE III : PRESENTATION ET DISCUSSION DES RESULTATS	41
III.1 Présentations des résultats.....	41
III.1.1 Sur le plan quantitatif.....	41
III.1.2 Sur le plan qualitatif.....	42
III.1.2.1 Résultats des analyses de laboratoire	42
III.1.2.2 Charges organiques et concentration	44
III.2 Discussion des résultats	45
III.2.1 Sur le plan quantitatif.....	45
III.2.1.1 Evolution de la consommation en eau potable	45

III.2.1.2 Calcul du débit maximal des eaux usées produites.....	46
III.2.2 Sur le plan qualitatif.....	47
III.2.2.1 Evolution de la Température	47
III.2.2.2 Evolution du potentiel Hydrogène (pH).....	48
III.2.2.3 Evolution de la conductivité	49
III.2.2.4 Oxygène dissous	49
III.2.2.5 Matières en suspension et matières décantables	50
III.2.2.6 Azote ammoniacal (N-NH ₄ ⁺) et Azote nitrique (N-NO ₃ ⁻).....	51
III.2.2.7 Evolution de la Demande Chimique en Oxygène (DCO)	52
III.2.2.8 Evolution de la Demande Biochimique en Oxygène DBO ₅	53
III.2.2.9 Coefficient de biodégradabilité des effluents	54
III.2.3 Evaluation des charges de dimensionnement	55
III.2.4 Dimensionnement des ouvrages d'une STEP.....	55
III.2.4.1 Dimensionnement des ouvrages de prétraitement	55
III.2.4.2 Dimensionnement des bassins d'un lagunage	58
CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATION.....	59
Conclusion générale	59
Suggestions	60
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	62
ANNEXES	66

INTRODUCTION GENERALE

Les accroissements démographiques, économiques et urbains sont à l'origine de différentes sources de pollution environnementale surtout dans les pays en voie de développement moins préoccupés et moins sensibilisés par les risques sanitaires (Hamid et al., 2014). L'eau, après son utilisation, devient un "déchet" et son rejet direct dans le milieu naturel peut engendrer à court ou à long terme des nuisances graves, tant pour la santé et l'hygiène publique que pour l'environnement. Le traitement des eaux usées est un impératif dans nos sociétés modernes. C'est aussi un enjeu social et environnemental incontournable puisqu'un effluent non traité contamine le milieu naturel et humain. Néanmoins, les méthodes conventionnelles d'assainissement sont marginales dans les pays en voie de développement du fait de leur coût élevé d'investissement et de maintenance (RAVEN et al., 2008) cité par (Niyungeko, 2011).

Dans la ville de Bujumbura, la gestion des déchets (liquides et solides) n'est pas bien contrôlée et les rivières sont malheureusement devenues des canaux de transfert des pollutions non traitées vers le milieu récepteur final qu'est le lac Tanganyika.

La figure 1 montre l'aménagement global de la ville de Bujumbura et situe également les différentes rivières qui la traversent ainsi que la zone raccordée à la STEP construite en 1994. Il s'agit d'une station d'épuration de type lagunage naturel.

Ainsi donc, dans la ville de Bujumbura, deux types de système d'assainissement d'eaux usées sont utilisés : Le système d'assainissement collectif de type lagunage naturel traitant les eaux usées domestiques et industrielles, et le système d'assainissement non collectif (Nsavyimana , 2014 ; Niyongabo ,2006) .

Alors que, la ville de Bujumbura croit du jour au jour, l'évacuation et le traitement des eaux usées constitue un problème majeur. Comme le montre la figure 1, cette ville dispose une seule station d'épuration qui a été construite, il y a de cela 26 ans. Toutefois, son horizon de planification était de 25 ans. On estime à environ 75000000 m³ des eaux usées produites dans toute la ville chaque année mais la capacité à collecter et à traiter dans cette station actuelle serait seulement de 14527000 m³ par l'an (SETEMU, 1990b). Sur cette quantité d'eau collectée, seulement 4380000 m³ est traitée par an et par la station en raison du non raccordement de quelques ménages ou même les quartiers au réseau (PDAB, 2013).

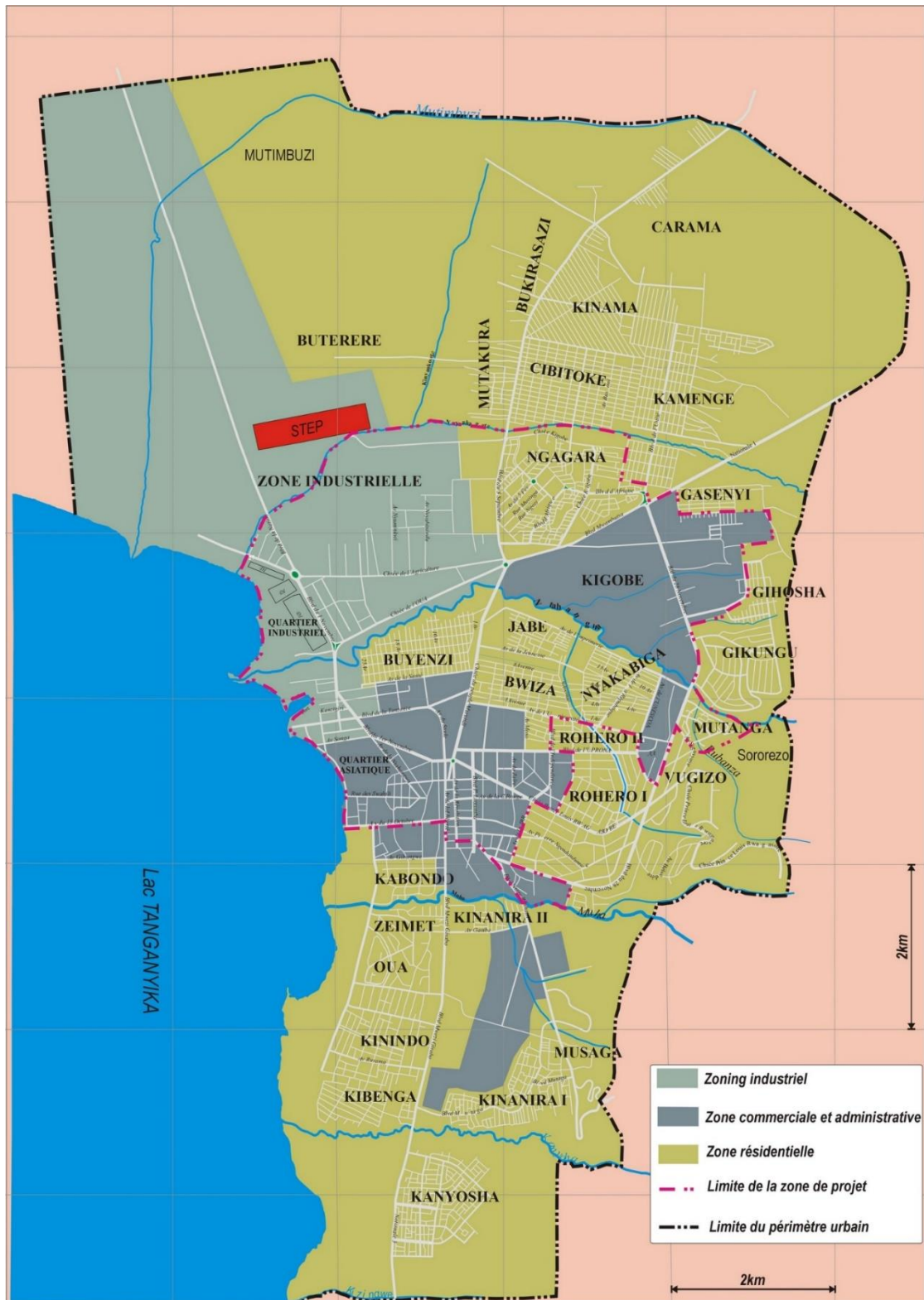


Figure 1 : Aménagement global de la ville de Bujumbura (Niyongabo , 2006)

Le projet initial prévoyant trois chaînes parallèles de traitement biologique par bassins de lagunage a été réduit à deux lignes de traitement en première phase de réalisation. La station d'épuration a été mise en service en juillet 2000.

En plus des quantités en provenance des ménages et industries, la station reçoit les boues de vidange variant entre 1500 à 2000 m³ par mois jusqu'en 2013 (PDAEUEB, 2012). Le pourcentage de la population connectée à la station d'épuration n'est que de 24 % par rapport à la zone du projet (PDAEUEB, 2012) mais en considérant toute la ville de Bujumbura, le pourcentage de la population connectée est de 9,1% et le reste de la population utilise l'assainissement non collectif (Bigumandondera, 2014).

Les recherches antérieures se sont limitées sur les évaluations des performances épuratoires soit d'un seul bassin (entrée et sortie) soit tous les bassins de l'entrée à la sortie de la STEP (Niyungeko (2011), Ndayishimiye (2016) et Buhungu et al (2018)) et sur le plan diagnostic du réseau pour les cinq zones raccordées Ntahimpera (2016) ont été approfondis.

Dans ce contexte, trois questions se posent : La station d'épuration de BUTERERE, à l'état actuel, possède-t-elle la capacité prévue lors de la conception du projet ? Si c'est le cas, jusqu'à quel horizon de planification ? La troisième chaîne de traitement initialement envisagée est-elle impérative ?

Dans le but de répondre à toutes ces interrogations, une étude consistant à faire le **Monitoring de la station d'épuration de Buterere et ses ouvrages connexes** s'avère nécessaire pour dégager des résultats et des recommandations qui serviront de modèle aux décideurs politiques. L'objectif global poursuivi dans cette étude est de mieux connaître l'état actuel de la station d'épuration de BUTERERE et ses ouvrages connexes. Quant aux objectifs spécifiques, il s'agit simplement :

- i) Etablir le bilan de la consommation de l'eau en vue de savoir la quantité des eaux usées générées en considérant la population de la zone du projet ;
- ii) Evaluer les performances épuratoire de la station d'épuration de BUTERERE par la mesure de quelques paramètres de référence (physico-chimiques, de pollutions et bactériologique) servant dans le dimensionnement ;
- iii) Comparer les dimensions calculées par rapport à celles existantes.

Hormis, l'introduction générale, la conclusion générale et les suggestions, notre travail est subdivisé en trois principaux chapitres :

Le premier chapitre énonce les notions de bases en rapport avec le sujet et traite plus ou moins en profondeur les aspects théoriques en rapport avec le traitement des eaux usées et ainsi que les aspects de dimensionnement des stations d'épuration et des ouvrages connexes ;

le second se borne sur les bases de dimensionnement, le matériel et les méthodes utilisés dans cette étude pour la réalisation des objectifs fixés ; Le troisième présente et décortique les

résultats obtenus en mettant en exergue l'état actuel du fonctionnement et du dimensionnement de la STEP de BUTERERE et ses ouvrages connexes.

Les données qui découleront de cette étude seront, sans nulle doute, très utiles dans la gestion des eaux usées des STEP de type lagunage naturel. Ces données serviront aussi de référence pour ceux qui veulent raccorder les quartiers non connectés ou élargir la station ou même créer une autre lagune. Elles pourront même servir de référence pour ceux qui voudraient étudier l'évolution de la pollution de la rivière KINYANKONGE sur la santé des écosystèmes du lac Tanganyika par rapport à l'étude réalisée par Buhungu et al (2018).

L'approche méthodologique du présent travail est guidée par les hypothèses suivantes :

- i) la STEP de BUTERERE serait incapable de traiter convenablement les effluents des ménages et industries de la ville de Bujumbura ;
- ii) La STEP de BUTERERE serait insuffisamment alimentée (eaux usées) et par conséquent serait en fonctionnement discontinu ;
- iii) La station d'épuration de BUTERERE serait surdimensionnée et serait de nos jours sous exploitée.

CHAPITRE I : APPROCHE THEORIQUE

I.1 Quelques considérations sur les stations d'épuration des eaux usées

I.1.1 Définition de l'épuration

En assainissement, l'épuration constitue le processus visant à rendre aux eaux résiduaires rejetées la qualité répondant aux exigences du milieu récepteur. Il s'agit donc d'éviter une pollution dans l'environnement et non de produire de l'eau potable (Abderahim *et al.*, 2013)

Selon la nature et l'importance de la pollution, différents procédés peuvent être mis en œuvre pour l'épuration des eaux résiduaires en fonction des caractéristiques de celles-ci et de degré d'épurations désiré pour qu'elles soient conformes avec les exigences du milieu récepteur.

I.1.2 Procédés d'épurations des eaux usées

En fonction de la nature du polluant à traiter, plusieurs procédés peuvent être mis en œuvre pour l'épuration des eaux usées. Ces procédés commencent par : les prétraitements, le traitement primaire et le traitement secondaire. Lorsque l'eau traitée est rejetée en milieu particulièrement sensible, un traitement tertiaire est nécessaire (Messaoud, 2014). Tout cela permet d'atteindre le degré d'épuration dans le respect des normes nationales et internationales du milieu récepteur. La figure 2 ci-dessous montre les différents procédés de traitement des effluents.

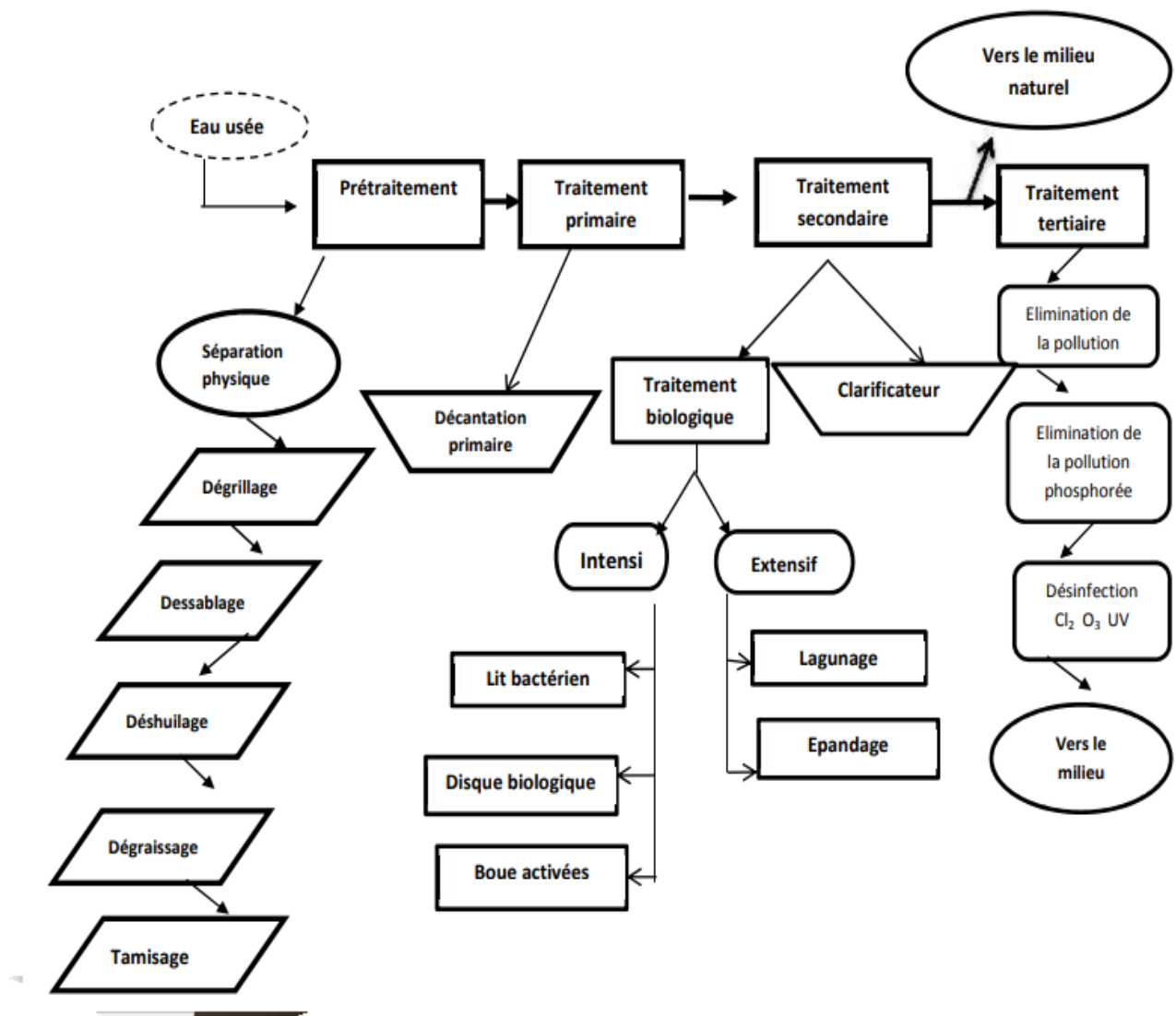


Figure 2 : Chaîne de traitement des eaux usées (Bendaas, 2016)

I.1.2.1 Ouvrages de prétraitements

A leur arrivée à la station, les eaux usées brutes doivent généralement subir un prétraitement qui est composé d'un certain nombre d'opérations successives uniquement physiques ou mécaniques. L'ouvrage de prétraitement est destiné à extraire de l'eau usée, la plus grande quantité possible d'éléments dont la nature ou la dimension constituera une base pour les traitements ultérieurs. Selon la nature des eaux à traiter et la conception des installations, le prétraitement peut comprendre les opérations suivantes : le dégrillage fins ou grossier pour l'élimination des déchets volumineux, le dessablage pour les sables et graviers et le dégraissage-déshuilage ou d'écumage-flottation pour les huiles et les graisses (Messaoud, 2014).

I.1.2.1.1 Dégrillage

Le dégrillage permet de protéger la station contre l'arrivée intempestive des gros objets. Son rôle essentiel est d'éliminer les matières volumineuses transportées par les eaux usées et d'éviter le risque de colmatage des grilles. Cette opération est effectuée avant le poste de relevage afin de protéger les pompes ou les vis d'Archimède et de ne pas gêner leur fonctionnement.

Les grilles peuvent être verticales, mais sont le plus souvent inclinées de 60° à 80° sur l'horizontale (Messaoud, 2014).

Ainsi, on distingue deux types de grilles :

1. A Nettoyage manuel, à barreaux droits inclinés de 60° à 80° sur l'horizontal ;
2. Les grilles à nettoyages mécaniques, adaptées à toute taille de stations.

En fonction du dégrillage qu'on veut utiliser, tout dépend des moyens qu'on dispose. Pour le calcul de la grille, plusieurs formulés sont proposées.

Cependant le présent travail opte pour la méthode de KIRSCHMER. Selon cette méthode, la largeur de la grille est donnée par l'expression suivante :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{max} \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma} \quad (\text{Eq : 1})$$

$$\beta = \frac{d}{d + e} \quad (\text{Eq : 2})$$

$$S = \frac{Q_p}{v} \quad (\text{Eq : 3})$$

L : Largeur de la grille (m)

α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal

h_{max} : Hauteur maximum admissible sur une grille (m)

σ : Fraction de surface occupée par les barreaux

d : Epaisseur des barreaux (cm)

e : Espacement des barreaux (cm)

β : Coefficient de colmatage de grille (égal à 0,25 pour les grilles à nettoyage manuel et 0,50 pour les grilles automatiques)

s : Surface de passage de l'effluent (m²)

Q_p : Débit de pointe par temps sec (m³/s)

v : Vitesse de passage à travers la grille (m/s)

Le tableau 1 montre l'espacement et l'épaisseur des barreaux des grilles grossières et fines

Tableau 1 : Espacement et épaisseur des barreaux

Paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d(cm)	2,0	1,0
e(cm)	5,0 à 10,0	0,3 à 1,0

Source : (Messaoud, 2014)

La vitesse d'écoulement de l'effluent est comprise entre (0,6 à 1,4) m/s et cela pour éviter le colmatage en profondeur des barreaux et de ne pas provoquer des pertes de charges trop importantes. Ces dernières sont également données par une autre formule KIRSCHMER qui s'écrit :

$$\Delta H = \delta \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{v^2}{2g} \sin\alpha \quad (\text{Eq : 4})$$

ΔH : Pertes de charge singulières à travers la grille

δ : Coefficient de forme des barreaux

g : Accélération de pesanteur (m^2/s)

α : Angle d'inclinaison de la grille

d : épaisseur des barreaux (cm)

v : Vitesse d'écoulement de la grille

e : espacement entre les barreaux (cm)

$$\Delta H = k V^2 / 2g, \text{ Avec } K = \delta * (d/e)^{(4/3)} * \sin\alpha \quad (\text{Lamyae et al., 2012})$$

Le tableau 2 montre les valeurs de δ dont dépendent de la forme des barreaux et prises en fonction de la section des barreaux qu'on veut mettre en œuvre.

Tableau 2 : Valeurs de δ

Type de barreaux	δ
Section rectangulaire	2,42
Section rectangulaire arrondi en semi circulaire à l'amont	1,83
Section rectangulaire arrondi en semi circulaire à l'amont et à l'aval	1,67
Section circulaire	1,79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0,76

I.1.2.1.2 Dessablage

Le dessablage a pour but d'extraire des eaux brutes les graviers, les sables, les verres brisés, les coquilles d'œufs, et les particules minérales plus ou moins fines ayant une vitesse de sédimentation sensiblement supérieure à la matière organique. Le dessablage est prévu pour

protéger les équipements mécaniques à l'abrasion et à l'usure, de réduire la formation de dépôts dans les canalisations et les canaux.

Dans un dessableur à flux horizontal, trois conditions doivent être remplies en vue d'assurer l'élimination des grains et empêcher la matière organique de se déposer (Steel et McGhee, 1979) cité par (Messaoud, 2014). Ces conditions sont les suivantes :

1. La vitesse d'écoulement à la sortie du dessableur doit être égale à la vitesse de sédimentation des particules inertes ;
2. La vitesse horizontale doit être inférieure à la vitesse d'érosion des particules inertes ;
3. La vitesse horizontale doit être supérieure à la vitesse de décantation des particules organiques.

I.1.2.1.3 Dégraissage- déshuilage

Le déshuilage-dégraissage se rapporte à l'extraction de toutes les matières flottantes d'une densité inférieure à celle de l'eau. Ces matières sont de nature très diverse et leurs quantités s'estiment par la mesure des matières extractibles par solvant. La teneur des eaux usées en matières extractibles est de l'ordre de 30 à 75 mg/L (Gaïd, 1993) . Néanmoins, certains rejets industriels (abattoirs, laiteries...) peuvent élever ces valeurs à 300- 350 mg/L.

Le plus souvent, les fonctions de dessablage et de déshuilage sont combinées dans un même ouvrage qui met en œuvre les principes de fonctionnement cités précédemment (Gaïd, 1993, Messaoud, 2014) . Dans ce cas, les formules de dimensionnement du bassin d'un dessableur-déshuilage, pour qu'il y ait sédimentation des particules, exigent que l'inégalité suivante soit vérifiée :

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \quad (\text{Eq : 5})$$

L : Sa longueur(m)

H : Profondeur (m) variant de 1 à 2.5 m

V_s : Vitesse de sédimentation (vitesse est de $40 < V_e < 70 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{h}$)

V_e : Vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est de $0,2 < V_e < 0,5 \text{ m}^2 / \text{s}$)

Le temps de séjour sera compris entre 3 à 10 minutes au débit de pointe et la hauteur théorique entre 1 et 2,50m.

Le débit d'entrée à la station est calculé suivant la formule : $Q = 0,3 H^2$ (Eq : 6)

La largeur peut donc être calculée à partir de la hauteur par la relation suivante :

$$B = 1,5 H \text{ (Eq : 7)}$$

La longueur du dessableur est donnée par la formule : $L = V_h * H / V_d$ (Eq : 8)

Avec : V_h : vitesse de l'eau dans le dessableur ($V_h = 0,3$ m/s),

V_d : vitesse de décantation des particules de 0.15 mm ($V = 0,015$ m/s), (Lamyae et al., 2012)

En se référant sur les valeurs trouvées dans la littérature, le dimensionnement d'un dessableur-déshuileur exige le calcul des paramètres suivants : Calcul du volume, de la surface horizontale, de la longueur et du largeur.

En plus de cela, il faut tenir compte de la forme du dessableur. Il est à noter que le dessableur-déshuileur pris en compte par ce travail est de la forme rectangulaire.

I.1.2.1.4 Poste de relevage

La conception du poste de pompage (poste de relevage) d'une station de traitement des eaux usées est en grande partie similaire à la conception du poste de relèvement placé dans le réseau d'assainissement. Les principales différences sont dues au choix du type de pompes utilisées pour assurer cette tâche. Généralement le poste de relevage est équipé de pompes centrifuge. Par contre, dans le cas d'une station d'épuration plus importante (débit plus important et variable), une pompe à vis (Vis d'Archimède) est un choix plus judicieux.

L'un des avantages majeurs de ces pompes est la variabilité du débit de pompage à une vitesse constante, puisque le niveau d'eau dans le puisard est le facteur qui influence sur les performances de pompage ,les opérateurs constatent qu'une fois installées, les pompes à vis d'Archimède sont rarement victimes de problèmes de défaillances (Messaoud, 2014).

Ainsi donc , dans la station d'épuration de Buterere , on y trouve trois vis d'Archimède existantes et une quatrième vis est prévue dans l'installation. En théorie les vis fonctionnent automatiquement avec des poires de niveau mais, en pratique, 4 des 6 poires sont hors fonction. Les vis sont mises en marche manuellement par les ouvriers jour et nuit. Pendant la coupure d'électricité , on alimente le groupe électrogène mais s'il n'ya pas du carburant , il aura un débordement de l'eau par manque d'un seul treuil au niveau de la vanne by-pass. Le groupe électrogène ne fonctionne qu'en mode manuel (PDAEUEB, 2012).

I.1.2.2 Traitements primaires

Le traitement "primaire" fait appel à des procédés physiques naturels, filtration et décantation plus ou moins aboutie, éventuellement assortie de procédés physico-chimiques, tels que la coagulation- floculation.

La décantation se distingue du dessablage en ce sens qu'elle enlève plus de 50% des matières en suspension, alors que le dessablage ne vise que l'élimination du sable et des autres matières minérales (plus lourdes que les matières organiques) (Gaïd, 1993).

Elle permet d'alléger les traitements biologiques et physico-chimiques ultérieurs en éliminant une partie des solides en suspension. L'efficacité du traitement dépend du temps de séjour et de la vitesse ascensionnelle (qui s'oppose à la décantation) (Brissaud , 1997).

I.1.2.3 Traitements secondaires (traitement biologique)

Le traitement secondaire ou biologique a pour but d'éliminer la matière polluante biodégradable contenue dans l'eau domestique (décantée ou non) en la transformant en matières en suspension : micro-organismes et leurs déchets, plus facilement récupérables (Gaïd, 1993). La dégradation peut se réaliser par voie aérobie (en présence d'oxygène), pour les eaux usées et en anaérobie (en l'absence d'oxygène) pour le traitement des boues.

Le traitement biologique classique des eaux domestiques s'effectue par voie aérobie, qui consiste à dégrader les impuretés grâce à l'action d'une biomasse épuratrice à laquelle doit être fourni l'oxygène nécessaire à son développement (Gaïd, 1993).

I.1.2.3.1 Traitements anaérobies

Les traitements anaérobies font appel à des bactéries n'utilisant pas de l'oxygène, en particulier aux bactéries méthanogènes qui conduisent, comme leur nom l'indique, à la formation du Biogaz (CH_4 et CO_2) à partir de la matière organique. Ce type de traitement appelé aussi « digestion anaérobie » est une opération délicate qui demande une surveillance importante. En effet, la température doit être maintenue à un niveau très stable et suffisamment élevé. Il faut aussi éviter les écarts brutaux de pH et les substances inhibitrices du développement bactérien. Ce traitement est utilisé pour des effluents très concentrés en pollution carbonée de type industriel (Gaïd, 1993; Sadowski, 2002).

I.1.2.3.2 Traitements aérobies

Les micro-organismes utilisés exigent un apport permanent d'oxygène. On distingue trois méthodes essentielles :

1⁰ Cultures fixes (lits bactériens et disques biologiques)

Le lit bactérien est le plus ancien procédé à biomasse fixée. La biomasse est fixée sur un matériau de grosse granulométrie (3 à 8 cm) sur lequel percole l'effluent à traiter (Gaïd, 1993) cité par (Messaoud, 2014)

L'air est transféré par diffusion à travers le film d'eau ruisselant à la surface du matériau. Une vitesse hydraulique suffisante, assurée par un recyclage d'eau traitée, permet l'évacuation des boues en excès qui sont séparées de l'effluent traité dans un ouvrage de décantation situé en aval (Gaïd, 1993).

Le principe du disque biologique consiste en l'utilisation de disques tournant autour d'un axe horizontal et baignant en partie dans l'eau à traiter. De par la rotation, la biomasse fixée sur les disques se trouve alternativement en contact avec l'eau à traiter et l'oxygène de l'air.

La vitesse de rotation de ces disques (1 à 2 tours par minute) ne permet pas de générer des énergies de circulation capables de maintenir en suspension des matières solides. Le risque de dépôts en fond de bassin oblige donc à un prétraitement de l'eau brute par décantation primaire et empêche la recirculation de la boue.

2^o Les cultures libres (boues activées)

Le terme « cultures libres » regroupe les procédés où l'on provoque le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de floccs au sein du liquide à traiter. Le procédé par « boues activées » est le plus commun des procédés par « cultures libres » (Dufournet, 1974 ; Gaïd, 1993 ; Faby et Brissaud, 1997 ; Sadowski, 2002).

3^o Le lagunage

Le lagunage est une technique d'épuration des eaux usées de type extensif qui permet par actions complémentaires, équilibrées et efficaces d'éliminer les matières organiques par un système ouvert de bassins successifs appelés bassins de stabilisation.

Cette technique consiste à faire circuler lentement et par gravité les effluents prétraités dans la succession de bassins peu profonds. L'épuration se fait alors naturellement grâce au développement de micro-organismes et d'algues microscopiques. (Lamyae et al., 2012)

Le lagunage est généralement classé en trois catégories : le lagunage anaérobie, le lagunage facultatif et le lagunage de maturation.

Pour le lagunage anaérobie, dépourvu presque de phytoplancton (SHILTON et al., 2005) par conséquent, de l'oxygène dissous, à cause des fortes charges organiques admises ; la profondeur est relativement élevée (2 à 5 mètres) et le temps de séjour est de 3 à 5 jours (Sadowski, 2002 ,Messaoud, 2014)

Les mécanismes de traitement dans ce système sont assurés par décantation de la matière organique et sa stabilisation par digestion anaérobie.

Concernant le lagunage facultatif qui est la catégorie la plus communément utilisée à travers le monde, sa profondeur varie entre 1 à 2 m avec un temps de séjour de 15 à 30. Il comporte une zone inférieure anaérobie et une zone supérieure algues et permet la croissance des bactéries aérobies qui procurent, à leur tour, entre autres produits, les sels minéraux (SHILTON et al., 2005).

Le lagunage de maturation, quant à lui, est de même profondeur que le lagunage facultatif, mais avec des temps de séjour généralement plus longs et permet un traitement des effluents déjà partiellement épurés. Certains auteurs conseillent de plus faibles profondeurs comprises entre 0,8 et 1,3 m (Hachem, 2012). Ce lagunage est aussi et surtout destiné à améliorer l'abattement des germes pathogènes (SHILTON et al., 2005 ; HACHEMI, 2012).

Qu'il soit à haut rendement, facultatif ou de maturation, le principe du lagunage est toujours le même, mettant en jeu des mécanismes résultant d'interactions entre les communautés bactériennes, algales et zooplanctoniques. Ces interactions se laissent présenter dans la figure ci-dessous

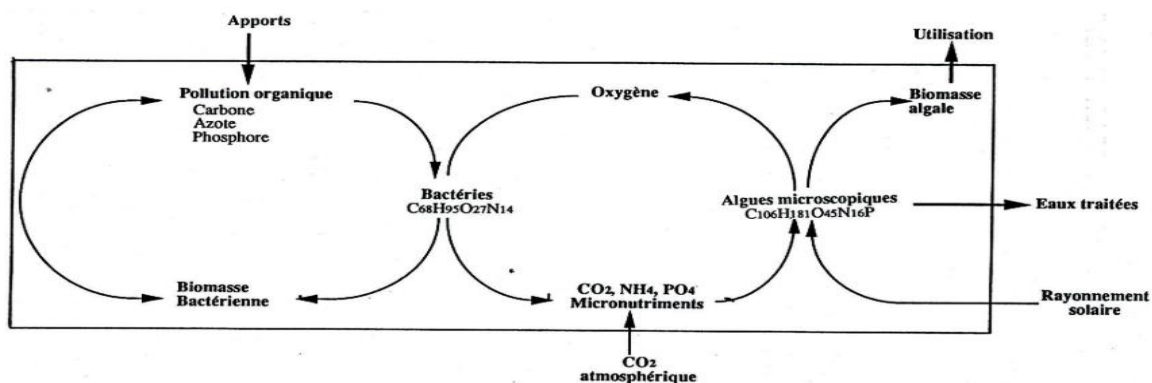


figure 3 : Epuration des eaux usées par le système algo-bactérien selon Oswald (1977) cité par (Hachem, 2012)

I.1.2.4 Traitements tertiaires

Les traitements tertiaires ou d'affinage visent principalement l'élimination de la pollution, azotée et phosphatée ainsi que la pollution bactériologique des eaux usées domestiques, ayant déjà subi au préalable des traitements primaires et secondaires qui s'avèrent insuffisants pour répondre aux normes de rejet.

Pour cela, les traitements tertiaires s'imposent et deviennent plus que nécessaires, afin de garantir une meilleure protection des milieux récepteurs. On distingue généralement les opérations suivantes : La nitrification-dénitrification et déphosphatation biologique ou mixte (biologique et physico-chimique) ; La désinfection bactériologique et virologique (Lachapelle-trouillard, 2017).

I.2. Contexte de l'assainissement des eaux usées domestiques et industrielles au Burundi

I.2.1 Etat des lieux de l'assainissement à Bujumbura

Au Burundi, deux systèmes d'assainissement sont utilisés : le collectif à hauteur de 9,1% et l'individuel à plus de 90% (Bigumandondera, 2014).

La gestion des eaux usées issues des ménages non raccordés au réseau d'égout utilise un système d'Assainissement Non Collectif (ANC) en servant des fosses septiques, puits perdant d'une part et des latrines classiques d'autres part. La figure 4 montre le cycle et le devenir des eaux usées en prévenances des ménages non raccordés aux réseaux.

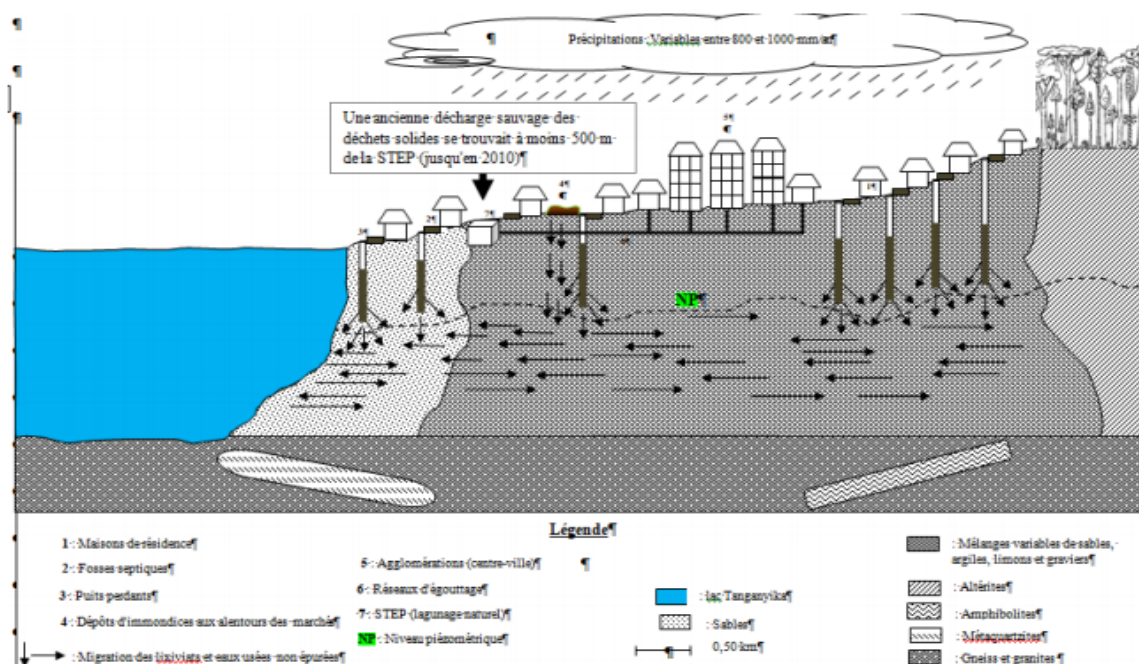


Figure 4 : Cas de l'assainissement non collectif (Nsavyimana, 2014)

Bien que l'assainissement non collectif occupe une place prépondérante au BURUNDI, la technique du lagunage naturel pour l'épuration des eaux usées est également utilisée. Ce procédé consiste à traiter biologiquement et physiquement les effluents en utilisant l'énergie solaire et en reproduisant les processus naturels d'auto épuration (micro-organismes, décantation-filtration), et ceci pendant un séjour assez long dans des bassins étanches (Nsavyimana, 2014)

Le lagunage naturel de BUTERERE est de type unitaire, sa surface est estimée à 41ha, il traite partiellement les effluents de cinq zones administratives de la ville de BUJUMBURA. Le taux de raccordement est de 24% et le taux desservi est de 37 % pour les cinq zones y compris une partie de la zone GIHOSHA.

Le projet initial (figure 6) prévoyant trois chaînes parallèles de traitement biologique par bassins de lagunage a été réduit à deux lignes de traitement en première phase de réalisation (SETEMU, 1990b) .

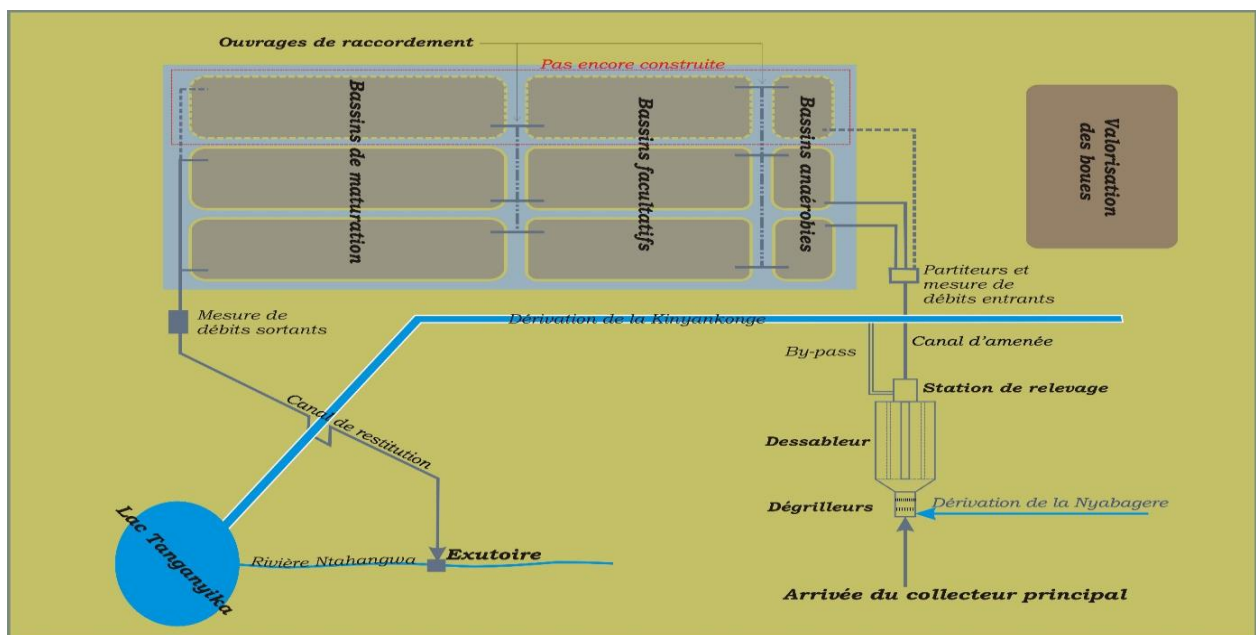


Figure 5 : Plan de masse de la STEP (Projet mère) (SETEMU, 1990b)

I.2.2 Caractéristiques géométriques des bassins actuels de la STEP de BUTERERE

Comme cela apparaît sur la figure ci-dessous, la STEP de BUTERERE comprend comme c'est souvent le cas, trois types de bassins : anaérobie, facultatif et de maturation.

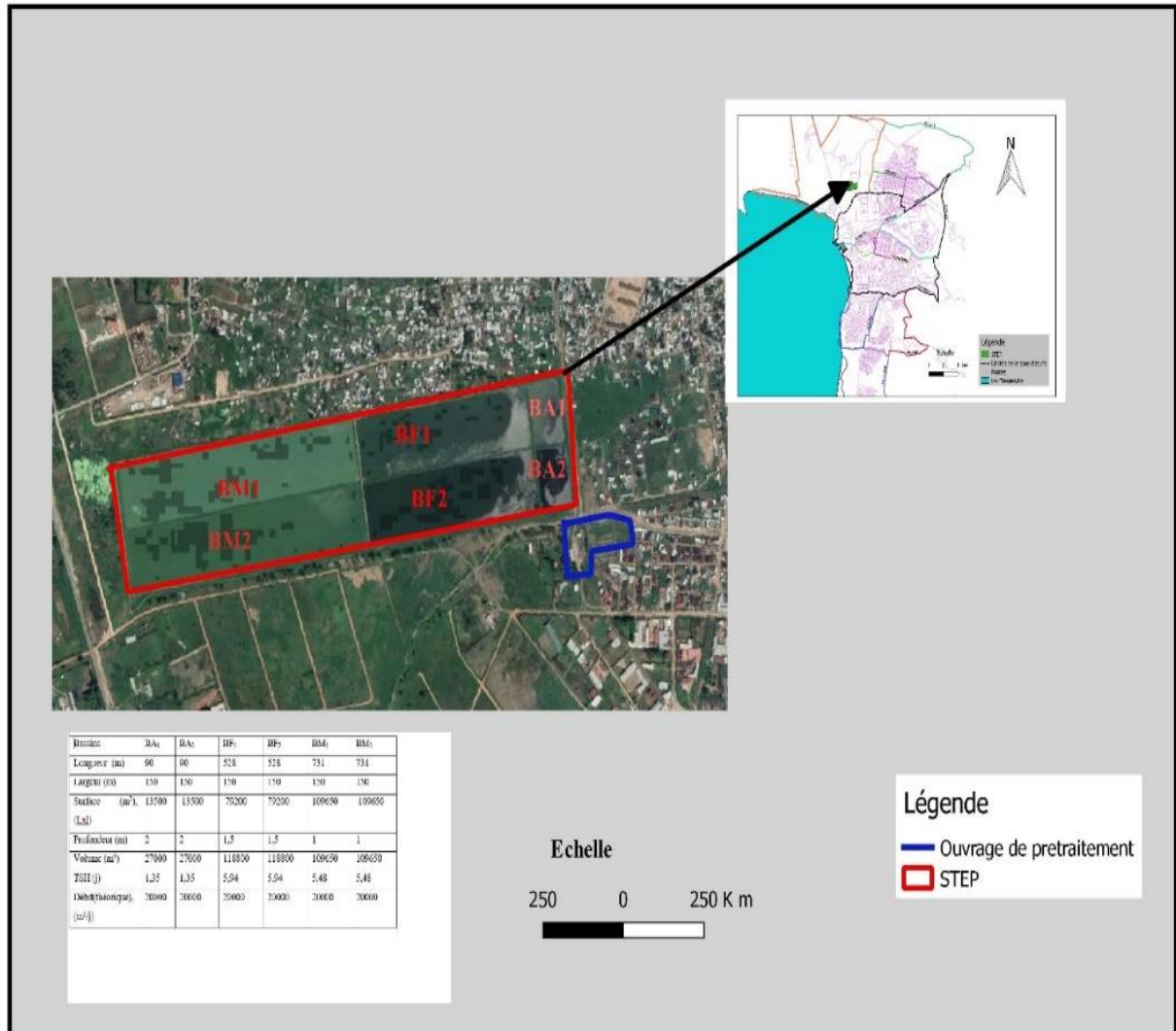


Figure 6 : Illustration de l'état des lieux des bassins de la STEP

Le tableau 4 montre les caractéristiques géométriques des différents bassins de la STEP de BUTERERE.

Tableau 3 : Caractéristiques géométriques des bassins de la STEP de BUTERERE

Paramètres	Bassin anaérobie	Bassin facultatif	Bassin de maturation
Longueur (m)	90	528	731
Largeur (m)	150	150	150
Surface (m ²)	13500	79200	109650
Profondeur (m)	2,0	1,5	1,0
Volume (m ³)	27000	118800	109650
TSH (j)	1,35	5,94	5,48
Débit dimensionnement (m ³ /j)	20.000	20.000	20.000

Source : (SETEMU, 1990b)

I.2.3 Base de dimensionnement des bassins de la STEP de BUTERERE

Dans le projet original consistant à collecter et à épurer les eaux usées de la zone dite de projet, il était prévu de construire trois chaînes de traitement comprenant chacune la série classique de trois bassins (anaérobie, facultatif, maturation). La station devait être dimensionnée pour recevoir un débit nominal d'environ 60000 m³/j à l'horizon de l'année 2000. Ce projet ne s'est réalisé que partiellement car actuellement, seules deux chaînes de traitement ont été construites. Les données présentées dans le tableau 4 représentent les paramètres du projet mère qui devraient être mise en œuvre pour l'an 2000 lors construction de la troisième chaîne de traitement.

Tableau 4: Bases de dimensionnement du projet mère

Paramètres	Unités	Valeur
Température minimale du mois le plus froid	°C	24
Débit maximal	m ³ /j	59728
Concentration (DBO ₅) à l'entrée	mg/l	370
Concentration (DBO ₅) à la sortie	mg/l	28
Coliformes fécaux à l'entrée	/100 ml	5*10 ⁷
Coliformes fécaux à la sortie	/100 ml	8*10 ³

Source : (SETEMU, 1990b)

Les bases de dimensionnement des bassins sont prises dans le tableau 5 avec leurs charges permis pour chacun bassins lors de la conception de ces ouvrages.

Tableau 5 : Charges de dimensionnement des bassins de lagunage de BUTERERE

Type	Base de dimensionnement	Valeur
Anaérobies	Charge volumique (g/m ³ /j)	275
	Rendement (%)	62
Facultatif	Charge théorique (kg/ha/j) (20T – 120 d'après Mara, 1976)	360
	Charge appliquée (kg/ha/j)	350
Maturation	Formule de Marais	

Source : (SETEMU, 1990b)

En plus des charges en provenance des industries et ménages , la station d'épurations de BUTERERE reçoit des boues de vidanges des fosses septiques d'environ 1500 – 2000 m³par mois jusqu'en 2013 (PDAEUEB, 2012) et ce chiffre reste à actualiser .

I.3 Critères de dimensionnement des bassins du lagunage naturel

Les paramètres couramment utilisés pour le dimensionnement des bassins d'épuration en traitement secondaire sont principalement : La charge organique, Le temps de séjour hydraulique et la charge hydraulique.

I.3.1 Temps de séjour

Le temps de séjour est intimement corrélé à la charge hydraulique et correspond en général à la durée optimale de contact des polluants à dégrader avec les microorganismes responsables de l'épuration dans les bassins. Les performances des bassins sont souvent rapportées au temps de séjour théorique de dimensionnement qui, le plus souvent, diffère de l'estimation réelle (Koné, 2002).

I.3.2 Charge organique appliquée

La charge organique appliquée sur le bassin de tête (anaérobie) est le paramètre le plus utilisé pour le dimensionnement des bassins d'épuration.

La variabilité des eaux usées en fonction des standings de vie affecte considérablement les concentrations en polluants. Elles sont faibles pour les standings de haut niveau (compte tenu de la grande consommation d'eau) et très concentrées pour les standings modestes. A une charge organique donnée peuvent correspondre différentes charges hydrauliques (Koné ,2002).

La détermination des paramètres de dimensionnement se fait à partir d'équations mathématiques établies de façon empirique ou rationnelle. La méthode empirique se base le plus souvent sur des corrélations entre les charges appliquées et les charges éliminées, et la méthode rationnelle sur la cinétique de dégradation.

La combinaison des deux approches permet de définir les charges maximales admissibles sur un bassin d'épuration et de prévoir les rendements épuratoires en fonction du temps de séjour optimal. Le modèle couramment utilisé pour exprimer l'évolution de la pollution carbonée dans les systèmes est basé sur une approximation du modèle d'écoulement piston (Koné, 2002).

La limite d'épuration de ces systèmes ne peut donc atteindre des valeurs inférieures à cette pollution résiduelle.

$$\frac{dc}{dt} = k_T(C - C_r) \quad (\text{Eq : 9})$$

$$k_T = k_{20} * \theta^{(T-20)} \quad (\text{Eq : 10})$$

- C : Concentration en polluant à l'instant t (mg/l)
 C_r : Concentration résiduelle du polluant en (mg/l)
 k_T : Constante cinétique de réaction à la température T
 k_{20} : Constante cinétique de réaction à la température de référence de 20°C
 θ : Coefficient de température

En tenant compte de cet apport intrinsèque de polluants, on exprime la cinétique de dégradation comme (Eq. 9) ci-haut. Pour ce faire, les équations de dimensionnement qui permettent d'évaluer les performances épuratoires sont fondamentalement basées sur la DBO₅, la DCO, les germes pathogènes et l'azote.

Pour illustrer cela, nous présentons pour chacun des bassins (bassin anaérobie, bassin facultatif et bassin de maturation), la procédure de leur dimensionnement, lorsqu'on exploite par exemple la méthode semi-empirique (Mourou, 2014).

❖ **Modèle pour écoulement piston :**

$$\frac{C_e}{C_i} = e^{-K_T * t} \quad (\text{Eq : 11})$$

$$k_T = 0,23e^{-0,1t}, \quad (\text{Eq : 12})$$

Avec $r^2 = 0,88$

❖ **Modèle du mélange homogène (Mélange complet) :**

$$\frac{C_e}{C_i} = \frac{1}{1 + K_T * t} \quad (\text{Eq: 13})$$

$$k_T = 0,36e^{-0,1t}, \quad (\text{Eq: 14})$$

Avec $r^2 = 0,82$

- C_e : Concentration de l'effluent (mg/j)
 C_i : Concentrations de l'influent (mg/j)
 K_T : constante cinétique du premier ordre (J^{-1})
 T : Temps de séjour (j)
 T : Température ($^{\circ}C$)

La constante cinétique (k_T) est calculée pour les charges organiques inférieures ou égales 500 kg DBO₅/ha/j (Koné, 2002)

❖ **Les bassins anaérobies**

Les bassins anaérobies sont dimensionnés, selon la méthode semi-empirique, à partir de la charge volumique λ_v (exprimée en g/m³/j en DBO₅).

Le volume du bassin à dimensionner (V_{BA}) est donc calculé après avoir fixé à priori, sur base des connaissances théoriques ou expérimentales sur pilotes, le temps de séjour hydraulique (TSH) et la surface à mi-hauteur en fonction de la profondeur préalablement choisie.

Le nombre de bassin anaérobie est fixé en fonction du nombre de filières parallèles souhaité.

Le calcul de la surface des Bassins anaérobies :

$$\lambda_V = \frac{C_e Q}{V_{BA}} \quad (Eq : 15)$$

$$t_{BA} = \frac{V_{BA}}{Q} \quad (Eq : 16)$$

$$A_A = \frac{C_e Q}{\lambda_V H_A} \quad (Eq : 17)$$

Le dimensionnement des bassins anaérobies se base principalement sur la charge volumique, alors que la charge surfacique n'est qu'un critère de vérification. La surface S (A) des bassins Anaérobies est donnée par : $S (A) = \text{charge brute } DBO_5 / (\text{charge volumique } (C_V) * \text{profondeur})$
Pour une température de 4,5°C ($T < 10^\circ C$), l'abattement de la DBO_5 est d'environ 40% (Lamyae et al., 2012).

❖ Les bassins facultatifs

Les bassins facultatifs sont dimensionnés, selon la méthode semi-empirique, à partir de la charge surfacique admissible λ_S (exprimée en kg/ha/j de DBO_5).

Si les trois variables suivantes sont connues : (1) charge surfacique, (2) DBO_5 de l'effluent à l'entrée (en mg/L) de la STEP et (3) débit entrant dans le bassin facultatif, il devient facile de déterminer la surface dudit bassin.

$$\lambda_S = 350 * (1,107 - 0,002)^{(T-25)} \quad (Eq : 18)$$

$$\lambda_S = \frac{10 * (0,30 * C_e) * Q_{BF}}{S_{BF}} \quad (Eq : 19)$$

$$Q_{BF} = Q_{BA} - 0,001 * e * S_{BA} \quad (Eq.20)$$

$$\lambda_S = 10 * \frac{LiQ}{Af} \quad (Eq : 21)$$

$$\lambda_{S-BM} = \frac{10 * (0,30 * C_e) * Q_{BM}}{S_{BM}} \quad (Eq : 22)$$

La surface des bassins facultatifs S(F) est donnée par la formule suivante :

Surface du bassin facultatif = charge DBO_5 à la sortie des bassins anaérobies / charge surfacique C_s .

Avec C_s : charge surfacique de conception prise (liée à la température de l'air).

Volume du bassin facultatif = Surface bassin * profondeur

Temps de séjour T_f :

Temps de séjour du bassin facultatif = Volume du bassin(F) / débit

❖ Les bassins de maturation

Les bassins de maturation sont dimensionnés, selon la méthode semi-empirique, à partir de la charge surfacique admissible λ_{S-BM} (exprimée en kg/ha/j de DBO_5) et dont l'hypothèse de dimensionnement suppose que le traitement dans ce bassin facultatif est réduit de 70% la DBO_5 totale.

Connaissant de la surface et la profondeur des bassins facultatifs ou de maturation (fixé à priori), il devient facile de déterminer le volume du bassin de maturation et le temps de séjour.

$$\lambda_{S-BM} = \frac{10 \cdot (0.30 \cdot C_{DBO_5^e}) \cdot Q_{BM}}{S_{BM}} \quad (\text{Eq : 23})$$

λ_v : charge volumique ($g \cdot m^{-3} \cdot j^{-1}$)

$C_{DBO_5^e}$: $C_{DBO_5^e}$: DBO_5 de l'effluent à l'entrée (mg/L)

Q : débit (m^3/j)

V_{BA} : volume du bassin anaérobie (m^3).

$TSH(BA)$: temps de séjour (jour)

Aa : superficie de l'étang anaérobie, m^2 , =

LiQ : Quantité de DBO_5 , g/jour

λ_v : charge volumétrique de DBO_5 , $g/m^3/jour$

D : profondeur anaérobie du bassin(m)

S_{BF} : surface du bassin facultatif en m^2

Q_{BF} : débit entrant dans le bassin facultatif.

λ_s : charge surfacique admissible

Af : surface facultative de l'étang, m^2

e : évaporation + infiltration en mm/j;

S_{BM} : surface du bassin de maturation en m^2

Q_{BM} : débit entrant dans le bassin de maturation.

T : température en °C.

Le volume des bassins de maturation est calculé à partir de la formule : $V (M) = \text{débit} * T_m$, Avec T : temps de séjour de l'influent dans les bassins de maturation, il est pris égale à 5 jours (Lamyae et al ., 2012).

I.4 Prévisions quantitatives dans la littérature

I.4.1 Approches théoriques

Les eaux usées résultent de ce qui reste des eaux de consommations (par ménages, les commerces, les collectivités, les industries, etc...) après usages. En principe, la quantité des eaux usées est mesurée si le réseau est déjà en activité. Pour savoir la quantité d'eau usée, on se sert de la quantité d'eau potable consommé et leur conversion en eaux usées s'effectuera sur base d'un taux de rejet approprié.

L'évaluation de la quantité d'eaux usées rejetées et sa projection sur un horizon de planification déterminé constitue une base primordiale dans le dimensionnement des ouvrages d'assainissement sanitaire. L'augmentation de la quantité d'eaux usées est liée à l'augmentation du nombre des consommateurs et de consommation spécifique.

Dans les villes des pays développés ayant atteint une certaine stabilité en termes de croissance de la population et des consommations spécifiques et où des statistiques fiables sont régulièrement mises à jour, on se sert des valeurs de référence pour faire des projections sur les quantités d'eaux usées dans l'avenir sur une période appelée horizon. Le tableau 6 présente quelques valeurs de référence sur la consommation d'eau potable (Bonnin, 1977 ; BRIERE , 1985) ou sur les rejets, d'eaux usées. (Bourrier, 1997) qui peuvent être servir de référence .

Tableau 6: Consommation spécifique dans la littérature

Etablissement	Unité de référence	Consommation spécifique (litres/jour)		
		F. Brière	J. Bonnin	R. Bourrier
Hôpital	1 lit	600	500	300 à 600
Caserne	1 lit			200 à 300
Aéroport	1 employé			50
Hôtel	1 chambre	200 à 400		240 à 300
Restaurant	1 place	150		20
Bar	1 client	38		5
Ecoles (externat)	1 élève	40 à 80		30 à 60
Ecoles (internat)	1 élève		100	180 à 200
Magasin	1 WC			1000

Théâtre - cinéma	1 place	10 à 15		10
Piscine	1 baigneur			20
Industries (besoin du personnel)	1 employé			40 à 80
Bureaux	1 employé	60		50

En général, plus une ville est grande mieux elle est dotée d'équipements collectifs et plus le niveau de vie moyen de ses habitations s'élève la consommation globale par habitant s'accroît d'autant. Le tableau montre les consommations spécifiques en France en fonction de la taille de la ville.

Tableau 7: Consommation globale par habitant pour les villes de France

ville	Unité de référence	Consommation spécifique en litre/jour
Moins de 20.000habitants	habitant	150 à 200
20.000 à 100.000habitants	habitant	200 à 300
Plus de 100.000 habitants	Habitants	300 à 400

(Bonnin , 1977) cité par (Ntahimpera, 2016).

I.4.2 Des écarts énormes au niveau des consommations spécifiques au Burundi

L'utilisation des valeurs de références de la littérature en termes de consommations spécifiques n'est pas appropriée dans la quantification des eaux usées à Bujumbura. En effet, à Bujumbura, la consommation en eau potable (liée au mode et au niveau de vie) varie très sensiblement à l'échelle de la ville (de 158 à 681 m³/ménage d'après les statistiques de la REGIDESO). Le tableau 8 illustre les consommations de ville suivant les standing .

Tableau 8 : Consommation spécifique selon les statistiques la REGIDESO

	Plus haut standing	Haut standing	Standing moyen	Bas standing
m ³ /an/ménage	681	547	346	158
l/j/habitant	311	250	158	72

L'utilisation d'une moyenne spécifique aurait donc comme conséquence un sous-dimensionnement du réseau d'égouts dans les quartiers où la consommation spécifique est très élevée et un surdimensionnement dans ceux où la consommation spécifique est faible. D'autre part, la carence ou la faible capacité d'accueil de certains établissements comme les hôpitaux font que ces derniers travaillent toujours au-delà de leur capacité, ce qui a pour effet de gonfler

la moyenne spécifique (ex du CHUK). L'effet est contraire pour les établissements qui fonctionnent en dessous de leur capacité.

Le tableau 9 donne quelques valeurs spécifiques établies à partir des statistiques de consommations mensuelles (CHUK en 2000) ou annuelles de quelques consommateurs identifiés dans la zone de projet.

Elles s'écartent des valeurs de référence du tableau 7 mais restent sensiblement élevées par rapport aux autres pays en développement.

Tableau 9: Consommations spécifiques à Bujumbura

Etablissement	Unité de référence	Moyenne journalière (litres)
Hôpital (CHUK)	1 lit	286 à 544
Campus universitaire	1 étudiant	177 à 242
Ecole secondaire (internat)	1 élève	180 à 215
Ecole secondaire (externat)	1 élève	46 à 48
Ecole primaire	1 élève	20 à 25
Bureaux	1 employé	25 à 40
Ménages	1 habitant	50 à 400

Les statistiques de la mairie sur la population urbaine en 2000 et les données de la REGIDESO montrent des écarts énormes en terme de consommation spécifique. Cette dernière est estimée à environ 90l/j/hab à l'échelle de la ville alors qu'elle atteint les 207 l/j/hab dans la zone de projet (Niyongabo , 2006) .Comparées à d'autres valeurs des pays en développement, voire des pays développés le tableau ci-dessous, les consommations par habitant et par jour observées à Bujumbura restent relativement élevées.

L'absence de statistiques à long terme et les variations internes des consommations spécifiques font que, pour être simple et réaliste, la quantification des eaux usées doit se conformer aux données de base sur la consommation en eau potable. Le tableau 10 montre les consommations spécifiques des autres pays.

Tableau 10 : Consommation par habitant dans d'autres villes

Ville /Pays	Source	Consommation spécifique (l/j/hab)
Côte d'Ivoire (Villes moyennes)	Bourrier, 1991	120
Kinshasa		15 à 100
Belgique		180
Québec	Brière, 1985	559
Etats Unis		565

I.4.3 Paramètre de base pour le choix du modèle prévisionnel

Que ce soit au niveau de la population ou de la consommation en eau potable (origine des eaux usées), les prévisions d'avenir sur base de statistiques doivent tenir compte des phénomènes ponctuels et exceptionnels (qui ont eu lieu durant la période concernée) comme la guerre, les catastrophes naturelles, la récession économique qui peuvent considérablement désorienter dans les calculs de projection à l'horizon de planification.

Les principaux paramètres à analyser avant de se fixer un modèle prévisionnel convenable à la zone de projet sont :

- L'évolution de la population surtout dans les quartiers résidentiels ;
- La production et la consommation globales d'eau potable ;
- L'évolution globale des différentes rubriques de consommation ;
- L'évolution détaillée des consommations par rubrique et par quartier en réservant plus d'attention aux quartiers susceptibles de s'agrandir et ceux n'ayant pas atteint le taux de desserte de 100% ;
- La valeur des indicateurs humains des populations desservies ;
- Les prévisions à court, moyen et long terme de la société distributrice d'eau ;
- La capacité de production de la société distributrice de laquelle on déduira la consommation maximale (à l'aide du rendement moyen) ;
- La consommation d'eau dans le secteur industriel, avec identification des grands consommateurs, du seuil de production et des axes futurs de développement ;
- L'horizon de planification ; et
- Le taux de rejet ou relation de conversion de 80 % « eaux potables-eaux usées »(Niyongabo,2006).

I.4.3.1 Modelés de projection de la population

Le volume des eaux usées étant lié à l'effectif de la population desservie, une estimation à long terme (suivant l'horizon de planification) de la population future est toujours requise. Le tableau 11 montre les différents modèles de projections de la population (Niyongabo,2006 ; Ntahimpera ,2016).

Tableau 11: formules des différents modèles de croissance

Modèle	Formule
Croissance arithmétique ou linéaire	$P_2 = P_1 + K_a(t_2 - t_1)$ (Eq : 24)
Croissance géométrique ou exponentielle	$P_2 = P_1 e^{K_g(t_2 - t_1)}$ (Eq : 25)
Croissance à taux décroissant	$P_2 = P_1 + (S - P_1) \left[1 - e^{-K(t_2 - t_1)} \right]$ ou (Eq : 26)
Croissance logistique	$P_n = \frac{S}{1 + a e^{b t_n}}$ (Eq :27)

Le tableau 12 donne l'explication des paramètres utilisés dans le tableau 11

Tableau 12: explicatif des paramètres de croissance de la population

Paramètres	Signification ou formules
P	Population : P1 : population connue au temps t1 P2 : population projetée au temps t2
Ka	Constante de croissance exponentielle $K_g = \ln(1 + r)$
K	Constante de la croissance à taux décroissant $K = \frac{1}{t_2 - t_1} \ln \left(\frac{S - P_1}{S - P_2} \right)$
S	Population de saturation $S = \frac{2P_1P_2P_3 - P_2^2(P_1 + P_3)}{P_1P_3 - P_2^2}$
a,b	$a = \log \left(\frac{S - P_1}{P_1} \right) \quad b = \frac{1}{n} \log \left[\frac{P_1}{P_2} \left(\frac{S - P_2}{S - P_1} \right) \right]$
n	$n = t_2 - t_1$
t _n	temps (années) écoulé depuis la création de l'agglomération à l'année des projections

L'estimation d'une population à venir (BRIERE, 1985) à l'aide de la croissance linéaire convient pour des villes établies depuis longtemps et dont le développement s'est stabilisé. La croissance géométrique dans une agglomération est souvent de courte durée et survient lorsqu'une activité économique nouvelle par exemple s'implante dans ou aux abords du quartier. La croissance géométrique n'est donc pas indiquée pour les prévisions à long terme. La croissance à taux décroissant convient pour des agglomérations proches de la saturation ; pour un taux de croissance trop faible, ce modèle donne des résultats identiques à ceux d'un modèle linéaire.

1.4.3.2 Horizon de planification

Le système d'assainissement à mettre en place doit satisfaire aux besoins du moment et du futur de l'agglomération raccordée. L'horizon de planification qui est fonction de l'ouvrage et du pays bénéficiaire est matérialisé par la « durée d'utilisation de l'ouvrage ». Cette dernière représente le nombre d'années qui séparent la mise en service de l'ouvrage et la fin de la période pendant laquelle ce dernier est sensé satisfaire aux besoins de l'agglomération.

Le tableau 13 donne la durée d'utilisation des ouvrages d'assainissement (BRIERE, 1985). Ces durées doivent cependant être adaptées aux réalités financières des Etats ou des services gestionnaires).

Tableau 13 : Durée d'utilisation des ouvrages d'assainissement

Ouvrages	Caractéristiques	Durée d'utilisation (années)
Conduites secondaires de moins de 375 mm de diamètre	Construction et doublement faciles	20
Collecteurs, intercepteurs, émissaires	Difficiles et coûteux à agrandir	30 à 50
Station d'épuration	Si l'accroissement de la population et les taux d'intérêt sont : - faibles ; - élevés	20 à 30 15 à 20
Station de pompage	Agrandissement facile	10 à 20
Pompes à l'entrée d'une station d'épuration	Remplacement facile et peu onéreux ; usure rapide	5 à 10

Ce tableau représente les réalités des pays développés et il n'en est pas exactement le cas des pays en voies de développement où se trouve la zone de notre étude. En effet, dans cette zone, tout effort d'investissement est douloureux, les coûts d'exploitation sont chers à l'exception de la main-d'œuvre, l'accès aux nouvelles technologies et méthodes est un luxe que l'on se paye que rarement. Ainsi l'entretien des ouvrages est mal réalisé ou simplement fait défaut (Niyongabo , 2006).

I.4.3.3 Evolution de la production et de la consommation d'eau

L'analyse de la consommation en eau potable a pour objet la délimitation de la moyenne de projet selon l'horizon de planification fixé.

C'est cette moyenne que l'on déduira le débit moyen d'eau usée indispensable pour le dimensionnement de la station d'épuration. L'analyse de la consommation se fait par quartiers et par industries en vue de savoir l'origine de la pollution.

I.4.3.4 Estimation de la quantité des eaux usées

On observe des fluctuations des horaires de consommation d'eau. Le dimensionnement des conduites se fait à base du débit moyen affecté d'un coefficient de pointe qui est obtenu en divisant le débit max sur le débit moyen.

Le coefficient de pointe est utilisé pour évaluer les débits minimaux et les débits maximaux. Il est obtenu en divisant un débit max par un débit moyen. Ainsi, le tableau 14 donne les

différentes formules exprimant le coefficient de pointe en fonction des débits trouvés de dimensionnement.

Tableau 14 : Facteur de pointe

France	$C_p = a + b/\sqrt{Q_{moy,j}} \text{ l/s}$ (Eq :28) a= 1,5 , b=2,5
Etats Unis	$C_p = 14,68 * Q_{moy,j}^{-0,165} \text{ m}^3/\text{j}$ (Eq : 29)
Québec $Q_{moy,j} (\text{m}^3/\text{s})$	$C_p = 4,0$
Québec $0,004 < Q_{moy} (\text{m}^3/\text{s}) < 0,4$	$C_p = 1,743 * Q_{moy}^{-0,1506}$ (Eq : 30)
Québec $Q_{moy,j} \geq 0,4$	$C_p = 20$

Source : (Ntahimpera, 2016)

I.5 Données antérieures sur la STEP de BUTERERE

En analysant la quantité des données disponibles sur la STEP de BUTERERE, du moins en ce qui concerne l'évaluation des performances épuratoires, on constate qu'un seul mémoire de master intitulé : *évaluation de l'efficacité épuratoire de la station de Lagunage de BUTERERE*, a été réalisé par Niyungeko (2011). De plus, deux mémoires de licence ont été publiés : l'un sur *l'évaluation des performances épuratoires actuelles de la STEP* réalisé par Ndayishimiye (2017) et l'autre sur *l'évaluation du rendement de prétraitement du bassin anaérobie de la STEP* réalisé par Ntakirutimana (2017). Les tableaux des différents travaux sont présentés en annexe.

CHAPITRE II : BASES DE DIMENSIONNEMENT, MATERIELS ET METHODES

II. 1 Présentation et Description de la ville de Bujumbura

II.1.1 Présentation de la ville de Bujumbura

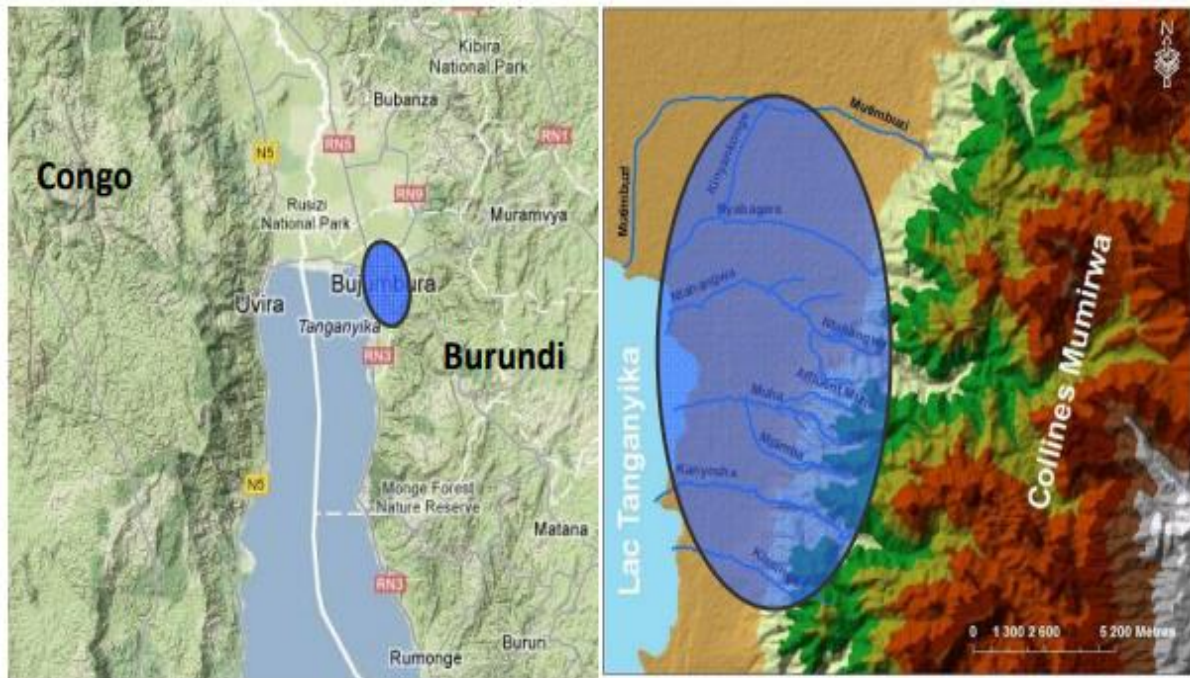


Figure 7: localisation régionale de la ville de Bujumbura (PDAEUEB, 2013)

Notre travail étant située dans la ville de Bujumbura, Une brève présentation s'avère nécessaire. Bujumbura, Capitale économique de la République du Burundi (pays d'Afrique centrale) est située à l'Ouest du pays au bord du lac Tanganyika (lac d'une superficie de plus de 34 000 km²) qui est utilisé pour l'approvisionnement en eau de boisson de la ville de Bujumbura et ses environs (Bigumandondera, 2014).La ville de Bujumbura correspond au point de coordonnées géographiques à 29°21'51" longitude Est et 3°22'55" latitude Sud. Elle a une superficie de 10,461hectares (d'après la nouvelle délimitation) (Nsavyimana, 2014) .

La Mairie de Bujumbura est subdivisée en trois communes (MUKAZA, NTAHANGWA et MUHA) et en treize zones urbaines : (Buterere, Kinama, Cibitoke, Kamenge, Ngagara, Gihosha, Nyakabiga, Bwiza, Buyenzi, Rohero, Kinindo, Musaga et Kanyosha).

II.1.2 Localisation géographique de la zone d'étude

Notre étude concerne la station d'épuration des eaux usées de BUTERERE située au nord-ouest de la ville de Bujumbura à cheval des zones de Ngagara et de BUTERERE.

Elle est frontalière au Nord- Ouest de la commune Mutimbuzi de la Province Bujumbura et à l'Est, la zone Cibitoke.

La figure 9 ci-dessous montre les quartiers de la zone du projet et la station.

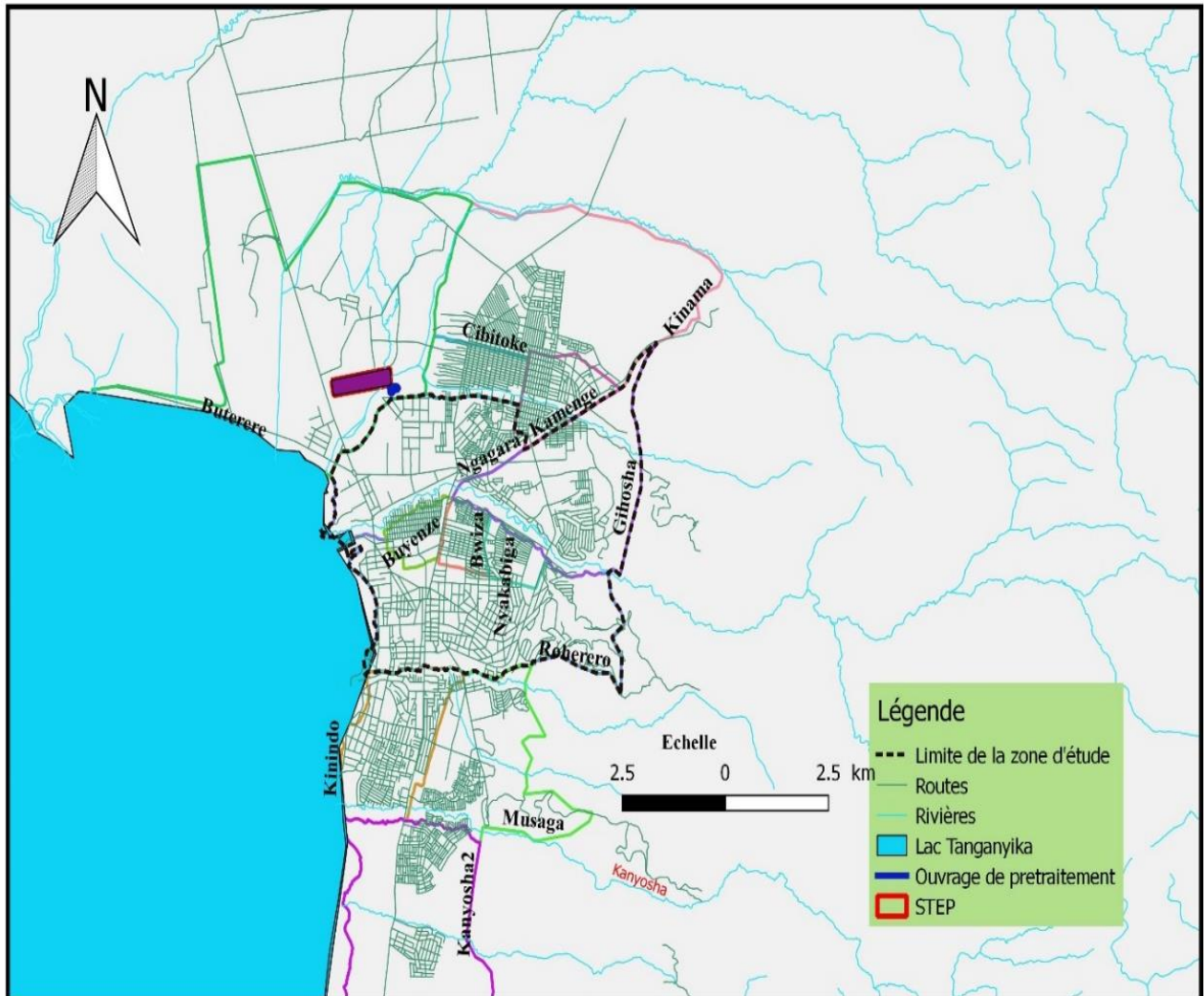


Figure 8: Localisation de la zone du projet

Comme le montre la figure 8, la zone du projet ou raccordée concerne les cinq zones sur 13 qui constituent la ville de Bujumbura et sont partiellement raccordées au réseau de la station d'épuration de BUTERERE. Les industries les plus importantes raccordées au réseau sont les suivantes : Abattoirs – SOGEAB (dans la zone de Gihosha), Brasserie – BRARUDI, Tannerie – AFRTITAN.

II.1.3 Relief et topographie de la ville de Bujumbura

Pour réaliser un projet d'assainissement, les notions de relief et de topographie doivent être préalablement connues pour un site donné.

II.1.3.1 Relief

Ainsi, la ville de BUJUMBURA étant bâtie sur la plaine qui borde le lac TANGANYIKA, se présente sous forme d'un couloir de 4 à 6 km entre le bord du lac à l'ouest et les pentes abritées difficilement constructives des MIGWA à l'Est . Son altitude comprise entre 800 m et 1000m lui confère un niveau relativement bas par rapport à celui de l'ensemble du pays.

On distingue de l'Est et de l'Ouest deux grandes unités de reliefs :

Les contreforts de piémonts formés par des terrains quaternaires très sensibles à l'érosion, la topographie y est accidentée. La plaine à l'Ouest, se trouve entre le niveau du lac 775m et 860 m.

II.1.3.2 Pente

Du point de vue des pentes, on peut définir trois unités :

A l' Ouest : pente inférieure à 5% ; au centre, la pente est comprise entre 5 et 15 % et à l'est , la pente est supérieure à 20 %.(Ntahimpera, 2016).

II.1.4 Aspect démographique

Le recensement de la population de la ville réalisé en 2008 aboutit à une population de 497.166 habitants pour toute la ville de BUJUMBURA. La population lors du recensement de 1990 était de 234.440 habitants. L'accroissement annuel moyen entre 1990 et 2008 est de 4,2%, mais ce chiffre est faussé car il ne tient pas compte de l'élargissement administratif du périmètre de la ville (de 8.652 à 10.461 ha). D'autre part, la guerre civile entre 1994 et 2005 ainsi que les afflux de réfugiés en provenance de la République Démocratique du Congo ou encore les réticences de la population à se faire recenser rendent difficile l'estimation de la population actuelle (PDAEUEB, 2012). En 2020, on estime une population de la ville de Bujumbura d'environ 1127954 habitants (ISTEEBU, 2017).

II.2 Approche méthodologique

La méthodologie utilisée pour arriver aux résultats consignés dans ce travail comporte, en plus de la revue documentaire deux aspects (quantitatifs et qualitatifs).

II.2.1 Revue documentaire

Pour collecter les informations nécessaires afin de bien orienter et cadrer notre étude mais aussi faire la discussion des résultats de la présente étude. Ces informations sont en rapport avec le dimensionnement des ouvrages d'assainissement collectifs en tenant compte de la qualité des effluents de la STEP de BUTERERE.

II.2.2 Sur le plan quantitatif

- ❖ La collecte des données a porté sur les Consommations réelle des usagers et des débits injectés dans les quartiers (Niyongabo, 2006, REGIDESO)

- ❖ Population de la zone du projet (RGPH,1990, 2008, PDAEUEB,2012).

Les paramètres population et consommations nous permis d'avoir les consommations spécifiques (l/hab/j). Ce dernier a permis de faire les projections de consommations de fin 2019

II.2.2.1 Estimation de la population

Le facteur population est un paramètre important et est un élément indispensable sur le plan quantitatif. Ainsi les données de la population tirées dans le recensement de 2008 et celles trouvées dans le plan Directeur de l'Assainissement de Bujumbura de 2012, donnent, dans le présent travail, les estimations de la population du projet pour l'an 2019. Ces dernières interviennent dans la conception et le dimensionnement des ouvrages d'assainissement. L'évolution future de la population à différents horizons est déterminée par la formule suivante : $P=P_0*(1+t_x)^n$.

P : population totale

P_0 : population prise comme référence

t : taux d'accroissement

n : nombre d'années considérées

II.2.2.2 Calcul du débit des eaux usées domestiques du projet

Pour calculer le débit maximal du système, deux principaux variables sont indispensable entre autre la population et les consommations Spécifiques de chaque zone du projet.

Moyennant les deux variables, le calcul des débits devient facile et même le calcul des eaux usées rejetées. Le débit des eaux usées est estimé à 80% de la consommation totale de la population.

Sachant que la dotation hydrique pour la ville de Bujumbura est de 100 l/j/EH (Nsavyimana, 2014), Le calcul des débits est donné par des expressions ci-dessous :

Débit de consommation	: $Q_c = q * N$	(Eq : 31)
Débit des eaux usées	: $Q_{EU} = 80\% * Q_C$	(Eq : 32)
Débit horaire de rejet	: $Q_H = Q_{EU} / 24.$	(Eq : 33)
Débit de pointe	: $Q_P = C_p * Q_{EU}$	(Eq : 34)
Coefficient de pointe	: $C_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_{EU}}$	(Eq : 35)
Débit de pointe	: $Q_p = C_p * Q_{moy}$	(Eq : 36)

Avec :

q : Dotation hydrique (l/j/hab)
 N : Nombre d'habitants

II.2.2.3 Calcul du débit des eaux usées industrielles de la zone du projet

Dans le passé, la consommation industrielle à Bujumbura était dominée par deux grandes entreprises dont la BRARUDI (maximum de 4072m³/j en 1991 et moyenne de 2967m³/j en 2012) et le COTEBU/AFRITEXTILE (maximum de 4096m³/j en 1991 et moyenne de 11 m³/j en 2012) qui à elles seules consommaient plus de 90% du total industriel (Ntahimpera, 2016).

Pour une production escomptée ou projetée, la consommation d'eau dépendra de la consommation spécifique, c'est à dire du nombre d'unités d'eau nécessaires pour produire une unité de produit fini. Le tableau 15 présente les prévisions de consommations des industries connectées à la STEP de BUTERERE qui seront ajoutées avec seules des consommations en eau potables des ménages lors des dimensions des ouvrages d'assainissement collectif.

Tableau 15 : Consommations des industries

Industries	Capacité installée		Consommation spécifique	Consommation maximale	
	Unités	Valeurs/an		m ³ /an	m ³ /j
BRARUDI	hl	2.200.000	0,527	1.159.400	3.176
COTEBU	m ³	20.000.000	0,084	1.680.000	4.603
Reste	-			365.000	1.000
Total				2.347.000	8.779

Source : Ntahimbera,2016

II.2.3 Sur le plan qualitatif

II.2.3.1 Echantillonnage

L'échantillonnage s'est déroulé deux fois pour deux mois c'est-à-dire une fois pour le mois de mars et d'avril. Les analyses ont porté d'une part sur des échantillons d'eaux usées récoltés à des endroits différents de la station :

Le premier échantillonnage : entrée de la station ; le second point : entrée du bassin facultatif (EBF) ; le troisième point : entrée du bassin de maturation (EBM) ; le quatrième point : sortie du bassin de maturation (SBM). Le deuxième échantillonnage a concerné l'entrée et la sortie de la STEP Certains paramètres ont été mesurés *in situ* (pH, température, conductivité, oxygène dissous et TDS). Pour d'autres paramètres néanmoins, des échantillons représentatifs contenus dans les bouteilles de 1,5 l sont placées dans une glacière et transportés au Laboratoire de Chimie et d'Analyses Environnementales (LCAE) de l'Université du Burundi où ils sont conservés dans un réfrigérateur à la température maximale de 4°C pour être analysés avant les 24 heures qui ont suivi l'échantillonnage. Les analyses ont été portée sur : MES, Nitrates, DCO_{non filtrée}, DCO_{filtrée}, DBO_{5nonfiltrée} et la DBO_{5filtrée} des eaux usées .

Que ce soit pour les analyses effectués *in situ* et celle du laboratoire, chacun des paramètres analysés a été réalisé en triple afin de diminuer l'erreur due à la prise d'essai.



Figure 9 : Sites d'échantillonnages



Figure 10 : Equipement de terrain et de transports des échantillons au laboratoire

II.2.3.2 Paramètres et méthodes d'analyses

II.2.3.2.1 Paramètres analysés in situ

Les paramètres analysés in situ ont porté sur la température, la conductivité, l'Oxygène dissous, TDS et le pH. Ces derniers ont été mesurés au moment de l'échantillonnage avec un multi-paramètre portable muni des sondes adéquates et l'oxygène dissous par l'Oxymètre se trouvant dans le laboratoire de la SETEMU.

II.2.3.2.2 Matières en suspension (MES)

Ce paramètre a été mesuré par la méthode classique dont le protocole est repris chez Rodier (2005). En effet, les échantillons (volumes connus) sont filtrés sur des filtres GF/C préalablement séchés à 105°C et tarés. Ces filtres sont ensuite séchés dans l'étuve à 105°C pendant 2 heures, puis pesés.

La concentration des matières en suspension est donnée par l'expression suivante :

$$\text{MES}(\text{mg} / \text{l}) = \frac{1000 * (m_2 - m_1) * f}{V}$$

m_2 = masse du filtre et des résidus après séchage à 105°C (mg), m_1 = masse du filtre vide (mg),
 V = volume de la prise d'essai (ml), f = facteur de dilution.

II.2.3.2.3 Matières décantables

Les matières décantables ont été déterminées avec un cône Imhoff tel que le montre la figure 2.10.

La procédure suit les étapes reprises ci-après :

Prélever un litre d'échantillon d'eaux usées et le verser dans le cône Imhoff. Laisser reposer deux heures en tournant le cône Imhoff d'un ¼ de tour toutes les 30 minutes et noter le volume de matières décantées.



Figure 11: Montage pour déterminer les matières décantables

II.2.3.2.4 Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)

La méthode colorimétrique (ISO 15705) recourant à l'usage d'un minéralisateur (Spectroquant®TR420) et photomètre-lecteur (Spectroquant®NOVA60) a été employée pour la mesure des DCO_{brute} et DCO_{filtrée} (respectivement sur des échantillons bruts et filtrés et cela à l'aide des filtres GF/C). La DCO_{particulaire} s'obtient par la différence entre les deux autres formes

de DCO, mesurées sur des échantillons bruts et filtrés. En ce qui concerne le protocole analytique, cette méthode se réalise en deux étapes :

- Etape de minéralisation avec un bloc chauffant pouvant recevoir 12 tubes. Les tubes avec bouchon vissable et contenant tous les réactifs. Il suffit d'ajouter l'échantillon (2 ml), mélanger, fermer hermétiquement et porter les échantillons à 148 °C dans le minéralisateur pendant deux heures.
 - Etape de lecture au photomètre : le résultat en mgO_2/l , est obtenu par la lecture directe au photomètre à une longueur d'onde de 490 nm. Le témoin sert à régler le 0 de DCO.
- La figure ci-dessous illustre le dispositif expérimental de mesure de la DCO



Figure 12 : Mesure de la DCO : a) Minéraliseur. b) Photomètre Palintest.

II.2.3.2.5 Mesure de la Demande Biochimique en Oxygène (DBO_5)

La détermination de la $\text{DBO}_{5\text{brute}}$ et $\text{DBO}_{5\text{filtrée}}$ a été réalisée en ayant recours aux systèmes OxiTop® en incubant les échantillons pendant cinq jours sous agitation. Le protocole analytique consiste en ce qui suit :

Introduire dans la bouteille Oxitop, un volume v d'échantillon correspondant à la gamme de DBO estimée à partir de la DCO mesurée pour le même échantillon. Placer un capuchon en caoutchouc contenant deux pastilles de soude caustique (NaOH), servant à absorber le CO_2 produit lors de l'oxydation en condition aérobie par les microorganismes présents dans l'échantillon introduit ou dans l'inoculum introduit (lorsqu'on juge que l'échantillon est exempt des microorganismes). Placer la tête Oxitop directement sur la bouteille et fermer. Celle-ci mémorise automatiquement une valeur toutes les 24 heures durant les 5 premiers jours. Au-delà de 5 jours, ces valeurs ne sont pas mémorisées et sont alors relevées quotidiennement. Cette valeur en question donne une indication sur la pression qui règne dans la bouteille oxitop.

Les résultats en Demande Biochimique en Oxygène (DBO) s'expriment en mgO_2/l et s'obtiennent en multipliant la valeur mémorisée (affichée par l'Oxitop) par un facteur de conversion qui est fonction de la gamme de mesure et donc du volume engagé. Celui-ci est fourni par le fabricant. La figure ci-dessous montre le dispositif expérimental de mesure de la DBO.



Figure 13 : Dispositif expérimental de mesure de la DBO

II.2.3.2.6 Détermination de l'azote ammoniacal (N-NH_4^+)

Dans un tube contenant les réactifs palintest pour l'ammonium, on introduit 1 ml de l'échantillon à l'aide d'une pipette, on ajoute 0,5 ml du réactif de Nessler et on agite pendant 3 minutes pour homogénéiser. Après une minute d'attente, une coloration bleue se développe. On procède de la même manière pour le témoin. On effectue la mesure à l'aide d'un photomètre à 420nm, qui donne les résultats en mg/l N . On multiplie par 1,3 pour convertir les résultats obtenus en azote ammoniacal (N-NH_4^+) (Rodier, 2009).

II.2.3.2.7 Détermination des nitrates

Dans un tube test contenant les réactifs pour les nitrates, on ajoute 1 ml de l'échantillon à l'aide d'une pipette. L'échantillon doit être ajouté lentement, sans perturber le contenu du tube. On ajoute une substance en poudre (réactif) à l'aide d'un scoop de taille 1. Le tube est agité doucement cinq ou six fois pour dissoudre et bien mélanger les réactifs et les échantillons. On repose pendant cinq minutes afin de permettre le développement de la couleur jaune. Enfin, on fait une mesure photométrique en suivant les instructions de l'appareil (photomètre palintest). On procède de la même manière pour le témoin en utilisant de l'eau distillée. Les résultats sont exprimés en mgNO_3^-/l (Rodier, 2009).

II.2.3.2.8 Evaluation du rendement épuratoire

Le taux d'abattement de la STEP par rapport à chacun des paramètres indicateurs de pollution a été évalué suivant la formule suivante :

$$\text{Taux d'abattement} = \frac{C_i(x) - C_f(x)}{C_i(x)} * 100 \text{ (Ntakiyica, 2016)}$$

C_i : concentration initiale de X dans l'eau usée

C_f : Concentration finale de X dans l'eau sortant du traitement

X : Paramètre de pollution

II.2.3.2.9 Calcul des charges polluantes

La charge polluante (exprimée soit en DCO, DBO5, MES, etc) est calculée en multipliant le débit mesuré avec la concentration du paramètre pour lequel on veut exprimer cette charge polluante.

$$Ch_p = [X] * Q \quad \text{Exprimé en kg/j}$$

où Ch_p : La charge polluante;

[X]: concentration du paramètre en question ;Q: débit à l'entrée de la STEP

Dans le présent travail la charge polluante DBO₅ a été calculée dans le but de comparer cette charge avec celle qu'avait été dimensionnée.

CHAPITRE III : PRESENTATION ET DISCUSSION DES RESULTATS

III.1 Présentations des résultats

III.1.1 Sur le plan quantitatif

Le tableau 16 illustre l'évolution de la consommation de l'eau dans la zone du projet. Il résulte de la compilation des données en rapport avec la population et la consommation spécifique d'eau potable.

Tableau 16 : Evolution de la consommation d'eau potable dans la zone du projet

Années	Population (habitants)	Consommation d'eau potable (m ³ /j)	Rejet d'eaux usées (m ³ /j)
1990	125796	21388	17111
1991	131079	23980	19184
1992	136585	23147	18518
1993	142321	22463	17970
1994	148299	22198	17759
1995	154527	22873	18299
1996	161018	22647	18118
1997	167780	21483	17186
1998	174827	21393	17114
1999	182170	25576	20461
2000	189821	24125	19300
2001	197793	23429	18743
2002	206101	24753	19803
2003	214757	29391	23513
2004	223777	30895	24716
2005	233175	31572	25258
2006	242969	30265	24212
2007	253173	31928	25542
2008	263807	34781	27825
2009	274887	30886	24709
2010	286432	32733	26187
2011	298462	36718	29375
2012	310997	34953	27962
2013	324059	38450	30760
2014	337670	41947	33557
2015	351852	45972	36777
2016	366630	46948	37558
2017	382028	56984	45587
2018	398073	55934	44747
2019	414792	57306	45845

Source : (Niyongabo , 2006 ; REGIDESO 2020)

III.1.2 Sur le plan qualitatif

III.1.2.1 Résultats des analyses de laboratoire

Après avoir analysé les échantillons, nous présentons les résultats de la première et deuxième campagne d'échantillonnage dans les tableaux 17 et 18 de façon qu'ils soient facilement exploitables pour en déduire le niveau d'épuration de la station d'épuration de BUTERERE.

Tableau 17: Illustrations des résultats de la première campagne d'échantillonnage

Paramètres	ESTEP=EBA	SBA=EBF	SBF=EBM	SBM
T °C	28,5	27,8	27,8	27,3
Ph	8,43	7,67	8,28	9,14
Conductivité en (µs/cm	1617	2600	1778	1468
Oxygénée dissous	0,048	0,034	1,87	5,50
TDS en mg/l	863	1400	949	783
Matières décantables en ml/l	3,5	2,5	0,2	0,1
DCO non filtré en mg d'O ₂ /l	800	375	180	250
DCO filtré en mg d'O ₂ /l	260	100	70	85
DBO ₅ non filtré en mg d'O ₂ /l	440	90	75	70
DBO ₅ filtré en mg d'O ₂ /l	130	32	14	22
N-NO ₃ ⁻ en mg d'O ₂ /l	6,254	1,798	0,7005	0,8569
N-NH ₄ ⁺ en mg d'O ₂ /l	3,672	3,6	2,16	0,288
MES en mg/l	280	80	132	130

ESTEP : Entrée de la Station d'Épuration ; EBA : Entrée Bassin Anaérobie ; SBA : Sortie Bassin Anaérobie ; SBF : Sortie Bassin Facultatifs ; SBM : Sortie Bassin Maturation ; EBM : Entrée Bassin de maturation

Tableau 18 : Illustrations des résultats de la deuxième d'échantillonnage

Paramètres	ESTEP=EBA	SBA=EBF	SBF=EBM	SBM
T °C	28,9	27,8	27,8	26,5
pH	8,20	7,67	8,28	9,30
Conductivité en (µs/cm	1509	1600	1415	1429
TDS en mg/l	810	900	950	762
Matières décantables en ml/l	3,5	2,5	0,2	0,1
DCO non filtrée en mg d'O ₂ /l	660	-	-	310
DCO filtré en mg d'O ₂ /l	290	-	-	110
DBO ₅ non filtré en mg d'O ₂ /l	600	-	-	90
DBO ₅ filtré en mg d'O ₂ /l	280	-	-	80
N-NO ₃ ⁻ en mg d'O ₂ /l	4	-	-	1,25
N-NH ₄ ⁺ en mg d'O ₂ /l	4,62	-	-	1,165
MES en mg/l	300	-	-	70
Coliformes fécaux dans 100 ml	4545,45 UFC	-	-	30 UFC
Coliformes totaux dans 100ml	2200000UFC	-	-	754545,4 UFC

Le tableau 17 et 18 nous montre les résultats des deux campagnes des échantillonnages. Cependant, étant donné qu'un monitoring d'une station d'épuration exige des données de longue période en vue de savoir l'état du système, et par manque des données enregistrées par les gestionnaires de la STEP de BUTERERE, il s'est avéré nécessaire de faire recours aux résultats des autres auteurs qui ont travaillé sur le même site.

Les tableaux 19 et 20 mettent donc en parallèle les résultats obtenus au cours de cette étude avec ceux obtenus par d'autres chercheurs ayant travaillé sur ladite STEP.

Tableau 19 : Distribution des données des différents auteurs en fonction du temps (moyenne entrée STEP)

Paramètres	Unités	Résultats de cette étude (2020)	Ndayishimiye (2016)	Niyungeko(2011)
pH		8,315	9,8	8,07
χ	$\mu\text{S/cm}$	1563	1381,3	
MES	mg/l	295	389	179,55
MVS	mg/l		265,2	
TN	mg/l		155,304	
P.Total	mg/l		23,612	
COT	mg/l		553,901	
DCO _f	mg O ₂ /l	275	399	240
DCO _{nf}	mg O ₂ /l	730	951,1	765
DBO _{5f}	mg O ₂ /l	205	220,6	160
DBO _{5nf}	mg O ₂ /l	520	491	450
N-NO ₃ -	mg d'O ₂ /l	5,127		4,5
N-NH ₄	mg d'O ₂ /l	4,146		4,61
O ₂ dissous	mg d'O ₂ /l	0,079		
Matières décantables	ml/l	1,774		1,5
T(°C)		28,6		28,4

**Tableau 20 : Distribution des données des différents auteurs en fonction du temps
(moyenne sortie STEP)**

Paramètres	Unités	Résultats de cette étude (2020)	Ndayishimiye(2016)	Niyungeko(2011)	Buhungu et al (2018)	Normes de rejet
pH		9,22	8,18	8,56	9,42	6,5-9,5
χ	$\mu\text{S/cm}$	1448,5	798,5		1078,8	≤ 2500
MES	mg/l	100	47,2	126	192,61	≤ 30
MVS	mg/l		43,1			
TN	mg/l		110			
P.Total	mg/l		13,4			
COT	mg/l		67,532			
DCO f	mg O ₂ /l	97,5	53	120		≤ 150
DCO nf	mg O ₂ /l	280	123	170		
DBO5 f	mg O ₂ /l	51	37,5	100		≤ 50
DBO5 nf	mg O ₂ /l	90	45,5	130	139,16	
N-NO ₃ -	mg d'O ₂ /l	1,0535		1,5		≤ 30
N-NH ₄	mg d'O ₂ /l	2,596		0,62	1,86	≤ 15
O ₂ dissous	mg d'O ₂ /l	0,595			0,81	
Matières décantables	ml/l	0,1		1,5		$\leq 0,5$ après 2h de décantation
T(°c)		26,9		27,65	24,54	≤ 30

III.1.2.2 Charges organiques et concentration

Les charges organiques et les concentrations prévues lors de la conception du projet en 1994 ainsi que les prévisions de 2000 et celle arrivant à la STEP de BUTERERE actuelle sont montrés dans le tableau 20. La concentration qu'avait prévue pour traiter dans la zone du projet était de 370 mg/j avec la valeur nominale de 60000 m³ /j et celle existante (40000 m³ /j). En appliquant convenablement les formules du point II.2.3.2.9 permettant de calculer la charge organique, la charge organique réelle devrait être égalées à : 22200 kg/j et 14800 kg/j contre 14733 kg/j et 9180 kg/j figurant dans le manuel du projet(SETEMU, 1990b) .

Tableau 21 : Paramètres de pollution et de conception

Paramètre	Valeur		
	Nominale	Réalisée	Actuelle
Charge hydraulique (m ³ /j)	60000	40000	1000-12000
charge organique kg/j	14733	9180	-
Concentration DBO ₅ mg/j	370	370	370
Concentration DBO ₅ mg/j réelle à traiter (calculé mg/l)	245,5	245,5	-
Charge organique DBO ₅ kg/j	22200	14800	21203

III.2 Discussion des résultats

III.2.1 Sur le plan quantitatif

III.2.1.1 Evolution de la consommation en eau potable

Dans les pays développés où les ouvrages d'assainissement sont bien construits en béton enterrés sans contact avec l'extérieur lors d'un ruissellement des eaux pluviales, les chercheurs du domaine considèrent que les 80% sont des eaux usées générées et rejetées dans le milieu récepteur. Par contre, dans les pays en voies de développement, la consommation est égale aux rejets. Pour notre cas, l'étude montre que si les six zones avaient été raccordées à la STEP de BUTERERE et que la consommation en eau potable est égale aux rejets comme le suggère la littérature, la station devait être remplie en 2014. De plus si les ouvrages auraient été bien construites, la STEP devait être remplie en 2017.

L'étude montre également que la troisième chaîne prévue dans le projet mère, peut être rajoutée. Et par conséquent, le raccordement de tous les ménages desservies est possible puisque le débit entrant à la STEP varie entre 10000 à 12000 m³/j jusqu' en 2019 avec un taux de raccordement de 24 % et 37 % desservie pour la zone du projet (PRO-SEC-EAU., 2012).

La figure ci-dessous montre l'évolution de la consommation dans la zone du projet

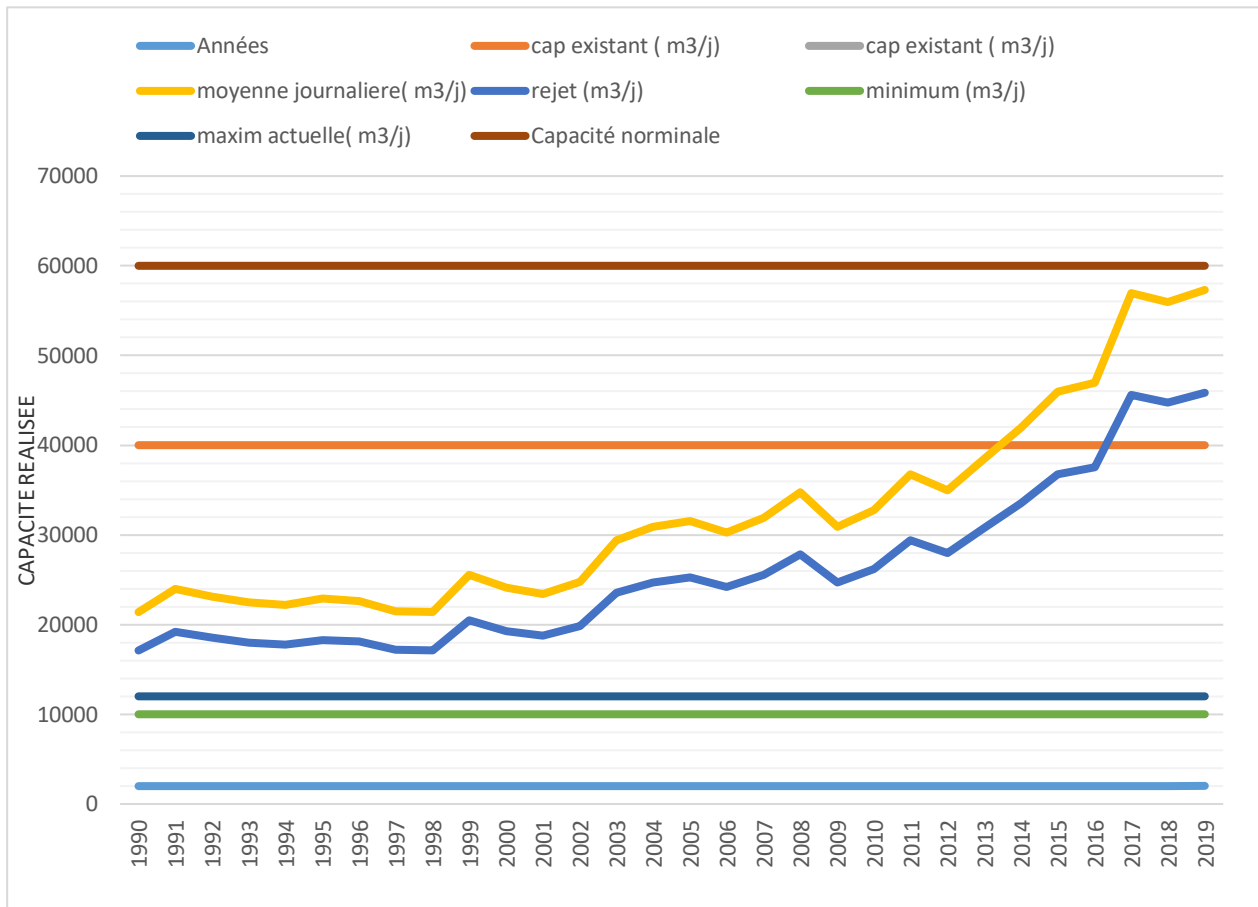


Figure 14 : Evolution de la consommation dans la zone du projet

III.2.1.2 Calcul du débit maximal des eaux usées produites

Comme mentionné plus haut, le débit d'eaux usées (tableau 18) est tiré des statistiques démographiques et de consommation spécifique d'eau potable auxquelles on applique un taux de rejet de 80% en 2019. Dans cette optique, le volume moyen journalier d'eaux usées serait de 45845m³ pour une consommation d'eau potable journalière de 57306m³.

Cependant, pour tenir compte des eaux parasites potentielles, nous supposons, pour le dimensionnement de la STEP et ses ouvrages connexes, que toute la quantité d'eau potable consommée est renvoyée au réseau de collecte, ce qui revient à adopter un taux de rejet de 100%. Le tableau 21 montre le débit maximum de rejet.

Tableau 22 : Débit maximal de rejets dans la zone du projet

Zones du projet	P en 2019 (habitant)	q (l/hab/j)	Q _{EP,moy}		Q _{EU,moy}		C _p	Q _{EU,max} (m ³ /s)
			(m ³ /j)	(m ³ /s)	(m ³ /j)	(m ³ /s)		
1. Eaux usées domestiques								
Buyenzi	72303	36	2602,91	0,0301	2082,33	0,0241	3,05	0,0735
Bwiza	90261	52	4693,55	0,0543	3754,84	0,0435	2,79	0,1214
Nyakabiga	38958	70	2727,08	0,0316	2181,66	0,0253	3,03	0,0767
Rohero	21156	523	11064,60	0,1281	8851,68	0,1025	2,46	0,2522
Gihosha	55540	137	7608,97	0,0881	6087,18	0,0705	2,60	0,1833
Ngagara	60888	140	8524,36	0,0987	6819,49	0,0789	2,55	0,2012
TOTAL	341125	110	37478,00	0,4338	29982,40	0,3470	2,04	0,7079
2. Eaux usées industrielles								
Industries			19828,35	0,2295	15862,68	0,1836	2,25	0,4131
TOTAL			57306,35	0,6633	45845,08	0,5306	2,00	1,0612

Ce tableau montre la population totale de la zone du projet, les consommations spécifiques par zone ainsi que les débits moyens de rejets des eaux usées et les débits maximum affectés de leur coefficient de pointe. Donc le débit d'eaux usées produits dans la zone du projet est 57306 m³/j) actuel si tous les ménages auraient été raccordés.

III.2.2 Sur le plan qualitatif

III.2.2.1 Evolution de la Température

La température de l'eau, est un facteur écologique qui entraîne d'importantes répercussions écologiques. Elle agit sur la densité, la viscosité, la solubilité des gaz dans l'eau, la dissociation des sels dissous, de même que sur les réactions chimiques et biochimiques, le développement et la croissance des organismes vivant dans l'eau et particulièrement les microorganismes (Makhoukh et al., 2011). Elle joue un rôle important dans la nitrification et la dénitrification biologique. La nitrification est optimale pour des températures variant de 28 à 32°C, par contre, elle est fortement diminuée pour des températures de 12 à 15°C et elle s'arrête pour des températures inférieures à 5°C (Rodier, 2009, Metahri, 2012).

Ainsi, concernant les résultats de l'étude, une légère diminution de la température de l'entrée de la STEP à la sortie du bassin de finition s'observe, soit 28,5 à 28,5^{0c} pour les deux les échantillonnages à l'entrée et 27,3 à 26,5^{0c} à la sortie. Cette observation correspond aux observations faites par Niyungeko (2011) qui a trouvé 28,4^{0c} à l'entrée et 27,65^{0c} à la sortie ; et

Buhungu et al (2018) dont le résultat de la sortie est 24,54^{0c} . La température de l'eau en sortie respecte la norme de rejet dans le milieu récepteur naturel fixée à 30 °C (O.M.S, 1985) .

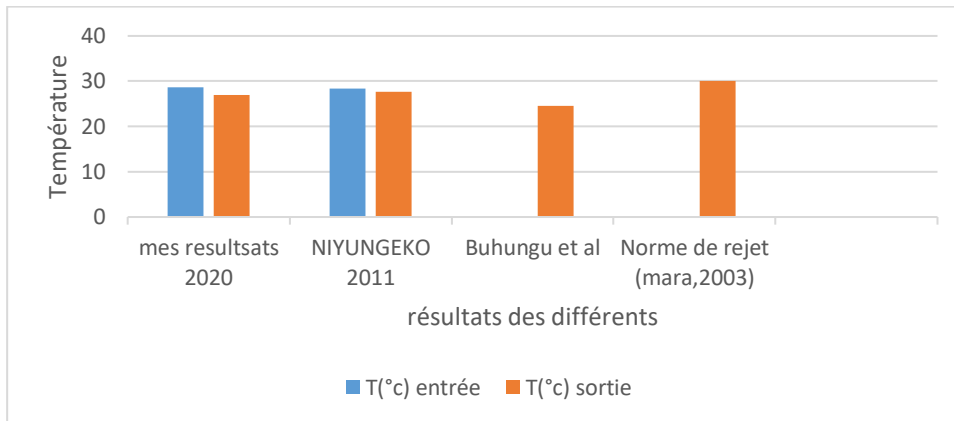


Figure 15 : Evolution de la température au cours de l'épuration

III.2.2.2 Evolution du potentiel Hydrogène (pH)

Le pH présente un petit minimum à l'entrée de 8,20 à 8,42 pour les deux échantillonnages et 9,14 à 9,30 à la sortie de la station et pour tous les résultats des auteurs, le pH est en moyenne de 8,35 (Niyungeko, 2011 , (Ndayishimiye, 2016) sont dans les normes de rejet .Toutefois , pour Buhungu et al (2018), le pH de la rivière Kinyankonge varie entre 7,35 et 9,32 . Ce pH indique l'alcalinité qui est lié à la prolifération des algues trouvés dans le bassin de finition, consommant le CO₂ pendant la journée. La raison d'absence du CO₂ à la surface du bassin perturbe l'équilibre CO₂ , bicarbonates et carbonates et par conséquent les ions bicarbonates et carbonates se dissocient comme suit (Mara, 2003):



Le CO₂ qui en résulte est fixé par les algues et les ions OH⁻ s'accumulent et par conséquent augmentent la valeur du pH.

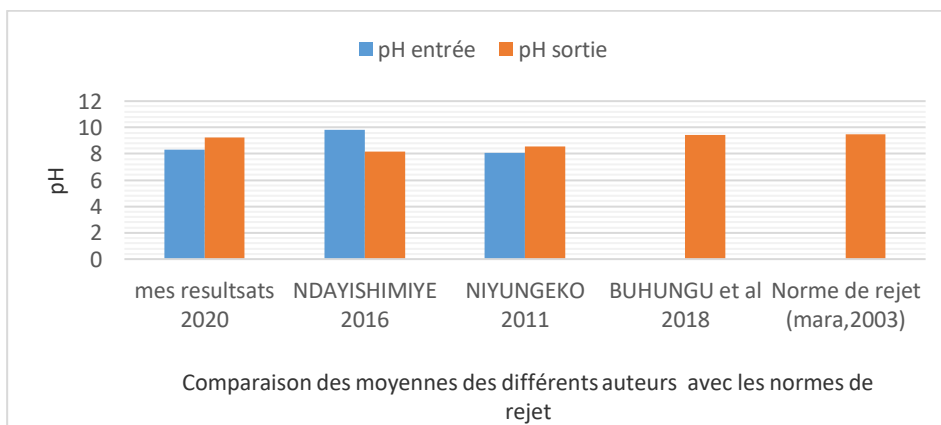


Figure 16 : Evolution des moyennes de pH au cours du temps

III.2.2.3 Evolution de la conductivité

La conductivité traduit le degré de minéralisation globale et nous renseigne sur le taux de salinité (Hamid *et al.*, 2014) . Les valeurs de la conductivité enregistrées au niveau des eaux usées brutes de la station d'épuration de BUTERERE, lors de cette étude varient entre 1617 à 1509 $\mu\text{S}/\text{cm}$ pour les deux échantillonnages à l'entrée et 1468 à 1429 $\mu\text{S}/\text{cm}$ à la sortie. Tandis qu'elles varient entre 1381,3 $\mu\text{S}/\text{cm}$ à l'entrée et 798,5 $\mu\text{S}/\text{cm}$ à la sortie pour l'étude réalisée par Ndayishimiye (2016) et entre 1078,85 $\mu\text{S}/\text{cm}$ à la sortie pour le cas de BUHUNGU et *al* (2018). L'étude montre que la conductivité est dans les normes de rejet $\leq 2500 \mu\text{S}/\text{cm}$ d'après (Mara, 2003).

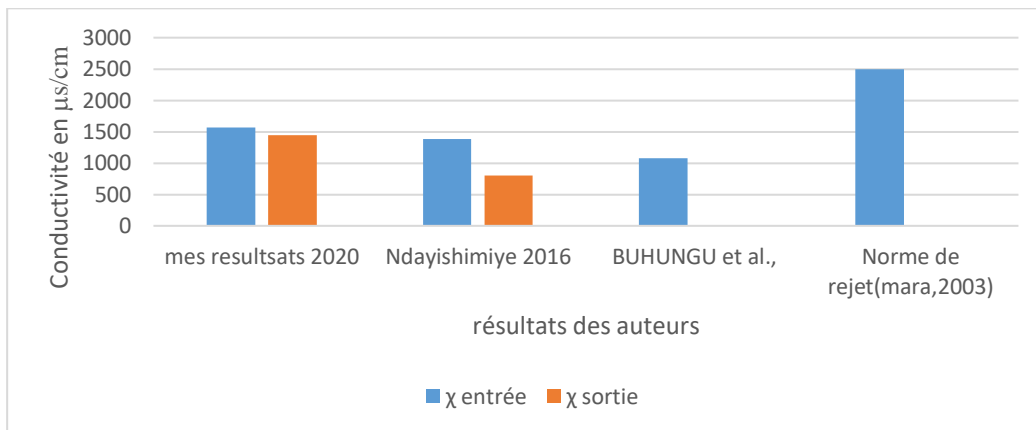


Figure 17 : Evolution des moyennes de la conductivité au cours du temps

III.2.2.4 Oxygène dissous

L'oxygène est l'un des paramètres particulièrement utiles pour l'eau et constitue un excellent indicateur de sa qualité. C'est un des paramètres les plus sensibles à la pollution. Sa valeur nous renseigne sur le degré de pollution et par conséquent sur le degré de l'autoépuration d'un cours d'eau (Makhoukh, 2011).

Les résultats de cette étude montre que la concentration de l'oxygène dissous à l'entrée de la station est presque nulle, en raison de la forte charge organique dans les eaux usées brutes., la dégradation de cette pollution lors de l'épuration nous a conduits à des concentrations assez élevées, comprises entre 0,048mg/L et 5,5 mg/l à la sortie de la station comparable avec celles de (Hamid *et al.*,2014) et est $\geq 6 \text{ mg/l}$ qui est une norme de rejets dans le milieu récepteur (Mara, 2003).

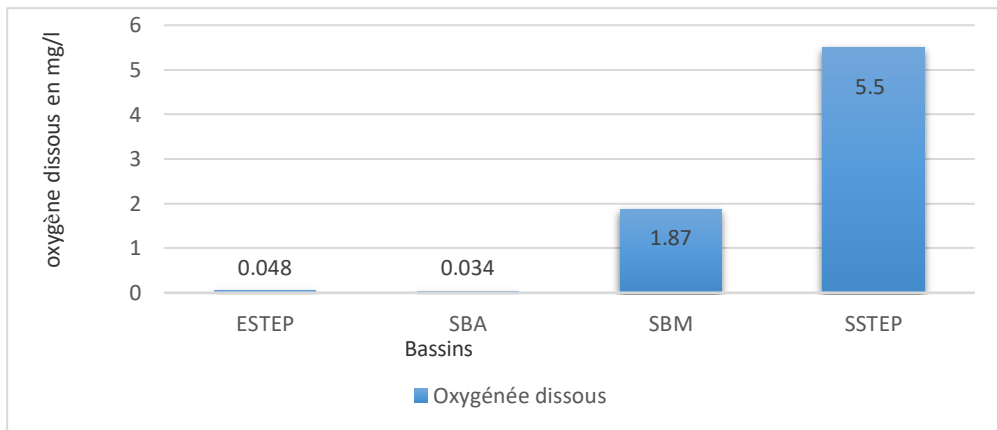


Figure 18 : Variation de l'Oxygène dissous au cours de l'épuration

Les résultats des analyses montrent que les matières décantables sont en quantité faible pour tous les échantillons : Soit 1,774 ml /ml à l'entrée et 0,1 ml /ml à la sortie. Ces résultats sont de 1,5 à l'entrée comme à la sortie chez Niyungeko (2011) En considérant la norme de rejets qui est de 0, 5 ml/ml pendant 2h de décantation (Mara, 2003), les eaux usées de la station de BUTERERE ne sont pas très chargées en matières décantables .

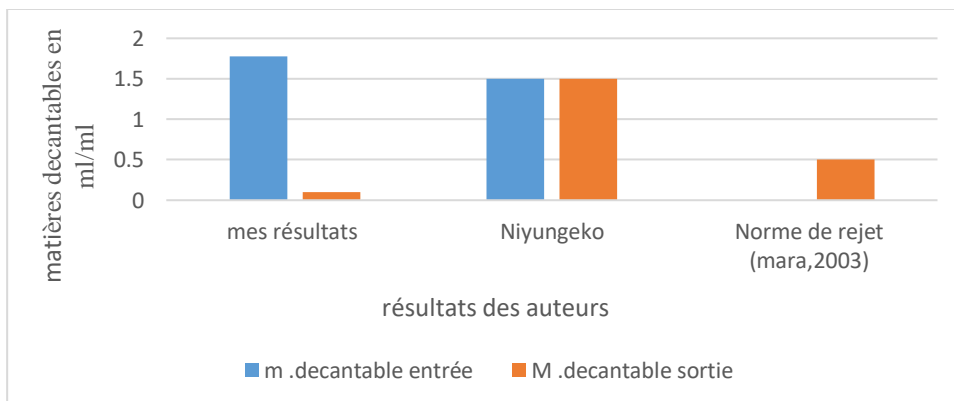


Figure 19 : Evolution des matières decantables au cours de l'épuration.

III.2.2.5. Matières en suspension et matières décantables

Les valeurs des MES enregistrées au niveau des eaux usées brutes de la station d'épuration de BUTERERE, lors de cette étude, varient entre 290 mg/l à l'entrée et 100 mg/l à la sortie. Tandis qu'elles varient entre 389 mg/l à l'entrée et 47,2 sortie pour l'étude réalisée par Ndayishimiye (2016) ; entre 179,55 mg/l à l'entrée et 126 mg/l à la sortie pour l'étude réalisée par Niyungeko (2011) et 192,61 mg/l à la sortie pour le cas de Buhungu et al (2018). L'étude montre que les MES ne sont pas dans les normes de rejets BURUNDAIS (Harerimana et Nindorera, 2013), OMS et Directive de l'Union Européenne (50, 25 et 30 mg/l) qui sont des normes.

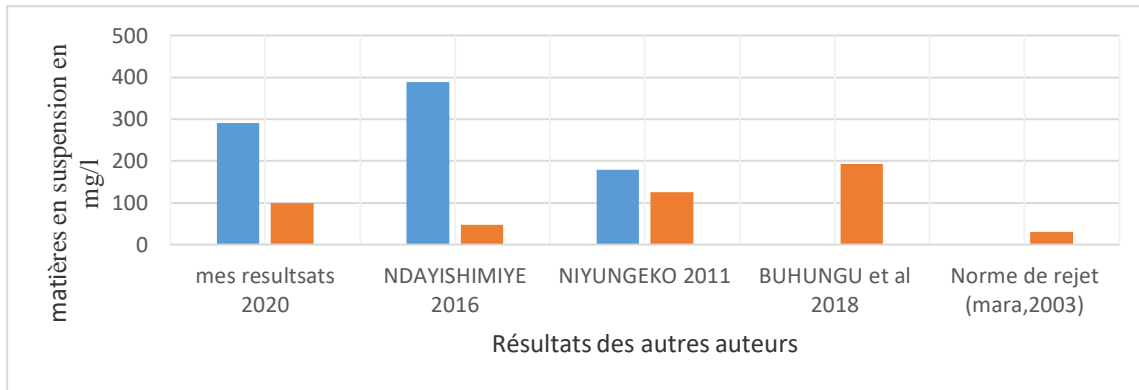


Figure 20 : Evolution des matières en suspension à l'entrée et à la sortie de la station

III.2.2.6 Azote ammoniacal ($N-NH_4^+$) et Azote nitrique ($N-NO_3^-$)

Les résultats de l'analyse montrent que la teneur en azote ammoniacal ($N-NH_4^+$) décroît de l'entrée de la STEP vers la sortie du bassin de finition. La teneur en azote nitrique suit la même évolution que dans le cas de l'azote ammoniacale. Les figures 21 et 22 illustrent la variation de l'azote ammoniacal et de l'azote nitrique au cours de l'épuration.

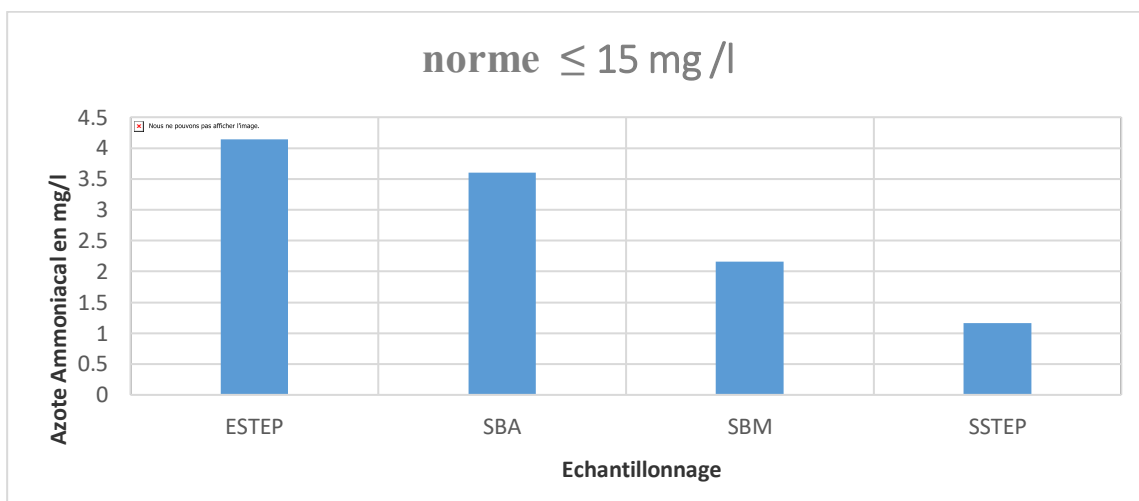


Figure 21 : Variation de l'azote ammoniacal au cours de l'épuration

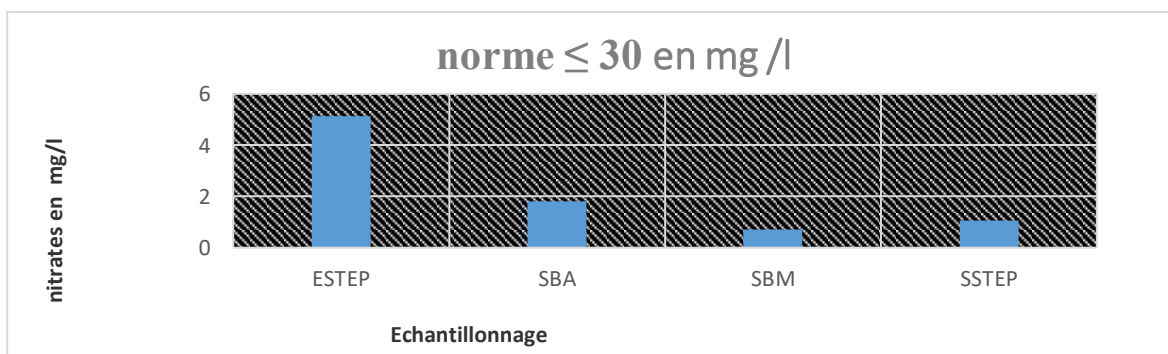


Figure 22 : Evolution de la teneur en azote nitriques au cours de l'épuration

Ces observations trouvent leur explication dans les phénomènes d'ammonification, de nitrification et de nitratisation par les micro-organismes (bactéries nitrifiantes).

Dans les conditions de pH alcalin et de bonne aération, la décomposition des matières organiques libère de l'ammoniac qui se transforme en nitrites et en nitrates.

La diminution de la teneur en nitrates à l'entrée du bassin de finition et à la sortie s'explique par le fait que les algues qui y poussent absorbent les nitrates pour assurer leur survie. La gamme des températures favorables à la nitrification est très large. La limite inférieure serait 5°C alors que la limite supérieure se situerait entre 40°C et 45°C (Gay, 1983; Henze et al, 1996) citée par (Metahri,2012). Dans cette large gamme, les microorganismes nitrifiants présentent une température optimale qui se situe entre 25 et 36°C. Selon le même auteur, les nitrates sont les principaux responsables de l'eutrophisation des milieux aquatiques (N'diaye et al., 2007).

Pour ces deux paramètres, aucun risque de rejeter un effluent qui contient les deux formes d'azotes mais si on dépasse les normes il y aura phénomène d'eutrophisation.

III.2.2.7 Evolution de la Demande Chimique en Oxygène (DCO)

La DCO permet d'apprécier la concentration en matières organiques ou minérales dissoutes ou en suspension dans l'eau, au travers de la quantité d'oxygène nécessaire à leur oxydation chimique totale (Idrissi *et al.*, 2015). Elle est exprimée en mg O₂/l.

Ainsi, les analyses montrent que les valeurs de la DCO enregistrées au niveau des eaux usées brutes et non filtrées de la station d'épuration de BUTERERE varient entre 260 à 290 mg/l pour les deux échantillonnages à l'entrée et 85 à 110 mg/l à la sortie pour la DCO_f et varient entre 660 à 800 mg/l à l'entrée et 250 à 310 mg/l à la sortie pour la DCO_{non f}. Tandis qu'elles varient entre 765 mg/l à l'entrée et 170 mg/l à la sortie pour la DCO_{nf} et varient entre 240 mg/l à l'entrée et 120 mg/l à la sortie pour la DCO_f pour l'étude réalisée par Niyungeko (2011) et varient entre 951,1mg/l à l'entrée et 123 mg/l à la sortie pour la DCO_{nonf}, varient entre 399 mg/l à l'entrée et 53 mg/l à la sortie pour la DCO_f pour l'étude réalisée par Ndayishimiye (2016). L'étude montre que les DCO sont dans les normes de rejets BURUNDAIS et Directive de l'Union Européenne (150, 125 mg/l) (Harerimana et Nindorera, 2013)sauf la norme édictée par l'OMS (90 mg/l) (O.M.S, 1985).

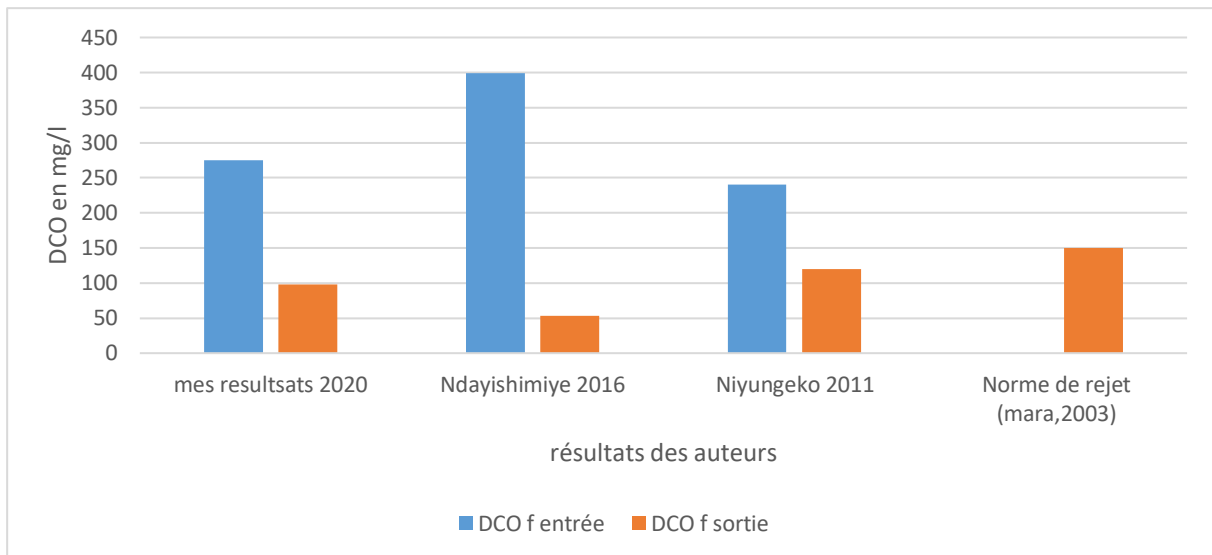


Figure 23 : Evolution de la Demande Chimique en Oxygène filtrée et non filtrée

Signalons que ce paramètre peut être influencé par la teneur en algues dans l'effluent de sortie de la STEP. Or la présente étude a été menée au moment où les bassins avaient été envahis par des plantes flottantes (*pistia stratiotes*), ce qui avait diminué sensiblement la teneur en algues.

III.2.2.8 Evolution de la Demande Biochimique en Oxygène DBO₅

La DBO₅ est une expression pour indiquer la quantité d'oxygène qui est utilisée pour la destruction de matières organiques décomposables par des processus biochimiques (Hamid *et al.*, 2014).

Ainsi, les analyses montrent que les valeurs de la DBO₅ enregistrées au niveau des eaux usées brutes et non filtrées de la station d'épuration de BUTERERE varient entre 130 à 280 mg/l pour les deux échantillonnages à l'entrée et 22 à 80 mg/l à la sortie pour la DBO_{5f} et varient entre 440 à 600 mg/l à l'entrée et 70 à 90 mg/l à la sortie pour la DBO₅ nonf. Tandis qu'elles varient entre 450 mg/l à l'entrée et 130 mg/l à la sortie pour la DBO₅ nf et varient entre 160 mg/l à l'entrée et 120 mg/l à la sortie pour la DBO_{5f} dans l'étude réalisée par Niyungeko (2011) ; et elles varient entre 491mg/l à l'entrée et 45,5 mg/l à la sortie pour la DBO₅nonf et varient entre 220,6 mg/l à l'entrée et 37,5 mg/l à la sortie pour la DBO_{5f} selon l'étude réalisée par Ndayishimiye (2016). Pour l'étude réalisée par de Buhungu *et al* (2018), elle est de 139,16 en DBO₅ nonf à la sortie du bassin de maturation. De plus, la concentration élevée en DBO₅ trouvée à l'entrée est dû à l'alimentation en discontinue et à un débit insuffisant ainsi que la quantité des boues dépotées à ladite STEP.

De ce qui précède, l'étude montre que les valeurs de la DBO₅ filtrée à la sortie de la STEP dépassent les normes de rejets BURUNDAIS, Directive de l'Union Européenne et l'OMS (30,22 et 25 mg/l d'O₂). Ces constants permettent de dire que la station ne fonctionne pas convenablement par rapport à la DBO₅. La figure ci-dessous illustre ces évolutions.

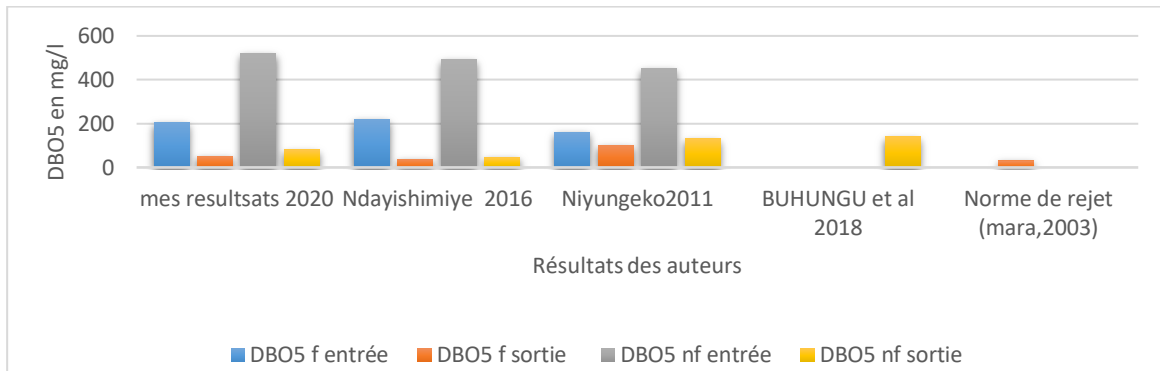


Figure 23: Evolution de la Demande Biochimique en Oxygène filtrée et non filtrée

III.2.2.9 Coefficient de biodégradabilité des effluents

Selon Boutayeb & Bouzidi (2012), le coefficient de biodégradabilité est calculé par le rapport DCO/DBO₅, et dépend de la nature et l'origine des eaux usées qui peut être domestiques et industrielles. Généralement, la ratio DCO/DBO₅ pour les eaux usées domestiques brutes est compris entre 1,25 et 2,5.

En effet, lors de cette étude les valeurs de biodégradabilités varient entre 1,34 à l'entrée et 1,91 à la sortie. Tandis qu'elles varient entre 1,80 à l'entrée et 1,41 à la sortie pour l'étude réalisée par Ndayishimiye (2016) et entre 1,04 à l'entrée et 1,2 à la sortie pour le cas de Niyungeko (2011). Ces variations sont reprises dans le tableau 22.

Tableau 23 : Rapport DCO/DBO₅ entrée et sortie STEP de BUTERERE

Auteurs	Ratio DCO/DBO ₅ entrée STEP	Ratio DCO/DBO ₅ sortie STEP
Les résultats de cette étude	1,341	1,912
Ndayishimiye (2016)	1,809	1,413
Niyungeko (2011)	1,045	1,200

La ratio DCO/DBO₅ entrée de la STEP montre que les matières oxydables sont constituées en grande partie de matières fortement biodégradable parce que $k < 1,5$ sauf pour les résultats de Ndayishimiye (2016). Pour ce fait, le ratio à la sortie STEP prouve que les matières oxydables sont moyennement biodégradables c'est-à-dire $1,5 < K < 2,5$.

D'une façon générale le coefficient K très élevé traduit la présence dans l'eau d'éléments inhibiteur de la croissance bactérienne, tels que, les sels métalliques, les détergents, les phénols, les hydrocarbures etc. La valeur du coefficient K détermine le choix de la filière de traitement à adopter. L'étude montre que l'effluent est biodégradable, D'où l'intérêt d'appliquer un traitement biologique aux usées dans cette station.

III.2.3 Evaluation des charges de dimensionnement

Un meilleur fonctionnement du procédé de traitement biologique est assuré lorsque les charges sont inférieures à 500 kg DBO₅/ha/j. Dans ce cas, il est conseillé d'adopter une charge maximale admissible de 500 kg DBO₅/ha/j (400 mg DBO₅/l), pour éviter tout risque de remontée excessive de boues (Koné, 2002) . Le temps de séjour varie en fonction du débit à traiter et le volume des bassins.

En effet, les résultats trouvés en rapport avec la concentration de l'effluent à l'entrée de la STEP de BUTERERE sont de 520 mg/l en DBO₅. La Charge admissible calculée quant à elle, varie entre 360, 331 et 264 kg DBO₅/ha/j de l'entrée du bassin anaérobie jusqu' à la sortie du bassin de maturation. La charge appliquée varie entre 517, 934 et 115 DBO₅ kg/ha/j. La constante cinétique de dégradation de la DBO₅ à un débit entrant actuel de 30376 m³/j varie entre (kT = 0,19 ,0,69 et 0,11 j⁻¹) dans les trois bassins de la station d'épuration de BUTERERE (annexe 11) .

III.2.4 Dimensionnement des ouvrages d'une STEP

III.2.4.1 Dimensionnement des ouvrages de prétraitement

1⁰ Dimensionnement d'un dégrilleur fin et grossier

Les calculs relatifs au dégrilleur consistent à déterminer la surface de la grille nécessaire à l'élimination des matières volumineuses puis la largeur associée. Ce sont des grandeurs qu'il nous faut pour n'importe quel type de dégrilleur (Ntahimpera, 2016).

Cas d'un dégrilleur fin

Dégrillage (fin et grossier)

Pour le calcul de la largeur de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER. Les expressions utilisées lors du dimensionnement des grilles sont données par :

$$L = \frac{S * \sin\alpha}{h_{max} * (1 - \beta) * \sigma}$$

$$\beta = \frac{d}{(d+e)}$$

$$S = \frac{Q_{pts}}{v}$$

$$\Delta H = \delta \left(\frac{d}{e} \right)^{\frac{4}{3}} \frac{v^2}{2g} \sin \alpha$$

Le débit de dimension a été trouvé dans le tableau 23. Ce dernier montre un débit maximal de rejets dans la zone du projet qui est estimé à 57306 m³/j (0,66 m³/s).

Le tableau 23 montre les résultats trouvés avec les expressions ci-haut citées en la comparaison des dimensions existantes d'un dégrilleur fin et grossier.

Tableau 24: Comparaison des dimensions calculées et celles existantes pour les dégrilleurs

paramètres	Dimensions existantes (0,46 m ³ /s)		Dimensions calculées (0,66 m ³ /s)	
	Fin	Grossier	Fin	Grossier
v (m/s)	0,6	0,8	0,6	0,8
Q _{pts} (m ³ /s)	0,46	0,46	0,66	0,66
S (m ²)	0,77	0,575	1,11	1,2
H (m)	1	1,2	1	1,2
α	90	90	90	90
e(cm)	3	8	3	8
d(cm)	1	2	1	2
β	0,25	0,2	0,25	0,2
σ	0,25	0,5	0,25	0,5
l (m)	8,5	2,5	8,5	2,5
δ	2,42	2,42	2,42	2,42
ΔH	0,0102	0,0124	0,0102	0,0124

Les résultats figurant dans le tableau 23 montre que le débit d'un dégrilleur calculé est supérieur au débit du projet réalisé soit 0,66 m³/s contre 0,46 m³/s. Cela montre que la surface augmente en fonction du débit à traiter soit 1,11 m² contre 0,77 m² pour un dégrilleur fin et 1,2 m² contre 0,57 m² pour un dégrilleur grossier. Les résultats calculés sont en noir tandis que les autres sont fixés à priori selon la méthode de KIRSCHMER.

2⁰ Dimensionnement du dessableur et déshuilage

Le dimensionnement du bassin de dessableur-déshuileur ,pour qu'il y ait sédimentation des particules selon (ROUABAH ,2008) cité par (Kamel *et al.*, 2015) , il faut que l'inégalité suivante soit vérifiée :

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s}$$

D'où :

V_e : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est $0,2 < V_e < 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$)

V_s : la vitesse de sédimentation (vitesse est de $40 < V_e < 70 \text{ m}^3 / \text{m}^2/\text{h}$)

L : Sa longueur(m)

H : Sa profondeur (m)

$$L/H = (10 \text{ à } 15)$$

Le temps de séjour compris entre 3 à 10 minute au débit de pointe

$$H = (1 \text{ à } 2.5) \text{ m}$$

En se référant sur les valeurs trouvés dans la littérature, le dimensionnement d'un dessableur-déshuileur exige le calcul des paramètres suivants :

- Volume du dessableur = $Q_{pts} * T_s$
- Surface horizontale = $Sh = V/H$
- La longueur = $L/H=10$
- Le largeur = S_h/L

En plus de cela, il faut tenir compte de la forme du dessableur, pour notre cas, a une forme rectangulaire

Le tableau 24 montre la comparaison des dimensions calculées et celles existantes d'un dessableur-déshuileur. Le débit de dimensionnement se trouve dans le tableau 21 en comparaison avec celle de dimensionner.

Tableau 25 : Comparaison des dimensions calculées et celles existantes d'un dessableur-déshuileur

paramètres	Dimensions existantes (0,46 m ³ /s)	Dimensions calculées(0,66) m ³ /s)
l (m)	10,35	14,85
L (m)	20	20
H (m)	2	2
$V_e(\text{m/s})$	0,3	0,3
$V_s(\text{m/s})$	0,014	0,014
$T_s \text{ min}$	15	15
$Q_{pts}(\text{m}^3/\text{s})$	0,46	0,66
v(m³)	414	594
Sh	207	297

Vérification de la condition de dimensionnement :

$10 < 21,42$  la condition de dimensionnement est bien vérifiée

Les résultats figurant dans le tableau ci-dessus montrent que le débit d'un dessableur calculé est supérieur au débit du projet réalisé soit $0,66 \text{ m}^3/\text{s}$ contre $0,46 \text{ m}^3/\text{s}$. Cela montre que la surface horizontale augmente en fonction du débit à traiter soit 297 m^2 contre 207 m^2 et le volume du bassin soit 594 m^3 contre 414 m^3 . Ces résultats montrent que la surface disponible est inférieure à celle qu'avait été dimensionnée la STEP de BUTERERE mais en réalité le débit de dimensionnement n'est jamais atteint jusqu'à présent. L'étude montre que ladite STEP est sous-exploitée et que le raccordement des quartiers de la zone du projet est nécessaire.

III.2.4.2 Dimensionnement des bassins d'un lagunage

1° Dimensionnement réaliste des bassins

Ce dimensionnement s'applique aux bassins de lagunage avec les mêmes données à l'entrée que précédemment c'est-à-dire le débit entrée. Les calculs relatifs aux ouvrages dits annexes restent inchangés.

La station de BUTERERE avait été dimensionnée avec un débit de $40000 \text{ m}^3/\text{j}$ capacité réalisée mais les résultats montrent que le débit réel est de $30367 \text{ m}^3/\text{j}$. Cette différence trouve sa justification dans le fait qu'on n'a pas tenu compte du bilan hydrologique lors de la conception du projet et dans les erreurs de calculs des charges de dimensionnement. La concentration et la température considérées dans le présent travail est de 400 mg/l et 24°C pour le mois le plus froid au Burundi Niyongabo(2006).

Le deux tableaux 25 et 26 montrent les dimensions réalisées et ceux trouvées par nos calculs en utilisant les formulés connues.

Tableau 26 : Dimensions existantes

Dimensions	Types de bassin			Total
	Anaérobies	Facultatifs	Maturation	
Surface (ha)	2,70	15,84	21,93	40,47
Volume (m^3)	54000	237600	219300	510900
Temps de séjour (j)	1,35	5,94	4,98	12,27

Les expressions utilisés pour trouver les dimensions requises sont trouvées au point I.3.2 dans la partie théorique de notre travail. A titre illustratif voici quelques-unes :

❖ **Bassins anaérobies**

$$\lambda_V = \frac{C_e Q}{V_{BA}}$$

$$t_{BA} = \frac{V_{BA}}{Q}$$

$$A_A = \frac{C_e Q}{\lambda_V H_A}$$

❖ **Bassins facultatifs**

La charge surfacique constitue dans le cas des bassins facultatifs le critère de base pour le dimensionnement : La surface des bassins facultatifs S(F) est donnée par la formule suivante

$S(F) = \text{charge DBO}_5 \text{ à la sortie des bassins anaérobies} / \text{charge surfacique } C_s$

$$Q_{BF} = Q_{BA} - 0,001 * e * S_{BA}$$

Tableau 27 : Dimensions calculées

Dimensions	Types de bassin			Total
	Anaérobies	Facultatifs	Maturation	
Surface (ha)	2,31	18,45	21,93	42,69
Volume (m ³)	46220,20	276803,98	219257	542281,16
Temps de séjour (j)	1,52	9,11	7,11	17,85

Les dimensions des bassins calculées dans cette étude sont différentes à celles existantes de la STEP de BUTERERE. Cette étude montre que la station est surdimensionnée et par conséquent sous exploitée en tenant compte du débit de dimensionnement (40000 m³ /j) en comparaison avec celle calculée qui est 30367 m³ /j. L'étude montre que lors de la conception du projet la charge à traiter était inférieure celle exigée et mais qu'on n'a pas suivi les règles de l'art dans le dimensionnement des bassins d'un lagunage naturel c'est-à-dire du temps de séjour de chacun bassins et la charge réelle à appliquer.

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATION

Conclusion générale

- Le travail a été réalisée dans le but d'établir le monitoring de la station d'épuration de BUTERERE et ses ouvrages connexes pour dégager des résultats et des recommandations qui serviront de modèle aux décideurs politiques pour la gestion des

eaux usées produites dans la ville de Bujumbura. Pour atteindre cet objectif global, des objectifs opérationnels ont été émis, à savoir :

- Etablir le bilan de la consommation de l'eau en vue de savoir la quantité des eaux usées générées en considérant la population des zones du projet ;
- Evaluer les performances épuratoire de la station d'épuration de BUTERERE par la mesure de quelques paramètres de référence (physico-chimiques, de pollutions et bactériologique) servant dans le dimensionnement ;
- Comparer les dimensions calculées par rapport à celles existantes.

Les principaux résultats obtenus montrent que :

- La station d'épuration de BUTERERE ne fonctionne pas correctement, du fait notamment de l'alimentation en discontinue et du débit entrant insuffisant.
- Malgré ses 25 ans d'existence, la station d'épuration reste de nos jours sous exploitée car le taux de raccordement est très faible. Sa capacité aurait été dépassée en 2017 si tous les quartiers de la zone du projet avaient été raccordés au réseau d'assainissement.
- Les résultats d'analyse obtenus à la sortie du bassin de maturation sur les MES (100 mg/l et la DBO₅ (51 mg/l) à la sortie de la station sont élevés par rapport aux normes de rejet dans le milieu récepteur. Les valeurs obtenues pour l'azote nitrique (1,5 mg /l) et l'azote ammoniacal (0,62 mg/l) sont conformés aux normes de rejets Burundais et Internationaux.
- En tenant compte de la qualité des eaux usées brutes et des normes de rejet, le débit pouvant être traité par la station, dans sa configuration actuelle, est de 30376 m³/j, valeur inférieure aux 40000 m³/j de capacité supposée (valeur de dimensionnement).
- La construction de la troisième chaîne de traitement est donc nécessaire, en prévision d'un rehaussement probable du taux de raccordement.

Il s'en suit alors de préciser que l'horizon de planification peut être déterminée en considérant comme année de référence, l'an 2020.

Pour ce, les conclusions tirées dans ce travail ne peuvent aucunement prétendre être définitives car les mesures sont trop limitées dans le temps.

C'est pourquoi il serait intéressant de séparer les boues de vidanges dépotées à l'entrée de la STEP de BUTERERE et cela demander des travaux supplémentaires.

Suggestions

La gestion des ouvrages d'assainissement collectif est un domaine que fait appel à plusieurs acteurs en vue d'agir ensemble et arriver à des résultats souhaités. Je ne peux me hasarder de terminer cette étude sans formuler quelques suggestions:

❖ A L'OBuha

1. Faire une étude de la géolocalisation des quartiers desservies et raccordées en vue de favoriser les raccordements nouveaux.

2. Disposer d'un laboratoire pour faire des mesures sur la qualité des effluents entrant et sortant de la STEP au moins deux fois par semaine. Un budget conséquent doit être prévu
3. Chercher l'endroit pour le traitement des boues de vidange en provenance des ouvrages d'assainissement non collectif (fosses septiques, latrines traditionnels etc...)
4. Evaluer la quantité des boues qui sont disponible dans les bassins et effectuer le curage si nécessaire.
5. Obliger toutes les industries raccordées d'avoir un système de prétraitement pour s'assurer de la qualité de l'effluent envoyé dans la station d'épuration.
6. Sensibiliser la population de la ville de Bujumbura sur l'importance de se raccorder à la station d'épuration

❖ **Aux usagers**

1. Se connecter aux réseaux d'évacuations des eaux usées pour une bonne santé et dénoncer les responsables des raccordements sauvages
2. Eviter de canaliser les eaux pluviales dans les égouts d'eaux usées parce que cela augmente la charge hydraulique de la STEP et réduit le temps de séjour

❖ **Au gouvernement du BURUNDI**

1. De doter des moyens nécessaires tant matériels que humains à OBUHA (SETEMU) enfin qu'ils vaquent aisément à leur mission.
2. Réglementer le domaine d'installation des industries en vue de protéger l'environnement et faire des prétraitements avant d'évacuer vers la station d'épuration.
3. Disposer pour chacune des trois communes une station d'épuration de type lagunage naturel ou autres selon les moyens disponibles.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abderahim, Dahou, Brek Adem, Zeghdi Saad, Bebbah Ahmed, Abdelhafid Hammadi, Belkacem Zobeidi , 2013 : *Lagunage aère en zone aride performance épuratoires cas du (Région d'Ouargla)*, mémoire de Master académiques, spécialité : Génie de l' Environnement. Université Kasdi Merbah Ouargla Faculté des Sciences de Technologie et Sciences de la matière ,90 p.
- Bendaas A.,2016 : *Analyse de la filière boue de la station d'épuration d'ain beida* (W. Oum El Bouaghi) : Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du Diplôme Master en hydraulique option: Hydraulique Urbaine, Université Larbi Ben m'hidi ,Faculté des Sciences et Sciences Appliquées,168p.
- Bigumandondera P., 2014 : *Etude de l 'Assainissement non Collectif en Afrique Subsaharienne : Application à la ville de Bujumbura*. Thèse de Doctorat , Université de Liège , Faculté des Sciences ,Unité Assainissement et Environnement,279p.
- Bonnin J.,1977: *Hydraulique Appliquée aux Agglomérations de petite et moyenne importance* , Editions Eyrolles, Paris.
- Bourrier R., 1997 : *Les Reseaux d'assainissement : Calcul , Applications , Perspectives , Tec Et Doc* ,Paris.
- Boutayeb M & Bouzidi A. ,2012 : *Epuration des Eaux Domestiques par Lagunage Naturel dans Cinq Stations d'épuration de la Région de la Chaouia Ouargla-Maroc*. *Revue Nature et Technologie*, Pp.48-61.
- BRIERE F.G., 1985: *Distribution et Collecte des Eaux Usées* , Paris.
- Brissaud F., 1997: *L'utilisation des Eaux Usées épurées en irrigation* Office International de l'Eau ,France.
- Buhungu S ., Montchowui E ., Barankanira E ., Sibomana C., Et Bonou C.A.,2018 : *Caractérisation spatio-temporelle de la qualité de l ' eau de la Rivière Kinyankonge , affluent du Lac Tanganyika , Burundi*. *International Journal Of Biological And Chemical Sciences* 12 (February): 576–95. [Http://Indexmedicus.Afro.Who.Int](http://Indexmedicus.Afro.Who.Int).
- Gaid,1993 :*Traitement des eaux usées urbaines, techniques de l'ingénieur*, C5220, éditions R T.I., paris, france.
- Hachem O EL. 2012 :*Traitement des eaux usées par lagunage naturel en milieu désertique (Oasis de Figuig : Performances épuratoires et aspect phytoplanctonique*, Thèse de Docteur en UFR : Production Végétale ,Spécialité: Ecologie Végétal. Université Mohammed Premier , Faculté des Sciences Oujda,140p.

- Hamid Chaouki, Elwatik Lahcen, Ramchoun Yousse, Fath-Allah Rachid, Fathallah Zhor, El Midaoui Azzeddine Hbaiz Et El Mahdi ,2014 :*Etude des performances épuratoires de la technique du lagunage aéré appliquée à la station d ' épuration de la ville d ' Errachidia - Maroc* 10 (2): 173–83. [Http://Www.Afriquescience.Info](http://Www.Afriquescience.Info).
- Idrissi Youssef Azami, Nabil Darwesh, Isslam Belhaili, Abdellah Lachheb Achheb, Ali Alemad Et Khadija Elkharrim ,2015 : *Etude des performances épuratoires de la technique de lagunage naturel de la station d ' épuration des eaux usées domestique de la ville d ' Azilal -MAROC. International Journal Of Innovation And Applied Studies* 13 (3): 507–17. [Http://Www.Ijias.Issr-Journals.Org/%0aetude](http://Www.Ijias.Issr-Journals.Org/%0aetude).
- ISTEEBU, 2008 : *Recensement général de la population et de l'habitat. Ministère de l'intérieur, Bujumbura*
- Koné D., 2002 :*Epuration des eaux usées par lagunage à microphytes et à macrophytes en Afrique de l'Ouest et du centre: Etat des lieux, performances épuratoires et critères de dimensionnement*. Phd. Thèse Numéro 2653, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (Suisse), Fondation Universitaire Luxembourgeoise, Arlon, Belgique et de Nationalité Ivoirienne des Sciences et Ingénierie de l'Environnement Naturel, Architectural et Construit,194p.
- Harerimana C.& Nindorera D.,2013 : *Elaboration d'un projet d'Ordonnance ministérielle fixant les normes de rejet des eaux usées domestiques et industrielles au Burundi*. rapport final , 54p.
- Lachapelle-Trouillard X., 2017 : *Critères de dimensionnement et d'opération d'un procédé de traitement des eaux usées municipales par plantation de saules à croissance rapide en climat québécois*. Mémoire présenté en vue de l'obtention du Diplôme de maîtrise en Sciences Appliquées, Ecole Polytechnique de Montréal , Génie civil: Géologie et des Mines ,250p.
- Lamyae, BOUGHANZAI, MERZOUKI Mohammed, And OUZINA Ahmed. 2012 : *Dimensionnement d'une station d'épuration de type lagunage naturel au centre d'Ain Cheggag, Fès, Maroc. Revue Agrobiologia* 2012; 2 (29–33): 5.
- Makhoukh M Sbaa, Mohamed Ali, Berrahou Van Clooster, M. 2011 : Contribution à l'étude physico-chimique des eaux superficielles de l'Oued Moulouya (Maroc Oriental). *Larhyss Journal* 09 (1112–3680): 149–69.
- Mara D., 2003 : *Domestic Wastewater Treatment in Developing Countries*. Www.Earthscan.Co.Uk, 312p.
- Messaoud D., 2014 :*Prévision du taux d ' échec avec les réseaux neurones artificiels dans une station de traitement des eaux résiduaires* ,Thèse présentée en vue de l'obtention du Diplôme de Doctorat en Sciences Spécialité:République Algérienne Démocratique et Populaire.

- Metahri M S., 2012 : *Elimination simultanée de la pollution azotée et phosphatée des eaux usées traitées, par des procédés mixtes. cas de la Step est de la ville de Tizi-Ouzou* Thèse de Doctorat, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Faculté des Sciences Biologique.
- Mourou M., 2014 : *Avant-projet sommaire de conception et de dimensionnement d'un réseau d'égout et d'une station d'épuration pour l'assainissement collectif des eaux usées de la rive gauche de la ville de kayes au Mali*. Mémoire de Master, Sciences et Gestion de l'Environnement, Université de Liège, 120 P.
- N'diaye, Abdoulaye Demba, Khadijettou Mint Mohamed Salem Et Mohamed Ould Sid'ahmed Ould Kankou , 2007 : *Contribution à l'étude de la qualité physico- chimique de l'eau de la rive droite du fleuve Sénégal, Larhyss Journal* 12 (2013): 71–83.
- Ndayishimiye C.,2016 : *Evaluation des performances épuratoires actuelles de la station d'épuration de Buterere* , Mémoire de Licence , Université du Burundi /Faculté des Sciences , 74p.
- Niyongabo H., 2006 : *Intégration des enjeux social et quantitatif pour la maîtrise de l'assainissement liquide en Afrique tropicale : Application à la ville de Bujumbura*. Ph.D. Thesis, Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, 293p.
- Niyungeko C., 2011 : *Evaluation de l'efficacité épuratoire de la station de lagunage de Buterere*. Mémoire présenté en vue de l'obtention d'un Diplôme de Master Complémentaire en Sciences de l'Environnement , Université du Burundi, 71p.
- Nsavyimana G., 2014 : *Modélisation des processus physiques et biologiques dans des fosses septiques et voies de valorisation des boues de vidange : Application à Bujumbura-Burundi*. Thèse de Doctorat, Sciences et Gestion de l'Environnement, Université de Liège, 427 P.
- Ntahimpera J C. ,2016 : *Diagnostic du réseau d'assainissement collectif des eaux usées dans les cinq communes raccordées à la station d'épuration de Buterere* , Mémoire de l'Ingénieur Civil en Génie Civil , Université du Burundi , Faculté des Sciences Appliquées ,77p .
- Ntakiyica A.,2016 : *Evaluation des performances des ouvrages d'assainissement installés dans la ville de gitega et leurs impacts sur la rivière nyabugogo*. Mémoire de Master Complémentaire, Université du Burundi,68p.
- PDAEUEB , 2013 : *Plan Directeur d'Assainissement des Eaux Usées et des Excrétas de Bujumbura* Rapport de Mission I : Volume 1 : Résumé Volume 2 : Rapport Volume 3 : Annexes Volume 4 : Plans.
- Rodier J.,1984 : *L'analyse de l'eau, Eaux Naturelles, Eaux Résiduaires, Eaux de Mer*, 7^{eme} Edition, Dunod, Paris.

Rodier J. ,2009 : *L'analyse de l'eau. 9e Édition. DUNOD (Éditeur), Paris, Fr*

Sadowski , 2002 : *Traitement des Eaux Usées Urbaines, CIRSEE, ENGEES, Strasbourg, France.*

PRO-SEC-EAU , 2012 : *Programme Sectoriel Eau (PRO - SEC - EAU) Composante 3: AEP et Assainissement en Milieu Urbain (« Renforcement de la Gestion de la REGIDESO et des SETEMU »)*2007.2194.4-002.00. Bujumbura -Burundi: SETEMU.

SETEMU ,1990b : *Evacuation des eaux usées de la ville de Bujumbura, Partie B, Rapport Final.*

Shilton,Walmsley N., Pearson H., Paterson C., Curtis T., Craggs R., Davies-Colley R. et Mara D., 2005 : *Pond Treatment Technology, IWA Publishing, London, Seattle, 479p.*

ANNEXES

Annexe 1 : Résultats trouvés par (Niyungeko, 2011)

Paramètres	EB1	EB2	EB3	SB3	Norme de rejet
T(°C)	28,4±0,09	27,9±0,09	27,7±0,05	27,5±0,05	30
pH	8,07±0,06	7,81±0,09	7,9±0,056	8,56±0,03	9
M.décantables(ml/l)	1,5	0,9	0,8	0,5	
MES (mg/l)	180±0,01	71±0,02	96±0,02	126±0,01	100
T.A (méq /l)	-	-	-	0,4±0,05	
T.A.C (méq /l)	4,13±0,01	3,16±0,11	3,00±0,06	2,96±0,04	
N-NO ₃ (mg/l)	4,5	3,5	2	1,5	
N-NH ₄ (mg/l)	4,87	4,61	3,64	0,62	
PO ₄ ³⁻ (mg/l)	18,6	28,6	37	29	
DCOnf (mgO ₂ /l)	765	550	280	170	125
DCOf (mgO ₂ /l)	240	200	170	120	
DBO _{5,nf} (mg O ₂ /l)	450	300	210	130	35
DBO _{5,f} (mg O ₂ /l)	160	120	110	100	

EB1 : Entrée Bassin anaérobie ; EB2 : Entrée Bassin Facultatif ; Entrée Bassin de Maturation et SB3 : Sortie de Bassin de maturation .

Annexe 2 : Résultats trouvés par (Ndayishimiye, 2017) des dix campagnes

Paramètres	Unités	EBA	SBF	SBM
COT	mg d'O ₂ /l	553,40 ± 190,69	176,6 ± 43,30	66,9 ± 10,37
pH	-	8,68 ± 0,53	8,64 ± 0,24	8,18 ± 0,13
Conductivité	µs/cm	1382 ± 76	996 ± 65	723 ± 45
MVS	mg /l	265,3 ± 50,80	95,6 ± 9,38	43,1 ± 4,46
TN	mg /l	154,9 ± 6,1	139,7 ± 6,00	109,6 ± 6,32
P Total	mg /l	23,02 ± 1,54	17,00 ± 2,44	13,00 ± 2,49
DCO nf d'O ₂ /l	mg /l	951,1 ± 272,66	329,2 ± 72,33	123 ± 18,88
DCO f	mg /l	399 ± 80,06	100,1 ± 17,37	53 ± 11,10
DBO _{5,nf}	mg /l	491 ± 111,20	123,5 ± 37,42	45,5 ± 7,61
DBO _{5,f}	mg /l	220,6 ± 39,89	107,3 ± 21,16	37,5 ± 5,40
MES	ml/l	389±121,49	109,9 ± 14,76	47,2 ± 4,73
Débit en entrée des bassins anaérobies		7276 ± 2097		

Annexe 3 : Résultats trouvés par (Ntakirutimana, 2017) des dix campagnes d'analyses

Paramètres	Unités	EBA	SBA	Taux d'abattement
COT	mg d'O ₂ /l	283,16 ± 87,22	102,47 ± 29,67	63,81%
pH	-	8,53 ± 0,64	8,12 ± 0,44	-
Conductivité	µs/cm	1380,21 ± 71,30	1363,96 ± 98,98	-
MVS	mg /l	417,36 ± 54,67	88,06 ± 31,65	78,90%
SVI	ml/g	35,28 ± 11,53	-	-
TN	mg /l	72,01± 13,32	56,16± 23,66	22,6%
P Total	mg /l	12,78 ± 5,81	9,88 ± 4,81	23 %
DCO nf d'O ₂ /l	mg /l	928 ± 328	310,4 ± 52,62	66,5%
DCO f	mg /l	272,8 ± 92,8	204 ± 109	25,21%
SO ₄ ⁻	mg /l	22,5 ±4,1	27,9 ± 11,48	21%
AGV	mg /l	385 ± 14,7	332 ± 14,5	12%
MES	ml/l	521,70 ± 54,67	110,07 ± 14,55	78,90%
Débit en entrée des bassins anaérobies	m ³ /j	7275 ± 2097		18%

Annexe 4 : Variation du pH à l'entrée et à la sortie de la STEP

date	pH entrée	pH sortie
27/03/2020	8,43	9,14
14/04/2020	8,20	9,30
26/12/2015	8,77	8,15
16/02/2016	9,17	8,19
01/03/2016	9,16	8,12
16/03/2016	9,09	8,01
21/04/2016	7,78	7,97
28/04/2016	8,94	8,13
08/06/2016	9,01	8,19
21/06/2016	8,67	8,36
05/07/2016	7,8	8,31
03/07/2011	9,77	8,18
03/07/2011	8,01	8,53
maximum	9,77	9,30
minimum	7,78	7,97

moyenne	8,68	8,35
---------	------	------

Annexe 5 : Variation des MES à l'entrée et à la sortie de la STEP

date	MES entrée	MES Sortie
27/03/2020	280	130
14/04/2020	300	70
26/12/2015	350	43
16/02/2016	268	47
01/03/2016	297	54
16/03/2016	366	53
21/4/216	356	47
21/04/2016	306	52
28/04/2016	347	46
08/06/2016	420	48
21/06/2016	500	42
05/07/2016	680	40
03/07/2011	179,09	125,99
03/07/2011	680	320
maximum	179,09	40
minimum	357,62	93,69
moyenne	380,65	109,86

Annexe 6: Variation de la DCO avant et après le traitement

date	DCOf		DCOnf	
	Entrée	sortie	entrée	sortie
27/03/2020	260	85	800	250
14/04/2020	290	110	660	310
26/12/2015	420	60	789	110
16/02/2016	340	50	756	130
01/03/2016	390	55	720	90
16/03/2016	260	65	770	120
21/4/216	390	65	960	140
21/04/2016	410	50	766	150
28/04/2016	310	30	820	100
08/06/2016	470	55	1120	130
21/06/2016	480	40	1290	140
05/07/2016	520	60	1520	120
03/07/2011	240	120	765	170
03/07/2011	240	120	765	170
maximum	520	120	1520	310
minimum	240	30	660	90
moyenne	358,5714286	68,9285714	892,928571	152,142857

Annexe 7 : Variation de la DBO₅ avant et après le traitement

date	DBO _{5,f} (mg/l)		DBO _{5,nf} (mg/l)	
	Entrée	Sortie	Entrée	Sortie
27/03/2020	130	22	440	70
14/04/2020	280	80	600	90
26/12/2015	204	35	450	45
16/02/2016	170	40	410	50
01/03/2016	170	45	480	55
16/03/2016	234	35	350	40
21/4/216	200	40	440	45
21/04/2016	240	45	510	50
28/04/2016	185	30	380	30
08/06/2016	270	40	550	55
21/06/2016	263	35	660	40
05/07/2016	270	30	680	45
03/07/2011	160	100	450	130
03/07/2011	160	100	450	130
maximum	280	100	680	130
minimum	130	22	350	30
moyenne	210	48	489	63

Annexe 8 : Fiche de dimensionnement des bassins anaérobies

Débit de dimensionnement	m ³ / j	30376
Concentration en DBO ₅ des eaux brutes	(mg/l)	400
Charge volumique	(g/m ³ /j)	225
Rendement escompté	(%)	50
Surface existante (mi-hauteur)	m ²	27000
Profondeur	M	2
Résultats		
Surface utile à mi-hauteur	Ha	2,31
Volume utile	m ³	46220,20
Temps de séjour	J	1,52
constante cinétique (j-1)		0,15
DBO ₅ à la sortie	mg/l	200

Annexe 9 : Fiche de dimensionnement des bassins facultatifs

bassin facultatif			
Base de dimensionnement			
	Débit de dimensionnement	m ³ / j	30389
	Charge admissible	kg/ha/j	331
	Surface existante (mi-hauteur)	Ha	15,84
	Rendement	%	67
	Profondeur	M	1,5
Résultats			
	Surface utile à mi-hauteur	Ha	18,4535
	Volume utile	m ³	276804
	Temps de séjour	J	9,11
	DBO5 à la sortie	mg/l	134
	Chargé réelle appliquée	kg/m ³ /j	257,08

Erreur ! Liaison incorrecte.

Annexe 10 : Fiche de dimensionnement des bassins de maturation

	Germes à l'entrée (eaux brutes)	/100ml	220000
	Germes à la sortie (eaux traités)	/100ml	754545,4
	Coefficient cinétique	j-1	0,11
	Débit de dimensionnement	m ³ / j	30368
	Charge admissible	kg/ha/j	328
	Surface existante (mi-hauteur)	Ha	21,93
	Charge appliquée	kg/ha/j	143
	Profondeur	M	1
	Rendement en DBO5	%	30
Résultats			
Configuration actuelle			
	temps de séjour reauise	J	7,22
	Surface requise	Ha	21,925696
	Volume	Ha	219256,96
	DBO5 à la sortie	mg/l	35
Modification du nombre de bassins par chaîne de traitement			
	Nombre de bassins		2
	Temps de séjour requis / bassin	j	3,61
	Temps de séjour total	j	7,22
	Surface requise/bassin	ha	10,962848