

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Badji Mokhtar-Annaba University
Université Badji Mokhtar-Annaba



جامعة بادجي مختار - عنابة

Faculté de Sciences de l'ingénieur
Département d'Hydraulique

Mémoire de :

MASTER

Spécialité : Hydraulique Urbaine

Thème

**Propositions et Etudes des solutions
techniques pour la gestion et l'épuration
des eaux usées de la ville Bamako (Mali)**

Présenté par :

**SANOGO NASSOUN
KONE MARIAM**

Directeur de mémoire : Pr. Yahia Hammar Professeur Université Badji Mokhtar-Annaba

Devant le jury composé de :

Présidente : Hachemi Rachedi Lamia MCB Université Badji Mokhtar-Annaba

Examineurs :
Djedaoune Amel

MCB Université Badji Mokhtar-Annaba

Chabi Moncef

MAA Université Badji Mokhtar-Annaba

Rapporteur : Pr. Yahia Hammar Professeur Université Badji Mokhtar-Annaba

Promotion juin 2019

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Ce mémoire n'aurait pas été possible sans l'intervention, consciente, d'un grand nombre de personnes. Nous souhaitons ici les en remercier.

Nos remerciements très chaleureux à monsieur YAHIA HAMMAR qui nous a permis de bénéficier de son encadrement. Les conseils qu'il nous a prodigué, le temps, la confiance qu'il nous a témoigné ont été déterminants dans la réalisation de notre travail.

Nous remercions également tous nos enseignants durant les années d'études, ainsi que tout le personnel de la société malienne de gestion de l'eau potable et ceux de la direction nationale de l'hydraulique du Mali.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

DEDICACE

A mon très cher père

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés, tu as toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A ma très chère tante Mamou

Tu as toujours été là à mes côtés pour me soutenir et m'encourager que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

Nassoun sanogo

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

- ✚ *A la mémoire de mon père que Dieu l'agrée dans son immense paradis*
- ✚ *A ma mère adorée pour son soutien moral et financier sans quoi je n'aurais pu tenir jusqu'à ce jour*
- ✚ *A mon très cher époux pour sa patience et ses encouragements*
- ✚ *A mon fils siaka que j'ai dû laisser pour poursuivre ces études*
- ✚ *A tonton Harouna N'Diaye pour sa disponibilité*

Sans oublier mes frères et sœurs et tous mes ami(e)s.

Merci !

Mariam Koné

Chapitre I : Origines et paramètres des eaux usées

Introduction :	5
1. Classification des eaux usées :	5
1.1. Les eaux usées domestiques :	5
1.2. Les eaux usées industrielles :	5
1.3. Les eaux de ruissellement :	5
2.1 Les paramètres physiques :	5
2.1.1 Matières en suspension (MES) :	5
2.1.2. Température :	6
2.2 .Les paramètres chimiques :	6
2.2.1 Demandes biochimiques en oxygène (DBO) :	6
2.2.2 Demande chimique en oxygène (DCO) :	6
2.2.3 Matières oxydables (MO) :	6
2.2.4 pH :	6
2.2.5 Le carbone organique total (COT) :	6
2.2.6. Les sels nutritifs :	6
Conclusion :	9

Chapitre II : Procédés d'épuration

Introduction :	10
1. Prétraitements :	10
1.1 Dégrillage :	10
a) Formes et position de la grille :	10
b) Espacement des barreaux :	12
c) Nettoyage :	12
d) Evacuation des déchets :	12
e) Vitesse de passages et pertes de charges :	12
1.2. La dilacération :	12
1.3. Tamisage :	13
1.4. Dessablage :	13

Sommaire

1.5. Dégraissage –désuilage :	13
2. Traitement primaire :	14
2.1 Décantation :	14
2.1.1 Les différents types de décantations :	15
2.1.2 Les principaux types de décanteurs :	15
2.2 Coagulation-floculation :	16
3. Traitements biologiques (traitement secondaire) :	16
3.1 Les procédés extensifs ou naturels :	17
3.1.1. Culture fixés sur support fin :	17
3.1.2. Lagunage	18
3.2. Les procédés intensifs ou artificiels :	22
3.2.1 Disques biologiques :	22
3.2.2. Lit bactérien :	23
3.2.3. Boues activées :	23
4. Traitements tertiaire et complémentaire :	25
Conclusion :	26

Chapitre III : Enquête de pollution

Introduction.....	27
I. Présentation du Mali et du district de Bamako :	27
1. Données géographiques :	29
1.1 .Géographie physique :	29
1.2. Aspects climatiques :	29
2. Hydrologie	30
3. Hydrogéologie :	31
4. Géologie :	31
5. Caractéristique démographiques :	32
II. Alimentation en eau potable :	33
III. Assainissement :	33
1. Réseau d’assainissement existant :	35
2 .Systèmes d’évacuation existants.....	35
IV. Solutions proposées.	36

Chapitre IV : Détermination de la capacité des futures stations d'épuration et la composition des eaux usées

Introduction :	37
1. Détermination de la capacité de la station :	37
1.1 Population :	37
1.2 .Estimation des besoins en eau au différent horizon :	38
1.2.1 Besoin en eau domestiques et équipements :	38
1.2.2 Estimation du débit en eaux usées :	38
1.2.3 Equivalent habitant :	39
2. Estimation de la composition des eaux usées :	39
Conclusion :	43

Chapitre V : Calcul des futures stations d'épurations

Introduction :	44
Dimensionnement de la station d'épuration :	44
1. Prétraitement	45
1.1. Dégrillage :	45
Calcul des paramètres de la grille :	45
1.2. Dessableur :	47
Calcul des paramètres du dessableur.....	47
2. Traitement biologique :	48
2.1 Bassin d'aération (horizon 2035) :	49
2.2. Besoin en oxygène :	49
3. Clarificateur (décantation secondaire) :	50
4. Bilan des boues :	51
a) Boues produites en première phase 2019 :	51
.....	51
b) Boues produite en seconde phase (2035) :	51
c) Age des boues :	51
d) Recirculation des boues :	52
e) Taux de recirculation :	52
5. Désinfection :	52
6. Traitement des boues :	52
6.1. Epaissement des boues :	52

Sommaire

6.2. Lit de séchage :.....	53
Partie B : Système de lagunage naturel pour la rive gauche	54
Introduction	54
Dimensionnement de la station d'épuration :.....	54
I. Prétraitement :	55
Calcul des paramètres de la grille :.....	55
1.2. Dessableur :	57
Calcul des paramètres du dessableur.....	57
II. Traitement primaire :	58
III. Méthode de dimensionnement:.....	59
a. Forme des bassins :.....	60
b. Les digues:.....	60
c. Travaux d'étanchéité :.....	60
d. Curage des boues :.....	61
IV. Calcul des langunes naturelles :	61
a) Détermination de temps de séjour et la température :	61
b) Choix d'abattement en (%)	61
Conclusion et recommandation :.....	63

Liste des tableaux

Chapitre I : origines et paramètres des eaux usées

Tableau.1 : Valeurs limites admissibles.....	7
---	---

Chapitre II : Procédés d'épuration

Tableau .1 : Avantages et inconvénients du lagunage.....	20
Tableau.2 : Les techniques d'épurations extensives.....	22
Tableau 3 : Avantages/Inconvénients des procédés intensif	25

Chapitre III : Enquête de pollution

Tableau .1 : Moyenne inter annuelle des paramètres climatiques à Bamako (1971-2017).....	30
Tableau .2 : Fleuve Niger à Bamako-Débit moyen mensuel à Bamako-Période 1982/2018.....	31
Tableau .3 : Fleuve Niger à Bamako-Débit de crue	31
Tableau .4 : Evolution de la population entre (2019-2038)	32
Tableau .5 : Evolution de la population par rive (2009-2035)	33
Tableau .6 : les solutions d'assainissement existantes par type d'eaux usée	36

Chapitre IV : Détermination des futures stations et de la composition des eaux usés

Tableau .1 : évolution démographique de la population par rive.....	37
Tableau .2 : Les populations raccordées au réseau	38
Tableau.3 : Besoins en eau et équipements.....	38
Tableau .4 : besoins totaux –débit d'eau usée rejeté.....	39
Tableau .5 : besoins totaux et équivalent habitant	39
Tableau .6 : La charge polluante contenue dans l'eau usée pour la rive droite +extensions.....	40
Tableau .7 : la charge polluante contenue dans l'eau usée pour la rive gauche.....	40
Tableau.8 : Caractéristique de la station de la station d'épuration (de la rive droite + extensions) Bamako.....	41
Tableau .9 : Caractéristique de la station de la station d'épuration de la rive gauche.....	42

Chapitre V : Calcul de la station d'épurations

Partie A : Station d'épuration à boues activée faible charge (rive droite + extensions).....	44
Tableau .1 : Caractéristiques de la future station d'épuration de la rive droite.	44
Tableau .2 : Caractéristiques de la grille.....	46
Tableau .3 : Caractéristiques du dessableur	48
Tableau .4 : Résultat du calcul des besoins de boues.....	50
Partie B Station d'épuration à lagunage naturelle pour la rive gauche	54
Tableau .1 : caractéristiques de la future station d'épuration de la rive gauche	54
Tableau.2: Caractéristiques de la grille.....	56
Tableau.3: Caractéristiques du dessableur.....	58
Tableau .4: Caractéristiques des lagunes.....	63

Listes des figures

Chapitre II : Procédés d'épuration

Fig.1. : Principe d'épuration d'une eau usée.....	10
Fig. 2. : Grille courbé à peigne.....	11
Fig.3. : dégrilleur vertical.....	12
Fig. 4. : Ouvrages de dessablage –désuilage combinées.....	14
Fig. 5. : Décanteur cylindro-conique statique sans raclage.	15
Fig. 6. : Décanteur longitudinal à pont racleur.	16
Fig.7 : schéma en coupe du lagunage naturel.	18
Fig.8 : Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel	19
Fig. 9. : Epuration par un disque biologique.....	23
Fig. 10 : Epuration par lit bactérien.	23
Fig. 11. : Principe d'épuration boue activée	24

Chapitre III : Enquête de pollution

Fig. 1 : Carte de situation du Mali	28
Fig. 2 : carte de Bamako.	29
Fig. 3 : carte du fleuve Niger.	30
Fig.4 : Eaux usées provenant des latrines.	35
Fig. 5 : Stagnation des eaux de ruissellement dans la rue.....	35
Fig. 6 : Caniveau mal entretenu.	35
Fig. 7 : vue (extérieure et intérieure) d'une latrine.	36
Fig.8 : Un camion spiros déversant son contenu à environ 100 m derrière les habitations de sebenikoro à Bamako.	36

Chapitre V : Calcul de la station d'épurations

Fig. 1 : schéma de la station d'épuration à boue activée faible charge.....	53
--	----

RESUME

Le Mali, vaste pays continental au cœur de l'Afrique de l'Ouest, est soumis à un climat tropical sec. Il est traversé par deux grands fleuves, le Niger et le Sénégal.

Le taux de couverture nationale de l'assainissement au Mali est de 23% dont 33% en milieu urbain et 9% en milieu rural (source politique nationale de l'assainissement, janvier 2009).

L'essor de l'urbanisation et de la croissance démographique sont à la base de la demande croissante en eau et par conséquent la production des eaux usées sous diverses formes. Les eaux résiduaires d'origine agricoles, artisanales, industrielles, commerciales et minières sont pour la plupart directement déversées dans la nature (souvent dans les cours d'eau) sans aucun traitement adéquat.

L'assainissement semi collectif porte le système de réseaux d'égout à faible diamètre. Ce système qui se trouve à ses débuts se rencontre seulement à Bamako pour 37,5 km. S'agissant de l'assainissement collectif, la ville de Bamako qui est la plus équipée ne dispose que de 9 petits réseaux d'assainissement enterrés dont la longueur fait 27 km et qui ne desservent que 2 % de la population. Ces réseaux pour la plupart mal entretenus, bouchés sont dans un mauvais état de fonctionnement. Les effluents drainés par ces réseaux sont aussi évacués dans le fleuve sans un traitement final.

Dans la suite de notre mémoire nous proposerons après étude et enquête de pollution la construction pour la rive gauche de Bamako d'un système d'épuration par lagunage et une station d'épuration à boue activée pour la rive droite afin de protéger le fleuve Niger.

Mots clés : réseaux d'égout, assainissement semi collectif, assainissement collectif, collecte, épuration biologique, lagunage, Bamako, Mali .

ملخص

مالي ، دولة قارية شاسعة في قلب غرب إفريقيا ، تخضع لمناخ مداري جاف . يعبرها نهرين رئيسيان ، النيجر والسنگال . يبلغ معدل التغطية بالصرف الصحي الوطني في مالي 23% ، منها 33% في المناطق الحضرية و 9% في المناطق الريفية (مصدر السياسة الوطنية للصرف الصحي ، يناير 2009).

نمو النمو الحضري والنمو السكاني هو السبب الرئيسي للطلب المتزايد على المياه وبالتالي إنتاج مياه الصرف الصحي في أشكال مختلفة . يتم تصريف المياه المستعملة ذات الأصل الزراعي والحرفي والصناعي والتجاري والتعدين بشكل مباشر في الطبيعة (غالبًا في الأنهار) دون أي معالجة كافية

الصرف الصحي شبه الجماعي يحتوي على نظام شبكات الصرف الصحي ذات القطر الصغير . هذا النظام ، الذي لا يزال في مراحله الأولى ، موجود فقط في بامكو الذي يبلغ طوله 37.5 كم . فيما يتعلق بالصرف الصحي الجماعي ، فإن مدينة بامكو الأكثر تجهيزًا فقط بها 9 شبكات صرف صحي صغيرة تحت الأرض يبلغ طولها 27 كم وتخدم 2% فقط من السكان . هذه الشبكات تعاني من سيئة الصيانة ، مسدودة في حالة سيئة من التشغيل . تصريف النفايات السائلة التي تصبها هذه الشبكات أيضا في النهر دون علاج نهائي .

في هذه المذكرة ، نقترح بعد الدراسة والتحري عن انشاء نظام تنقية البحيرة على الضفة اليسرى لمدينة بامكو ومحطة لتصفية المياه القذرة بتقنية الحمأة الناشطة على الضفة اليمنى لحماية نهر النيجر . :

الكلمات المفتاحية: أنظمة الصرف الصحي ، الصرف الصحي شبه الجماعي ، الصرف الصحي الجماعي ، التجميع ، التنقية البيولوجية ، البحيرة ، بامكو ، مال .

Abstract

Mali, a vast continental country in the heart of West Africa, is subject to a dry tropical climate. It is crossed by two major rivers, Niger and Senegal. The national sanitation coverage rate in Mali is 23%, of which 33% in urban areas and 9% in rural areas (Source: National sanitation policy, January 2009). The growth of urbanization and population growth tend to increase demand for water and the production of wastewater in various forms. Wastewater of agricultural, artisanal, industrial and commercial origin is easily transformed into a watercourse without any adequate treatment.

Semi-collective sanitation is networked. This system is in its infancy in Bamako for 37.5 km. Regarding collective sanitation, the city of Bamako is the most equipped with 9 small sanitation networks whose length is not more than 27 km and which serve only 2% of the population. These networks for most of exchanges are in a bad state. Effluents drained by these networks are also evacuated in the river without final treatment. In the remainder of our memory we will talk about the pollution of the construction for the left road of Bamako with a purification system by a purification station and a purification station for the right road to protect the Niger River:

Keywords: sewage systems, semi-collective sanitation, collective sanitation, collection, biological purification, lagooning, Bamako, Mali

Introduction générale

L'eau est un élément vital et une source précieuse qui constitue un facteur décisif pour la croissance et le développement socio-économique.

Les rejets des eaux usées augmentent du fait de l'industrialisation et l'élévation de niveau de vie de la population. Les capacités d'autoépuration des milieux récepteurs sont jugées dépassées ce qui pousse les chercheurs à développer plusieurs techniques pour épurer ces effluents.

L'installation des systèmes d'épuration en aval des réseaux d'assainissement constitue une des solutions si non la seule capable de préserver les ressources en eau. Outre la dépollution des effluents, ces installations permettent la mobilisation d'un volume important d'eau à être réutilisé dans plusieurs domaines.

Selon la nature et l'importance de la pollution, différents procédés peuvent être mis en œuvre pour l'épuration des eaux usées résiduaires en fonction des caractéristiques de celles-ci et du degré d'épuration souhaité.

Les procédés biologiques présentent des rendements assez bons et sont très avantageux du point de vue coût, du moment qu'ils n'utilisent que la seule force épuratrice des microorganismes présents dans l'eau, l'oxygène de l'air et la température les rayons solaires.

L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de diverses origines provenant d'une agglomération, en but de préserver l'environnement et la santé publique.

L'assainissement des eaux usées est devenu un impératif pour la société moderne.

En effet, le développement des activités humaines s'accompagne inévitablement d'une production croissante de rejets polluants. Les ressources en eau ne sont pas inépuisables.

Leur dégradation, sous l'effet des rejets d'eaux polluées, peut non seulement détériorer gravement l'environnement, mais aussi d'entraîner des risques de pénurie. Trop polluées, nos réserves d'eau pourraient ne plus être utilisables pour produire de l'eau potable, sinon à des coûts très élevés, du fait de la sophistication et de la complexité des techniques à mettre en œuvre pour en restaurer la qualité. C'est pourquoi il faut " nettoyer " les eaux usées pour limiter le plus possible la pollution de nos réserves en eau : eaux de surface et nappes souterraines.

Problématiques et Objectifs

L'état de l'assainissement demeure un indicateur important du niveau de développement humain dans tous les pays du monde.

Si celui des eaux usées et la gestion des excréments va de soi dans les pays développés, il constitue encore aujourd'hui, une problématique fondamentale dans les pays en voie de développement.

Ces derniers connaissent en effet d'énormes difficultés, non seulement pour l'approvisionnement en eau potable des populations mais aussi pour l'évacuation et le traitement des eaux usées et des excréments.

La situation quasi inexistence de réseaux et d'ouvrages d'assainissement dans ces pays est une barrière pour l'accès à un service d'assainissement adéquat.

Seulement 31% de la population d'Afrique subsaharienne utilise un moyen d'assainissement amélioré [Assainissement de_bko_Rapport APS SDAB_Mai 2016].

Selon l'OMS, les conséquences de cette situation sont :

- 51 % des pays connaissent une pollution sévère de l'environnement ;
- 80 % des maladies graves sont dues à l'insuffisance de la qualité des eaux mises à disposition des populations et au manque d'assainissement.

Le Mali n'échappe pas à cette problématique et l'assainissement de ses villes se pose avec acuité tant qu'au pouvoir publique et à la collectivité territoriale.

D'une manière générale, les populations utilisent les ouvrages d'assainissement individuels dont les latrines, les fosses septiques et les puisards.

Les infrastructures d'assainissement collectif et semi collectif sont essentiellement concentrées à Bamako et dans quelques capitales régionales et dans la plus part des cas rejettent les effluents dans les milieux naturels sans aucun traitement.

Les conditions d'évacuation des boues de vidange provenant des ouvrages d'assainissement individuel sont très souvent insatisfaisantes, car elles sont soit déversées sur les terrains vagues, dans les champs, dans les ravins ou même parfois dans les cours d'eau sans un traitement préalable.

Par ailleurs, en dehors de quelques unités industrielles, les autres déversent leurs effluents dans la nature sans traitement.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre objectif qui est *de proposer des solutions techniques aux problèmes de gestion et d'épuration des eaux usées urbaines de la ville de Bamako* qui sont actuellement non traitées et déverser dans le fleuve Niger.

Pour atteindre notre objectif nous proposons la construction de deux stations d'épuration :

- **Pour la rive gauche** : un traitement biologique par un système de lagunage du fait d'un faible taux de population par rapport à la rive droite et la disponibilité de terrain.
- **Pour la rive droite** : une station d'épuration à boue activée.

Chapitre I :

Origines et paramètres des eaux usées

Introduction :

La pollution de l'eau se produit par une modification défavorable ou nocive des propriétés physico-chimiques et biologiques, engendré directement ou indirectement par les activités humaines, les rendant impropres à l'utilisation normale établie.

Les eaux usées sont toutes les eaux provenant des activités domestiques, agricoles et industrielles chargées en substances toxiques, elles englobent également les eaux de pluies et leur charge polluante.

Le potentiel de pollution d'une eau est apprécié par une série d'analyse physico-chimiques dont certaines tentent de reproduire les modifications que cette eau sera susceptible d'apporter dans le milieu où elle sera rejetée.

1. Classification des eaux usées :

1.1. Les eaux usées domestiques :

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau. Elles sont constituées essentiellement d'excréments humains, des eaux ménagères de vaisselle chargées de détergents, de graisses appelées eaux grises et de toilette chargées de matières organiques azotées, phosphatées et de germes fécaux appelées eaux noires.

1.2. Les eaux usées industrielles :

Les eaux d'origine industrielle ont généralement une composition plus spécifique et directement liée au type d'industrie considéré. Indépendamment de la charge de la pollution organique ou minérale, de leur caractère putrescible ou non, elles peuvent présenter des caractéristiques de toxicité propre liée au produit chimique transporté.

1.3. Les eaux de ruissellement :

Les eaux de pluie ruissellent dans les rues où sont accumulés les polluants atmosphériques, poussières, débris, suies de combustion et hydrocarbures rejetés par les véhicules ; elles regroupent les eaux utilisées pour le lavage des espaces publics.

2. Les paramètres de pollution des eaux usées :

Les paramètres des eaux usées permettent de déterminer le degré de la pollution de l'eau.

Par pollution, on entend toute altération des propriétés physiques, chimiques et biologiques de l'eau, que l'on appelle alors eaux usées. Tous ces polluants sont des produits chimiques ou des matières indésirables qui contaminent l'air, le sol et l'eau. Ils sont classés en deux paramètres physiques et chimiques.

2.1 Les paramètres physiques :

2.1.1 Matières en suspension (MES) :

Elles représentent les matières qui ne sont ni à l'état soluble ni à l'état colloïdal, donc retenues par un filtre. Les MES, qui comportent des matières organiques et minérales, constituent un paramètre important qui marque le degré de pollution d'un effluent urbain ou même

industriel. Généralement on assimile les matières volatiles en suspension aux matières organiques en suspension.

2.1.2. Température :

C'est un paramètre souvent négligé dans les collecteurs urbains, mais qui devrait être plus souvent mesuré, surtout dans le cas de rejet industriel dans le réseau. Le fonctionnement de certains ouvrages d'épuration, notamment les dégraisseurs, sont sensibles à des températures trop élevées.

2.2. Les paramètres chimiques :

2.2.1 Demandes biochimiques en oxygène (DBO) :

La demande biochimique en oxygène est la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder la matière organique (biodégradable) par voie biologique (Oxydation des matières organiques biodégradables par des bactéries).

2.2.2 Demande chimique en oxygène (DCO) :

Elle représente la teneur totale de l'eau en matières organiques, qu'elles soient ou non biodégradables.

2.2.3 Matières oxydables (MO) :

Ce paramètre est utilisé pour caractériser la pollution organique de l'eau.

2.2.4 pH :

Le pH mesure la concentration des ions H⁺ dans l'eau. Il caractérise un grand nombre d'équilibre physico-chimique. La valeur du pH influe la croissance des micro-organismes présents dans l'eau, la plupart des bactéries par exemple peuvent croître dans une gamme de pH comprise entre **5 et 9**, l'optimum étant situé entre **6,5 et 8,5**. Des valeurs inférieures à 5 ou supérieures à 9 affectent la survie des micro-organismes aquatiques selon l'OMS.

2.2.5 Le carbone organique total (COT) :

Il ne représente que le carbone présent dans les composés organiques. La valeur de (COT), contrairement à la DBO, détermine complètement les composés difficilement ou non dégradables biochimiquement, qui sont d'une grande importance pour l'évaluation de la pollution de l'eau et des effluents.

2.2.6. Les sels nutritifs :

Les nutriments sont des éléments qui peuvent se présenter dans les eaux usées urbaines, sous forme organique ou minérale. Ils sont responsables de l'eutrophisation des milieux aquatiques. La connaissance des quantités des nutriments contenus dans l'eau usée est donc indispensable pour le contrôle de la qualité des nutriments dans les effluents épurés avant de les rejeter dans le milieu récepteur. Ce sont le phosphore et l'azote.

Les normes relatives à la qualité des eaux usées traitées au Mali sont inscrites dans le tableau ci-dessous selon **MALINORM MN -03- 02/002/2006** :

Tableau .1 : Valeurs limites admissibles

N°	Paramètres	Valeurs limites admissibles
1	pH	6.5----9.5
2	Température (°C)	≤ 40
3	Couleur	Le déversement ne doit provoquer Aucune couleur au milieu récepteur.
4	Odeur	Ne doit pas provoquer de modification du milieu récepteur
5	Matières (< 1 cm)	absentes
6	Matières decantables (mg/l)	< 0.5 après 2h de décantation
7	Matières en suspension (mg/l)	≤ 30
8	Demande biochimiques en oxygènes pendant 5 jours DBO5 (mg O ₂ /l)	≤ 50
9	Demande chimique en oxygène DCO (mgO ₂ / l)	≤150
10	Oxygène dissout	> 6 mgO ₂ /l
11	Aluminium (mg /l)	≤ 1
12	Arsenic (mg/l)	≤ 0,5
13	Cadmium (mg/l)	≤ 0,02
14	Chrome III (mg/l)	≤ 2
15	Chrome VI (mg/l)	≤ 0,2
16	Fer (mg/l)	≤ 2
17	Manganèse (mg/l)	≤ 2
18	Mercure (mg/l)	≤ 0,005
19	Nickel (mg/l)	≤ 2
20	Plomb (mg/l)	≤ 0,2
21	Cuivre (mg/l)	≤ 0,1

22	Etain (mg/l)	≤ 10
23	Zinc (mg/l)	$\leq 0,5$
24	Cyanure libre (mg/l)	$\leq 0,5$
25	Cyanure total (mg/l)	1
26	Chlore (mg/l)	$\leq 0,2$
27	Sulfure (mg/l)	≤ 1
28	Sulfite (mg/l)	≤ 1
29	Sulfate (mg/l)	≤ 1000
30	Chlorure (mg/l)	≤ 1200
31	Fluorure (mg/l)	≤ 6
32	Phosphore (mg/l)	≤ 10
33	Azote ammoniacal NH ₄ (mg/l)	≤ 15
34	Nitrate (mg/l)	≤ 30
35	Huile et graisse (animal + végétal) mg/l	≤ 20
36	Huile minéral (mg/l)	≤ 5
37	Phénol (mg/l)	$\leq 0,5$
38	Solvant aromatique (mg/l)	$\leq 0,2$
39	Solvant azoté (mg/l)	$\leq 0,1$
40	Solvant chloré (mg/l)	≤ 1
41	Surf actif (mg /l)	≤ 2
42	Pesticide organochloré (mg/l)	$\leq 0,05$
43	Pesticide organophosphoré (mg/l)	$\leq 0,1$
44	Coliformes totaux (MNP/100ml)	≤ 20000
45	Coliforme termotolerable (fécaux) /100ml	≤ 12000
46	Streptocoques fécaux (MNP /100ml)	≤ 2000

47	Salmonelles /100ml	Aucune
48	Clostridium /100ml	Aucune
49	Conductivité	$\leq 2500\mu\text{S/cm}$

Conclusion :

L'analyse des paramètres des eaux usées permet de vérifier que les objectifs recherchés par le traitement de l'eau sont atteints :

- Recycler et récupérer les éléments valorisables des eaux usées ;
- Protéger la santé écologique du milieu récepteur ;
- Protéger la santé publique des populations qui entrent en contact avec les effluents ;

L'analyse des eaux usées permet, entre autres :

- de concevoir et dimensionner des stations d'épurations des eaux usées (STEP) appropriées pour respecter les normes de rejet ;
- De surveiller et d'évaluer l'efficacité des procédés de traitement dans les STEP ;
- D'étudier et de concevoir des installations pour la réutilisation des eaux usées traitées ;
- D'évaluer l'impact environnemental.

Chapitre II :

Procédés d'épuration

Introduction :

Avant d'être rejeté dans le milieu naturel (récepteur), les eaux résiduaires (eaux usées urbaines ou domestiques, industrielles et agricoles) ont besoin de subir des traitements divers.

Afin d'éviter l'altération du milieu récepteur, ils existent plusieurs procédés qui varient en fonction de l'importance de la charge polluante à traiter, de la qualité de l'effluent requis du rendement épuratoire, de la taille de la population, des disponibilités du terrain, du climat et de la topographie de la région.

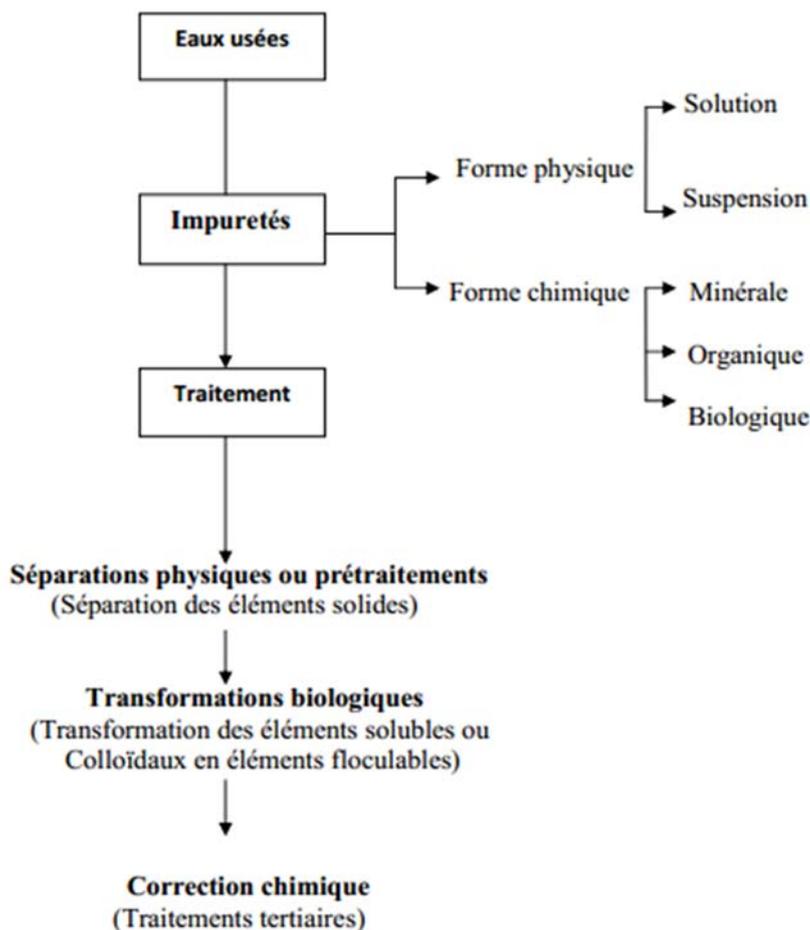


Fig.1. : Principe d'épuration d'une eau usée. **Mémento technique de l'eau, deuxième édition, tome 2, édition degrément, 2005**

1. Prétraitements :

Un prétraitement est nécessaire de manière à protéger les conduites contre les obstructions et les autres appareils de traitement contre l'abrasion, et plus généralement pour éliminer tout ce qui pourrait gêner les traitements ultérieurs.

Les opérations de prétraitement sont les suivantes (une station d'épuration peut comporter une ou plusieurs de ces opérations, suivant son importance et la qualité de l'eau brute) :

- dégrillage ;
- tamisage ;
- dilacération ;
- dessablage ;
- dégraissage ;
- désuilage ;
- traitement des sous-produits : sables et graisses ;
- traitement conjoint des produits de curage de réseau et sable de station.

1.1 Dégrillage :

Cette opération consiste à faire passer l'effluent entre les barreaux d'une grille, dont l'écartement se mesure habituellement en centimètres. On retire ainsi de l'eau les fragments de dimension supérieure à l'écartement des barreaux.

La présence d'une grille est indispensable sur toute station.

On distingue :

- Les grilles manuelles
- Les grilles mécaniques dont le nettoyage se fait par amont et aval

Les caractéristiques générales d'une installation de dégrillage sont :

a) Formes et position de la grille :

La grille peut être droite ou courbée, les grilles droites peuvent être placées en position verticale et inclinée par rapport au plan horizontal.

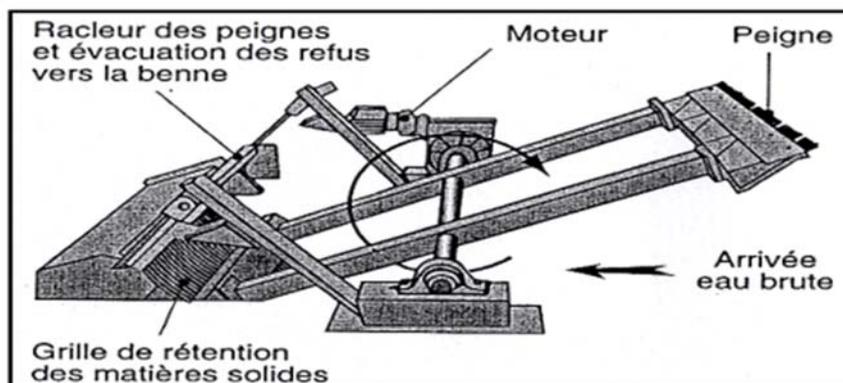


Fig. 2. : Grille courbée à peigne. **Mémento technique de l'eau, deuxième édition, tome 2, édition degrément, 2005**

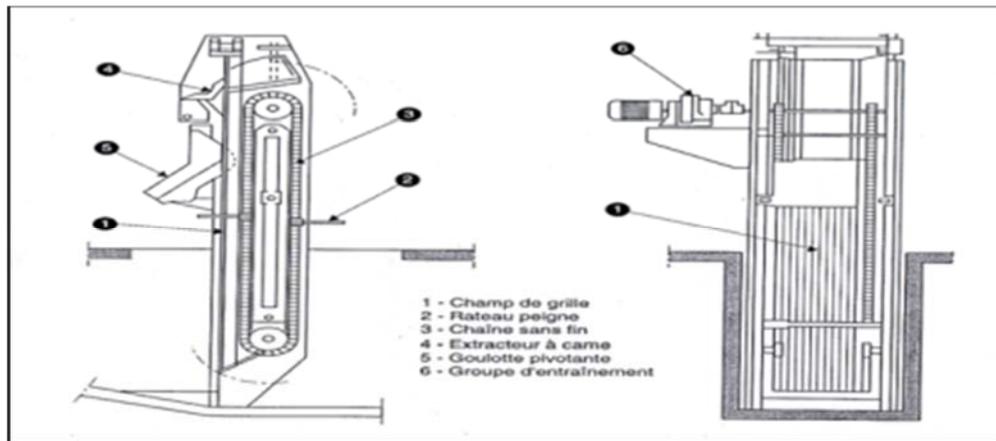


Fig.3. : dégrilleur vertical **Mémento technique de l'eau, deuxième édition, tome 2, édition dégrément, 2005**

b) Espacement des barreaux :

- **30 à 100 mm : pré-dégrillage.**
- **10 à 30 mm : dégrillage moyen.**
- **3 à 10 mm : dégrillage fin.**

c) Nettoyage :

Pour éviter le colmatage de l'installation, une opération de nettoyage est obligatoire ; Elle peut être manuelle dans le cas des petites stations ou automatique lorsque le volume des déchets à évacuer est important.

d) Evacuation des déchets :

Les déchets extraits par le dispositif de nettoyage peuvent être évacués par bac amovible, bande transporteuse ou vis d'Archimède.

e) Vitesse de passages et pertes de charges :

La vitesse de passage de l'eau doit permettre l'application des matières sur la grille sans provoquer de pertes de charge importantes ni entraîner des colmatages en profondeur des barreaux.

- Vitesse moyenne de passage : **0,6 m/s <math>V < 1,00 \text{ m/s}</math> ou **1,40 m/s****
- débit maximal Pertes de charge : **0,05 m <math>\Delta h < 0,15 \text{ m}</math>** en eau de consommation **et 0,1m <math>\Delta h < 0,40 \text{ m}</math>** en eau résiduaire.

1.2. La dilacération :

Cette opération concerne particulièrement les eaux résiduaires urbaines. Elle a pour but de broyer les matières solides et de les transformer en particules plus fines qui sont envoyées vers les décanteurs. Cette opération peut être mise en œuvre en remplacement du dégrillage fin.

Avantage :

-Supprimer les sujétions et nuisances découlant de la gestion des déchets du dégrillage.

Inconvénients :

- Appareillage cher et délicat nécessitant des interventions fréquentes ;
- Risque de colmatage des canalisations et d'engorgement des pompes.

1.3. Tamisage :

En épuration, le tamisage est une opération préconisée sur les effluents industriels chargés de matières en suspension (abattoirs, conserveries, etc.)

Trois principales fonctions du tamisage peuvent être mentionnées

- la récupération de déchets utilisables avant leur traitement ou leur rejet dans le réseau ;
- la protection de canalisations ou de pompes (évitant l'obstruction) ;
- la limitation des risques de dépôts et de fermentations.

1.4. Dessablage :

Il est important d'éliminer les sables présents dans l'effluent :

Pour éviter leur sédimentation ultérieure, qui peut amener le bouchage de canalisations qu'il sera difficile de désobstruer, surtout si elles sont enterrées.

Le dessablage concerne les particules minérales de diamètre supérieur à **0,2mm** et de masse spécifique de l'ordre de **2,65 g/cm³**.

La vitesse de sédimentation de ces particules est fonction de :

- Leur nature, forme, dimensions et la viscosité du liquide dans lequel elles se trouvent.
- La technique du dessablage consiste à faire circuler l'eau dans une chambre de tranquillisation avec une vitesse constante de 0,3m/s quel que soit le débit. Cette condition est difficile à réaliser en raison des variations du débit.

On distingue deux types de dessableurs suivant la géométrie des bassins :

- Dessableurs canaux gravitaires.
- Dessableurs tangentiels.

1.5. Dégraissage –désuilage :

Même en milieu urbain, des graisses et des huiles, en provenance des industries et des artisanats alimentaires, des restaurants, des garages, des chaussées sont susceptibles de gagner le réseau, malgré les prescriptions imposant fréquemment leur retenue à la source. Le problème est plus important encore avec les effluents d'industries alimentaires (conserveries de viande, etc....), d'autant plus que l'effluent chaud laisse déposer la graisse au fur à mesure de son refroidissement dans la chaîne de traitement.

Les inconvénients des graisses et huiles sont notamment :

- Envahissement des décanteurs ;
- Diminution des capacités d'oxygénation des installations des traitements biologiques ;
- Mauvaise sédimentation des boues dans le clarificateur ;
- Bouchage des canalisations et des pompes ;
- Acidification du milieu dans le digesteur anaérobie ;

Pour qu'un dégraissage soit efficace, il faut que la température de l'eau soit inférieure à **30°C**.

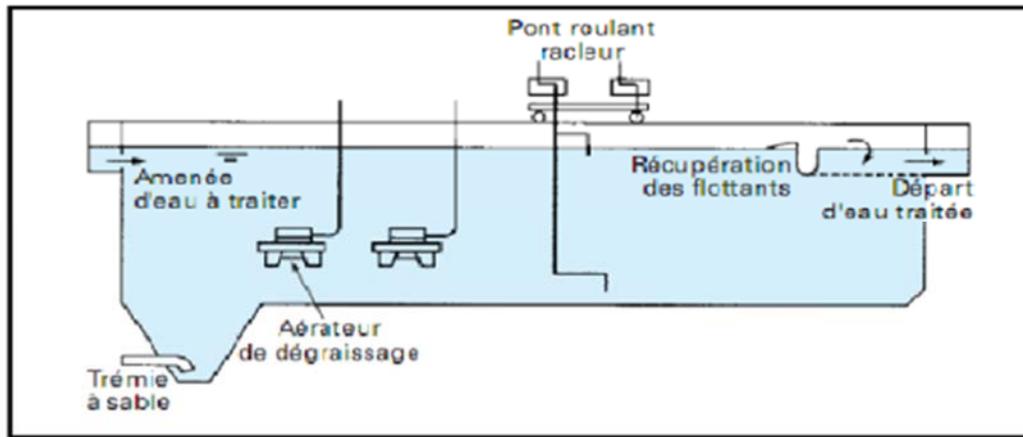


Fig. 4. : Ouvrages de dessablage –déshuilage combinées. **Mémento technique de l'eau, deuxième édition, tome 2, édition degrément, 2005**

2. Traitement primaire :

Il fait appel à différents procédés physiques ou chimiques. L'opération la plus importante à cette étape du traitement est la décantation. Le traitement physico-chimique des eaux regroupe les opérations nécessaires pour éliminer :

- Les matières décantables, c'est le rôle de la décantation ;
- La turbidité (substances colloïdales) qui est traitée par coagulation-floculation ;
- Certaines matières en solution par la précipitation chimique.

2.1 Décantation :

Les eaux résiduaires prétraitées contiennent encore des matières minérales et organiques sédimentables. Les matières organiques en suspension (matières sédimentables et colloïdes) représentent **60% en moyenne charge en DCO** des eaux et **30 à 40% en DBO**.

La décantation, processus essentiel du traitement primaire, a pour but :

- De retenir une fraction importante de la pollution organique,
- D'alléger la charge du traitement biologique ultérieur,
- De réduire les risques de colmatage des systèmes de traitement biologique par culture fixée (lits bactériens, disques biologiques,...),
- D'éliminer **30 à 35% de la DBO5, 60% de MES et 90% des matières décantables (pour une eau usée domestique)**.

2.1.1 Les différents types de décantations :

Les matières à décantées sont :

- **Les particules grenues** décantent indépendamment les unes des autres avec chacune une vitesse de chute constante ;
- **Les particules plus ou moins floculées** ont des tailles et donc des vitesses de décantation variable, lorsque leur concentration est faible, la vitesse de chute augmente au fur et à mesure que les dimensions du floc s'accroissent par suite de rencontre avec d'autres particules, **c'est la décantation diffuse.**

Pour des concentrations plus élevées, l'abondance des floes et leur interaction créent une décantation d'ensemble, le plus souvent caractérisée par une interface nettement marquée entre la masse boueuse et le liquide surnageant : **c'est la décantation en piston**, dont la vitesse est optimale dans une certaine zone de concentration, au-dessus de laquelle on parle de **décantation freinée.**

2.1.2 Les principaux types de décanteurs :

➤ les décanteurs statiques sans raclage :

Ils sont généralement utilisés pour les petites stations (**1000 à 2000 hab.**). Le temps de séjour est de l'ordre de **1H30 à 2H** au débit diurne. L'extraction des boues exige une pente de fond (au moins égale à **60°**).

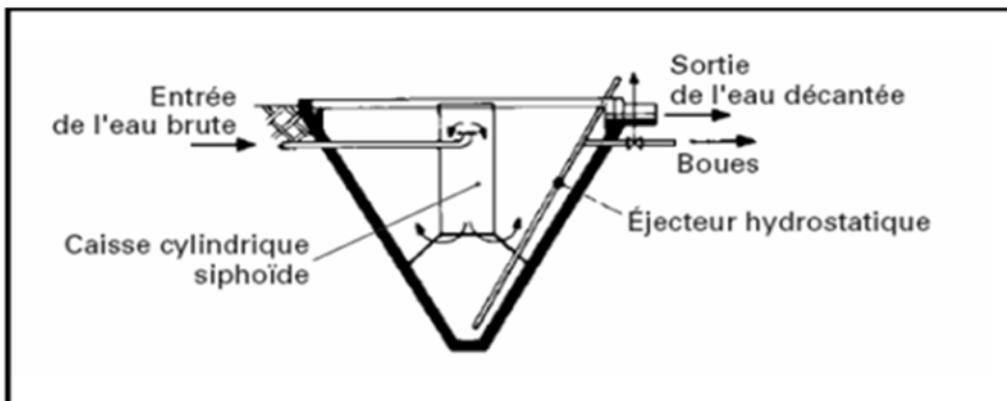


Fig. 5. : Décanteur cylindro-conique statique sans raclage. **Mémento technique de l'eau, deuxième édition, tome 2, édition dégrément, 2005**

➤ Décanteurs longitudinaux rectangulaires :

Il existe deux types de décanteurs rectangulaires avec raclage :

- Les décanteurs à pont racleur ;
- Les décanteurs à chaînes.

Les ponts racleurs se déplacent selon un système de va-et-vient et procèdent au raclage avec un mouvement contrecourant.

Par contre les décanteurs à chaînes permettent un raclage continu des boues et des flottants par une série de raclettes montées en deux chaînes sans fin parallèle tournant le long des

parois verticales du bassin. Dans les deux types de décanteurs le puits des boues est situé à l'arrivée de l'effluent.

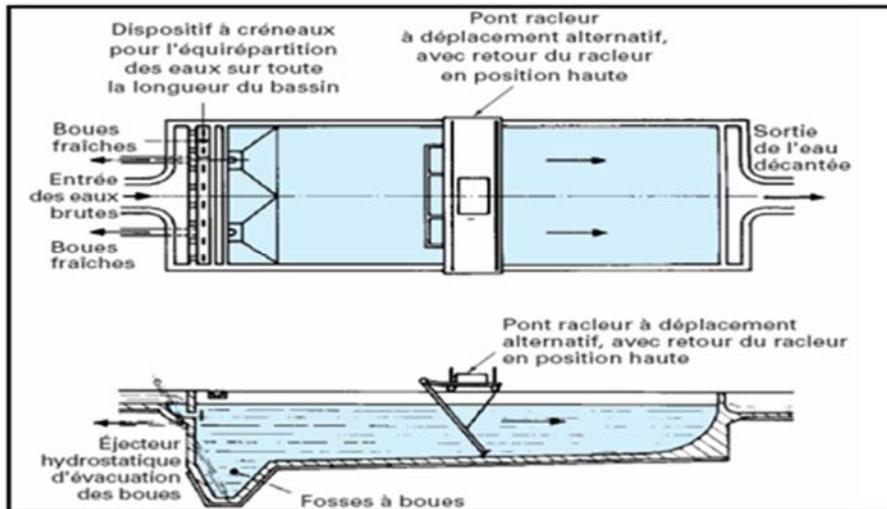


Fig. 6. : Décanteur longitudinal à pont racleur. **Mémento technique de l'eau, deuxième édition, tome 2, édition dégrément, 2005**

2.2 Coagulation-floculation :

Les procédés de coagulation et de floculation facilitent l'élimination de MES et des colloïdes en les rassemblant sous forme de floc dont la séparation est ensuite effectuée par des systèmes de décantation, flottation et/ou filtration.

-La coagulation est la déstabilisation de particules colloïdales par addition d'un réactif chimique appelé coagulant.

-La Floculation est l'agglomération de particules déstabilisées en micro floc et ensuite en flocons plus volumineux que l'on appelle flocons. On peut rajouter un autre réactif appelé floculant ou adjuvant de floculation pour faciliter la formation de flocons. Polymères organiques (Silice activée) et polymères naturels (starches, algues) sont les premiers à avoir été utilisés.

Mais l'utilisation d'adjuvants de floculation synthétique permet de minimiser la production de boues. Si l'on combine ces adjuvants de floculation avec des techniques de séparations modernes, on peut produire des boues denses qui seront directement traitées dans des unités de déshydratation

3. Traitements biologiques (traitement secondaire) :

Appelé aussi traitement secondaire, c'est une technique de réduction biologique de la matière organique restant dans le flux liquide après élimination de **40% à 60 % des solides en Suspension et de 20% à 40 % de la DBO5** par les procédés physiques du traitement primaire. Le traitement secondaire est en fait une technique qui exploite et accélère le processus naturel d'élimination des déchets. En présence d'oxygène, les bactéries aérobies transforment la matière organique en composés stables, tels que le dioxyde de carbone, l'eau, les nitrates et les phosphates. Ils permettent de faire passer les éléments présents sous forme

soluble ou colloïdale en éléments floculables et de constituer des agrégats que l'on peut de nouveau séparer de la phase liquide.

La production de nouveaux matériaux organiques est le résultat indirect du traitement biologique, et cette matière doit être éliminée avant que les eaux usées ne parviennent dans le milieu récepteur. Parmi les divers organismes responsables des phénomènes biologiques, les bactéries sont les plus importantes et les plus nombreuses.

La dégradation biologique s'accomplit en deux phases presque simultanées :

- Une phase d'adsorption, très rapide, au cours de laquelle les substances organiques s'adsorbent sur la membrane extérieure des cellules ;
- Une phase d'oxydation, plus lente, au cours de laquelle a lieu l'oxydation des matières en produit de décomposition telle que CO_2 et H_2O .

On distingue deux principaux types de procédés biologiques :

- Les procédés extensifs ou naturels ;
- Les procédés intensifs ou artificiels.

3.1 Les procédés extensifs ou naturels :

Les procédés extensifs correspondent à des procédés d'épuration dans lesquels la concentration en organisme épurateur est faible.

Elles comportent normalement pas de recyclage de liqueur bactérienne sauf dans certains cas où une recirculation d'un complexe algo-bactérien est utilisée.

On peut distinguer les techniques à culture libre (lagunage) et les techniques à culture fixées (épuration par le sol). Elles mettent en jeu des phénomènes d'autoépuration naturelle complexe dépendant des conditions climatiques et dont les équilibres ne sont pas toujours aisément maîtrisables.

3.1.1. Culture fixés sur support fin :

Les procédés d'épuration à cultures fixées sur support fin consistent à faire ruisseler l'eau à traiter sur plusieurs massifs indépendants. Les deux principaux mécanismes sont :

- **Filtration superficielle** : les matières en suspension (MES) sont arrêtées à la surface du massif filtrant et, avec elles, une partie de la pollution organique (DCO particulaire).
- **Oxydation** : le milieu granulaire constitue un réacteur biologique, un support de grande surface spécifique, sur lequel se fixent et se développent les bactéries aérobies responsables de l'oxydation de la pollution dissoute (DCO dissoute, azote organique et ammoniacal).

3.1.2. Lagunage

Principe de fonctionnement :

L'épuration est assurée grâce à un long temps de séjour ; dans plusieurs bassins étanches disposés en série. Le nombre de bassin le plus communément rencontré est de 3 bassins.

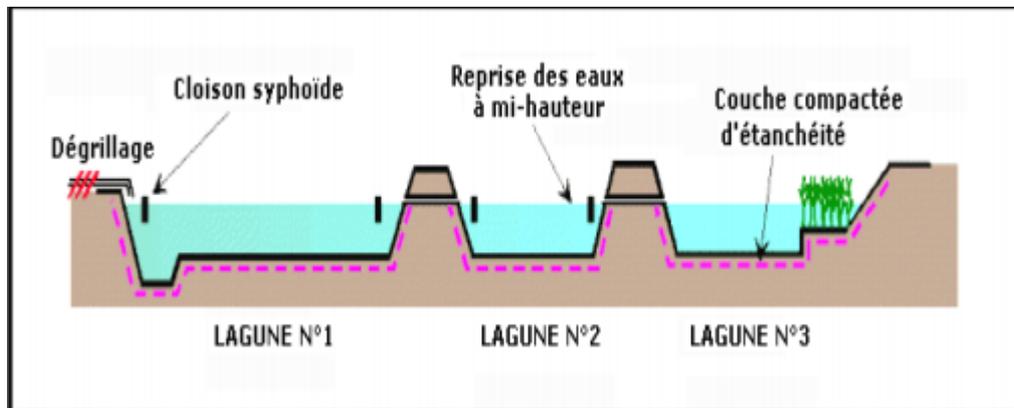


Fig.7 : schéma en coupe du lagunage naturel. **Mémento technique de l'eau, deuxième édition, tome 2, édition dégrément, 2005**

Le mécanisme de base sur lequel repose le lagunage naturel est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure des bassins est exposée à la lumière ceci permet l'existence d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et au maintien des bactéries aérobies.

Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique, le gaz carbonique formé par les bactéries, ainsi que les sels minéraux contenus dans les eaux usées, permettent aux algues de se multiplier. Il y a ainsi prolifération de deux populations interdépendantes : les bactéries et les algues planctoniques, également dénommées « microphytes ».

Ce cycle s'auto-entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et de la matière organique.

En fond de bassin ; où la lumière ne pénètre pas, ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Un dégagement de gaz carbonique et de méthane se produit à ce niveau

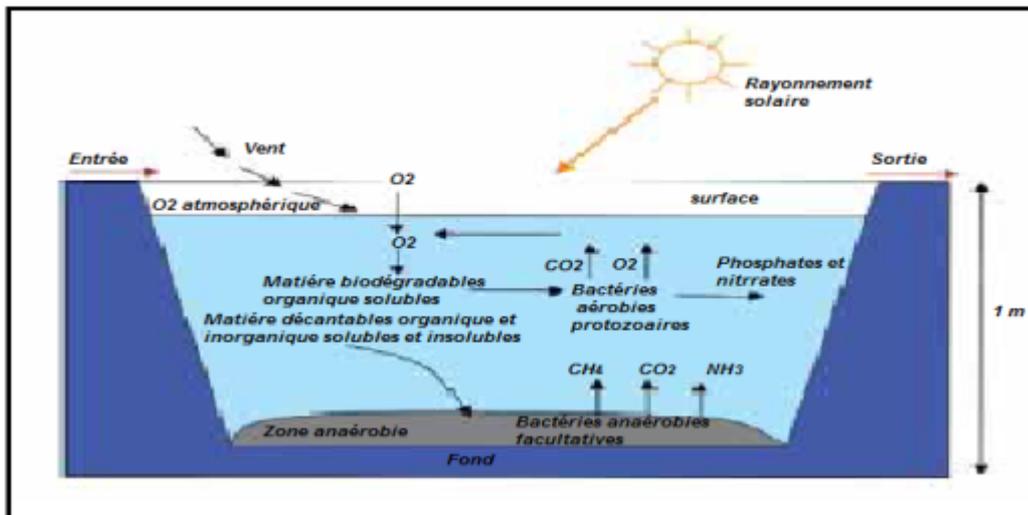


Fig.8 : Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel **Mémento technique de l'eau, deuxième édition, tome 2, édition degrément, 2005**

Classification des lagunes

Lagunes à macrophytes :

Les lagunes à macrophytes reproduisent des zones humides naturelles comportant une tranche d'eau libre ; tout en essayant de mettre en valeur les intérêts des écosystèmes naturels.

Elles sont souvent réalisées pour des traitements tertiaires à la suite de lagunage naturel, de lagunes facultatives ou de lagunage aéré, cette filière est généralement utilisée en vue d'améliorer le traitement (sur les paramètres DBO5 ou MES) ou de l'affiner (nutriments, métaux, ...).

Lagunes à microphytes :

Bassin dont la profondeur est d'environ 1m et où la biomasse végétale est principalement constituée par des algues microscopiques (phytoplancton).

Lagunes composites (mixte) :

Lagune comportant une zone spécialement aménagée sur le modèle d'une lagune à macrophytes.

Lagunes anaérobies :

Bassin profond (profondeur de l'ordre de **3 à 4m**) dans lequel s'établit un processus de fermentation anaérobie allant jusqu'à la méthanisation et entraînant un abattement partiel de la matière organique soluble. Le temps de séjour de l'eau y est de l'ordre de **3 à 10 jours** sous nos climats selon les objectifs.

Lagunes facultatives :

Bassin peu profond de **1 à 5 m**, comportant une zone anaérobie en fond de bassin et une zone aérobie en surface dont l'épaisseur varie en fonction de la condition météorologique et la saison. Le temps de séjour est de **15 à 30 jours**.

Lagunage aéré

Version intensive du lagunage, nécessitant une emprise nettement moindre que le lagunage naturel, le lagunage aéré consiste à intensifier l'activité aérobie par un brassage et une aération artificielle par des aérateurs mécaniques flottants ou fixes ou une insufflation d'air. Les équilibres biologiques sont voisins de ceux du procédé classique par boues activées. Mais en l'absence de recirculation de biomasse dans le système, la concentration en micro-organismes est faible et la décantation lente.

Tableau .1 : Avantages et inconvénients du lagunage

	Avantages	Inconvénients
lagunage naturel	<ul style="list-style-type: none"> -Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable ; -L'exploitation reste légère, mais si le curage global n'est pas réalisé à temps, les performances de la lagune chutent très sensiblement ; -Elimine une grande partie des nutriments : phosphore et azote (en été) ; -Très bonne élimination des germes pathogènes en été, bonne en hiver ; -S'adapte bien aux fortes variations de charge hydraulique ; -Pas de construction "en dur", le génie civil reste simple ; -Bonne intégration paysagère ; 	<ul style="list-style-type: none"> -Forte emprise au sol ; -Coût d'investissement très dépendant de la nature du sous-sol. Dans un terrain sableux ou instable, il est préférable de ne pas se tourner vers ce type de lagune ; -Performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique. Cependant, le rejet de matière organique s'effectue sous forme d'algues, ce qui est moins néfaste qu'une matière organique dissoute pour l'oxygénation du milieu en aval. Ce rejet reste faible en été (évapotranspiration), période la plus défavorable pour les cours d'eau, ce qui permet un rendement excellent en flux rejeté ;

	<ul style="list-style-type: none"> -Absence de nuisance sonore ; -Les boues de curages sont bien stabilisées (sauf celles présentes en tête du premier bassin) et faciles à épandre sur sol agricole 	<ul style="list-style-type: none"> -Qualité du rejet variable selon les saisons.
lagunage aéré	<ul style="list-style-type: none"> -Variation de charges hydrauliques et/ou organiques importantes ; -Effluents très concentrés ; -Effluents déséquilibrés en nutriment (cause de foisonnement filamenteux en boues activées) ; -Traitements conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables ; -Bonne intégration paysagère ; -Boues stabilisées ; -Curage des boues tous les deux ans. 	<ul style="list-style-type: none"> -Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ; -Présence de matériels électromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé ; -Nuisances sonores liées à la présence de système d'aération -Forte consommation énergétique

Tableau .2 : les techniques d'épuration extensives

Filière	Traitement primaire	Traitement secondaire	Traitement tertiaire
Infiltration	Décanteur digesteur	Infiltration- percolation	
Filtres plantés à écoulement vertical	Nécessaire (des filtres plantés à écoulement vertical peuvent être utilisés pour assurer ce traitement primaire)	Filtres plantés à écoulement vertical (1 ^{er} étage)	Filtres plantés à écoulement vertical (2 ^{ème} étage)
Filtres plantés à écoulement horizontale	Décanteur digesteur	Filtres plantés à écoulement horizontal	
Lagunage naturel	1 ^{er} bassin de lagunage	2 ^{ème} bassin de lagunage	3 ^{ème} bassin de lagunage
Lagunage a macrophytes	Déconseillé	Déconseillé	Un ou plusieurs bassins
Lagunage aéré	Lagune aérée + lagunage de décantation		Lagune de finition
Systèmes mixtes Par exemple...	1 ^{er} bassin de lagunage, 2 ^{ème} bassin de lagunage		Infiltration-percolation
	Lagunage aéré + lagunage de décantation		Infiltration-percolation
	Filtres plantés à écoulement vertical + filtres plantés à écoulement horizontal		

3.2. Les procédés intensifs ou artificiels :

Les techniques les plus développées au niveau des stations d'épuration urbaines sont des procédés biologiques intensifs.

Le principe de ces procédés est de localiser sur des surfaces réduites et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques que l'on peut observer dans le milieu naturel. On distingue :

- les lits bactériens et disques biologiques ;
- les boues activées.

3.2.1 Disques biologiques :

Cette technique, appelée rotating biological contactors (RBC) par les Anglo-Saxons, elle consiste une série de disque circulaire faiblement espacées, Partiellement immergés (40% généralement) dans l'eau à traiter et tournant autour d'un axe horizontal.

Les disques biologiques nécessitent un prétraitement, décantation primaire ou tamisage fin, ainsi qu'un clarificateur final pour retenir les boues en excès.

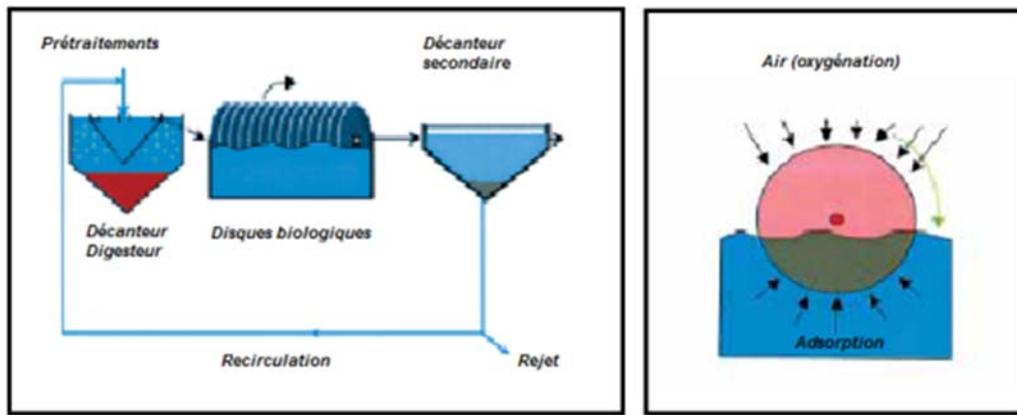


Fig. 9. : Epuration par un disque biologique. **Mémento technique de l'eau, deuxième édition, tome 2, édition degrément, 2005**

3.2.2. Lit bactérien :

Le mode de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler l'eau à traiter, préalablement décantée, sur une masse de matériaux (naturel ou plastique) servant de support aux micro-organismes épurateurs qui y forment un film épais. Les micro-organismes fixés éliminent les matières organiques par absorption des constituants solubles et en suspension. L'oxygène nécessaire au métabolisme aérobie est fourni par tirage naturel ou par ventilation forcée.

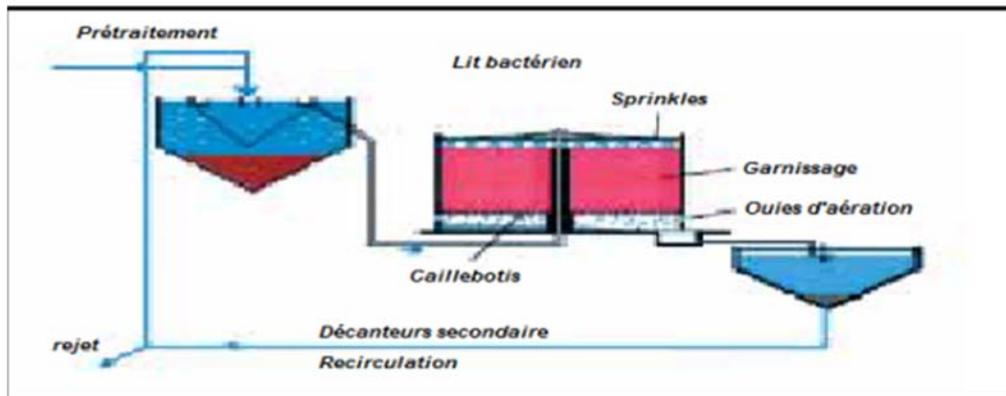


Fig. 10 : Epuration par lit bactérien. **Mémento technique de l'eau, deuxième édition, tome 2, édition degrément, 2005**

3.2.3. Boues activées :

Les boues activées sont des systèmes qui fonctionnent biologiquement, avec une aération artificielle, comme les lagunes aérées.

La différence réside dans la recirculation des organismes actifs (les boues activées) du décanteur secondaire vers le bassin d'aération.

Cette circulation a deux conséquences :

- la recirculation des boues activées dans le bassin d'aération peut être augmentée par rapport à une situation sans circulation. Une même quantité d'organisme actif peut donc être contenue dans un plus petit volume (économie d'espace).

-le temps de séjour des organismes actifs dans le système est plus élevé que le temps de séjour l'eau. Le contrôle de temps de séjours des boues activées permet de maitriser la capacité nitrifiante des boues et le degré d'oxydation des matières organiques solides. Cette technologie occupe une place très importante dans l'épuration des eaux usées urbaines. C'est un mode épuratoire très répandu

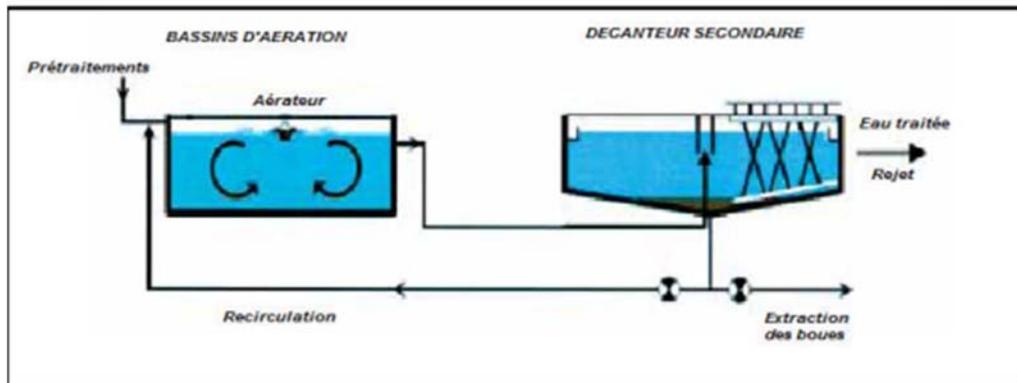


Fig. 11. : Principe d'épuration boue activée **Mémento technique de l'eau, deuxième édition, tome 2, édition degrément, 2005**

Tableau. 3 : Avantages/Inconvénients des procédés intensif

Procédés	Avantages	Inconvénients
disque biologique, lit bactérien	<ul style="list-style-type: none"> -Faible consommation d'énergie ; -Fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique Des boues activées ; -Bonne décantabilité des boues; Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées; -Généralement adaptés pour les petites collectivités; -Résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment). 	<ul style="list-style-type: none"> -Performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes ; -Coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée) ; -Nécessité de prétraitements efficaces ; -Sensibilité au colmatage ; -Ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.
boues activées	<ul style="list-style-type: none"> -Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites) ; -Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N par nitrification et dénitrification) ; -Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles ; -Boues (cf. glossaire) légèrement stabilisées ; -Facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée. 	<ul style="list-style-type: none"> -Coûts d'investissement assez importants ; -Consommation énergétique importante ; -Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; -Sensibilité aux surcharges hydrauliques ; -Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser ; -Forte production de boues qu'il faut concentrer.

4. Traitements tertiaire et complémentaire :

Dans le cas d'une éventuelle réutilisation de l'eau usée épurée généralement on procède à un traitement tertiaire ou complémentaire. En général, les techniques d'épuration, même les plus sévères, laissent passer dans l'eau épurée des matières organiques difficilement biodégradables et échappent à la meilleure décantation. Ainsi même après un traitement secondaire, l'eau véhicule presque toujours des micro-organismes et des micropolluants.

Conclusion :

L'épuration des eaux usées avec ces différents procédés éliminent une grande partie de ces polluants et des boues constituant un sous-produit de l'épuration.

Enfin, on peut rejeter les eaux épurées dans le milieu récepteur sans risque de contamination ou de pollution majeur.

Ainsi après l'étude les différents types de procédés d'épuration, nous optons la variante boue activée faible charge pour la rive droite plus extension et le lagunage pour la rive gauche ce qui permettra de garantir la qualité des eaux du fleuve Niger tout au long de l'année et même en période d'étiage.

Chapitre III :

Enquête de pollution

Introduction

Avant la proposition et étude des solutions techniques pour les eaux usées de la ville de Bamako, on présentera :

- Le Mali ;
- La ville de Bamako ;
- Données géographiques ;
- Caractéristiques démographiques ;
- Alimentation en eau potable ;
- Assainissement existant ;
- Solutions proposées.

I. Présentation du Mali et du district de Bamako :

Le Mali est un pays enclavé d'Afrique de l'ouest situé entre les **10^e et 25^e degrés** de l'altitude Nord et entre les **4^e et 12^e degrés de longitude** Ouest et couvre une superficie de **1 241 238 km²**. Il partage **7 420 km** de frontières avec sept pays limitrophes :

- L'Algérie au Nord ;
- Le Niger et le Burkina Faso à l'Est ;
- La Côte d'Ivoire et la Guinée Conakry au Sud ;
- La Mauritanie et le Sénégal à l'Ouest.

La population, s'élevant à environ **14,5 millions** d'habitants au recensement de 2009 est essentiellement rurale.

Les principales villes sont : **Bamako la capitale**, Kayes, Koulikoro, Ségou, Mopti, Sikasso, Tombouctou, Gao et Kidal.



Fig. 1 : Carte de situation du Mali

<https://fr.wikipedia.org/wiki/Mali>

Bamako, fondée par les Niaré, est la capitale et la plus grande ville du Mali.

Principal centre administratif du pays et doté d'un important port fluvial sur le Niger et centre commercial rayonnant sur toute la sous-région.

Au recensement de 2009 Bamako compte **2 009 109** habitants.

Son rythme de croissance urbaine est actuellement le plus élevé d'Afrique (et le sixième au monde).

La capitale Bamako est établie en district et divisée en deux rives de six communes.

La population actuelle de Bamako estimée à environ de **3 997 004 habitants** pour un taux d'accroissement de (**T=7,6 %**) [1].

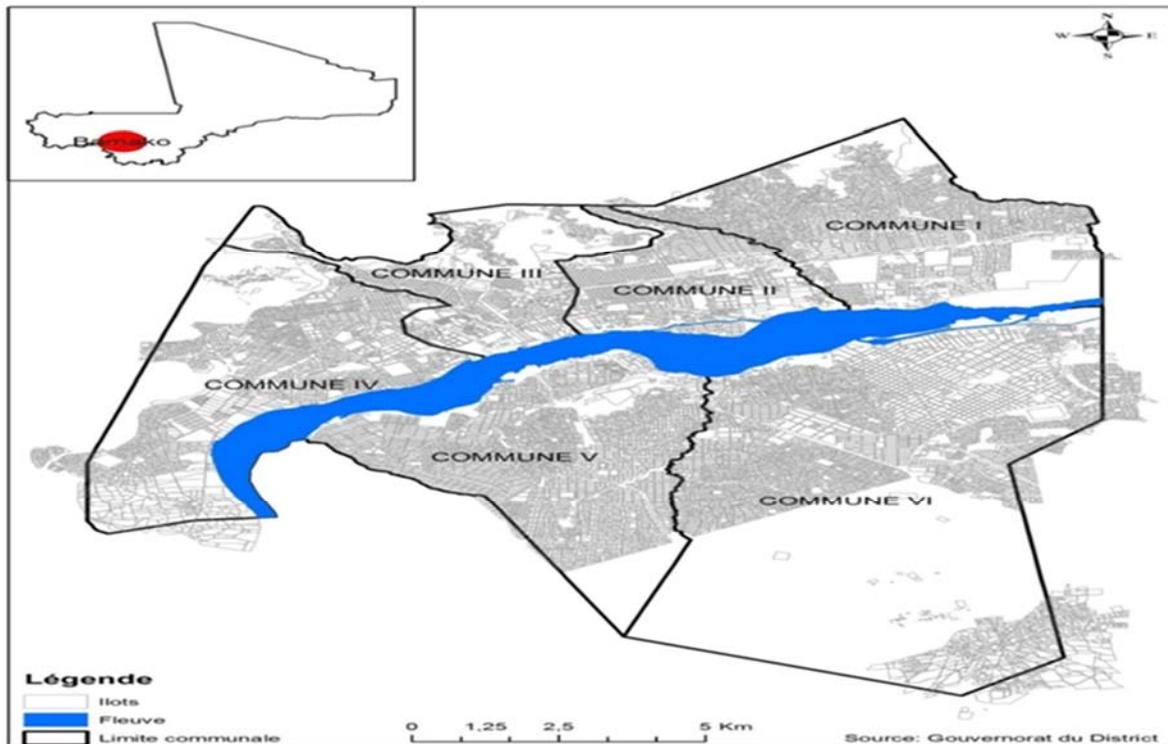


Fig. 2 : carte de Bamako. (L'APPORT DU SIG DANS LA GESTION DES ESPACES PUBLICS DU DISTRICT DE BAMAKO)

1. Données géographiques :

1.1 .Géographie physique :

Située sur les rives du fleuve Niger, la ville de Bamako est construite dans une cuvette entourée de collines. Elle s'étend d'ouest en est sur **22 km** et du nord au sud sur **12 km**, pour une superficie de **299 200 ha=2992 km²**

Le district de Bamako compte une forêt classée, celle de Koulouba qui s'étend sur une superficie de **2 010 ha**.

1.2. Aspects climatiques :

La ville de Bamako fait partie de la zone climatique soudano-sahélienne (type nord soudanais).

La précipitation moyenne est de l'ordre de **800-900 mm** par an étalée sur **5 mois** avec **60 à 80 jours** d'occurrence de pluie en moyenne.

D'une manière générale le climat est chaud et sec avec une saison des pluies qui s'étend de juin à octobre. De novembre à février c'est la saison fraîche

(**25° C en moyenne**) durant laquelle les précipitations sont faibles.

En revanche la saison sèche (mars à juin) est marquée par une chaleur accablante et une forte aridité.

Les températures sont les plus hautes en **avril/mai** (température moyenne mensuelle de **32° C**), mais la période octobre/ novembre est aussi relativement chaude (**27 °C**).

Tableau .1 : Moyenne inter annuelle des paramètres climatiques à Bamako (1971-2017)

Mois	Jan v.	Fé v.	mar s	avr il	ma i	juin	juill et	aou t	Sep t.	Oc t.	Nov .	Dec .
Temp.max (°c)	33.4	36. 4	38. 8	40. 2	38. 9	35.6	32.5	31.6	32.7	35	35.6	33.7
Temp.min (°c)	17.6	20. 4	23. 5	25. 7	25. 8	23.8	22.4	22	21.8	21. 4	18.5	17.2
Pluv.moy (mm)	1	1	1.5	19. 3	53. 1	121. 9	215. 8	282. 6	183. 6	63. 2	2.5	0
Evap.moy (mm)	6.8	8.3	9.1	8.1	6.2	3.9	2.3	1.7	1.8	2.7	5.1	6.4
Vent moy (m/s)	2.4	2.4	2.5	2.1	2.1	2	1.7	1.3	1.2	1.3	1.5	1

2. Hydrologie

Le Niger est un fleuve d'Afrique occidentale le troisième du continent par sa longueur de **4200km**, après le Nil et le Congo. Il prend sa source en Guinée Conakry à **800 m** d'altitude au pied des monts Loma pour, après une grande boucle aux confins du Sahara, se jeter dans l'océan atlantique au Nigeria.



Fig. 3 : Carte du fleuve Niger. https://fr.wikipedia.org/wiki/Bassin_du_Niger

Le régime des débits dans le fleuve Niger est étroitement lié au régime des précipitations traduit par le tableau ci-après.

La mise en service en 1980 du barrage de Sélingué situé sur le cours supérieur du fleuve Niger en amont de Bamako a modifié le régime du fleuve à Bamako, spécialement par le soutien aux étiages qu'apporte cet ouvrage destiné à la production d'électricité.

A Bamako, les crues du fleuve ont généralement lieu en septembre, et les étiages pendant les mois de Mars et d'Avril.

Tableau. 2 : Fleuve Niger à Bamako-Débit moyen mensuel à Bamako-Période 1982/2018. Tableau établi par la division « Inventaire des Ressources Hydraulique »(IRH) de la Direction Nationale de l'Hydraulique(DNH).

Mois	Janv.	Fév.	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Moy.
Débit (m ³ /s)	170	130	110	120	130	180	720	1060	2690	1830	710	300	660

Avec le soutien d'étiage du barrage de sélingué, sur la période considérée le débit moyen mensuel ne descend pas en dessous de **60/70 m³/s**.

Tableau 3 : Fleuve Niger à Bamako-Débit de crue

Fréquences (ans)	2	5	10	20	50	100
Débit de crue (m ³ /s)	4910	6320	7250	8140	9300	10160

3. Hydrogéologie :

L'eau dans le sous-sol de la région de Bamako se localise dans trois types de réservoirs naturels formés par (de haut en bas) :

- les formations latéritiques, les alluvions du fleuve Niger et de ses affluents (vallées adjacentes) ;
- les éluvions/colluvions sablo-argileux provenant des formations rocheuses ;
- les grès et les formations cristallines et cristalloyphyllicennes fissurés et fracturés (formations rocheuses).

4. Géologie :

L'agglomération de Bamako est à cheval sur une limite géologique majeure. Le socle granito-gneissique et schisteux au sud de la ville est recouvert par une couverture sédimentaire de grès à intercalations argileuses au Nord de la ville. Le socle et la couverture sédimentaire sont rendus perméables par la fracturation omniprésente dans la région.

5. Caractéristique démographiques :

En 2009, la population du district de Bamako avec celle de Kalaban-coro, Kabala et Tiebani était 1 921 374 habitats (Recensement Général de la Population et de l'Habitat 2009) avec un taux d'accroissement annuel moyen tournant environ 7,6%. [1]

En faisant recours à la formule de projection démographique valable pour des projections en moyen terme nous obtenons des résultats suivants les horizons.

Ainsi présentés dans le tableau ci-dessous par communes et quartiers.

La formule est la suivante :

$$P_n = P_0 (1+T)^n$$

Avec :

- P_n : population future après n années.
- P_0 : population actuelle.
- T : taux d'accroissement démographique T= **7.6%** (selon RGPH)
- n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'année considérée.

Nous obtenons le tableau suivant :

Tableau .4 : Evolution de la population entre (2019-2038)

Localité	Population 2009	Population 2019	Population 2035
Commune 1	334 886	696 658	2 249 137
Commune 2	159 360	331 514	1 070 282
Commune 3	128 666	267 661	864 137
Commune 4	304 526	633 500	2 045 236
Commune 5	413 266	859 710	2 775 547
Commune 6	459 662	956 144	3 087 149
Kalabancoro	96 173	200 067	645 910
Kabala	15 726	32 714	105 617
Tiebani	9 109	18 949	61 177
Total	1 921 374	3 997 004	12 904 192

Tableau .5 : Evolution de la population par rive (2009-2035)

	Population 2009	Population 2019	Population 2035
Rive gauche	927 438	1 929 333	6 228 792
Rive droite + extension	993 936	2 048 635	6 675 400

II. Alimentation en eau potable :

L'alimentation en eau potable des habitants de Bamako et environs est assurée de 4 manières :

- à partir de l'eau du fleuve, après traitement et distribution par un réseau d'eau potable. Ce type d'approvisionnement concerne essentiellement le centre- ville et quelques quartiers périphériques par la Société malienne de gestion d'eau potable (**SOMAGEP**) ;
- à partir de l'eau du fleuve Niger directement sans traitement préalable ;
- à partir des puits **de 6 à 15 m** de profondeur et plus souvent captant la nappe phréatique ;
- et à partir des forages.

La principale ressource en eau disponible est constituée par le fleuve Niger.

Seule l'eau distribuée par le réseau et celle des forages peuvent prétendre être sans risque pour la santé humaine du fait des traitements réalisés et la qualité des eaux profondes.

A Bamako environ **80 %** des concessions possèdent des puits.

Très souvent les populations alimentées par le réseau, utilisent l'eau du puits pour le lavage corporelle, le lavage du linge et l'arrosage tandis que celle du réseau est destinée principalement à la boisson.

Malgré les multiples efforts fournis par les autorités du secteur, des difficultés d'approvisionnement en eau de certaines zones du district persistent à cause souvent de leur position géographique.

III. Assainissement :

L'assainissement de la ville de Bamako est assuré par un réseau d'assainissement vétuste dans le centre- ville caractérisé par des fuites nombreuses et l'absence de traitement avant rejet des eaux usées dans le fleuve.

Aujourd'hui ces réseaux sont presque tous hors d'usage, dans d'autres quartiers sont utilisés les ouvrages d'assainissement autonomes dont les latrines traditionnelles et les fosses septiques.

En raison de la profondeur relativement faible de la nappe phréatique et de la proximité des latrines et des puits à l'intérieur des concessions, un risque évident de contamination de l'eau des puits existe.

Une partie de la population reconnaît même ne plus utiliser l'eau de puits pour les usages alimentaires.

La contamination de la nappe phréatique par les eaux provenant des latrines, fosses septique et des puisards peut entraîner des maladies hydriques.



Fig. 4 : Eaux usées provenant des latrines. (FSM_Gestion_Mali.)

Ces dernières années, le système d'évacuation des eaux de ruissellement a été considérablement amélioré. Cependant l'entretien des collecteurs et caniveaux existants pose de sérieux problèmes, car généralement transformés en dépôts d'ordures ménagères et des boues de vidange.

Une des pratiques couramment rencontrée est le rejet des eaux usées dans la rue ou dans les caniveaux (voir photos ci-dessous).



Fig. 5 : Stagnation des eaux de ruissellement dans la rue. (FSM_Gestion_Mali.)



Fig. 6 : Caniveau mal entretenu

En ce qui concerne l'assainissement individuel, il se caractérise par un faible niveau de couverture en ouvrages. Il faut en plus noter que les ouvrages existants sont mal conçus et mal construits.



Vue extérieure



Vue intérieure : dalle et trou de défécation

Fig. 7 : vue (extérieure et intérieure) d'une latrine. (FSM_Gestion_Mali.)

1. Réseau d'assainissement existant :

- **L'assainissement semi collectif** porte le système de réseaux d'égout à faible diamètre.

Ce système qui se trouve à ses débuts se rencontre seulement à Bamako pour **37,5 km** au niveau de trois quartiers (Banconi Flabougou : **12 km**, Baco-Djicoroni : **25 km** et l'hippodrome **0,5 km**). Les concessions raccordées sont au **nombre 648**.

- **L'assainissement collectif**, la ville de Bamako qui est la plus équipée ne dispose que de **9 petits réseaux d'assainissement** enterrés dont la longueur fait **27 km** et qui ne **desservent que 2% de la population**. Ces réseaux pour la plupart mal entretenus, bouchés sont dans un mauvais état de fonctionnement.

2. Systèmes d'évacuation existants

Les ouvrages utilisés pour l'évacuation des eaux usées sont : les ouvrages d'assainissement Individuels et collectifs qui ont été différenciés selon les types d'eaux usées, comme présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau .6 : les solutions d'assainissement existantes par type d'eaux usées

Types d'eaux usées	Solution d'assainissement individuel	Solution d'assainissement collectif
Eaux de vanne	Latrines	Latrines publiques
	Fosse septique + puisard	Réseau d'égout conventionnel
Eaux pluviales	Puisard	Mini réseau d'égout avec ou sans traitement
		Caniveau ou (voie publique)
Eaux grises		

Il faut ici noter la particularité des mini-réseaux d'égouts de Bamako qui ne collectent que des eaux grises qui sont rejetées via les caniveaux d'eaux pluviales vers les marigots et/ ou le fleuve Niger. Les eaux vannes sont, la plupart du temps, traitées dans des systèmes d'assainissement individuels.

Les déchets liquides retirés des latrines, des fosses septiques et des puits perdus sont abandonnés dans des champs, les ravins, les marigots voire dans le fleuve.



Fig.8: Un camion spiros déversant son contenu à environ **100 m** derrière les habitations de sebenikoro à Bamako. (FSM_Gestion_Mali.)

IV. Solutions proposées.

Etant donné que Bamako est divisé en deux rives par le fleuve Niger, on propose :

- **Pour la rive gauche** : un traitement biologique par un système de lagunage du fait d'un faible taux de population par rapport à la rive droite et la disponibilité de terrain.
- **Pour la rive droite** : une station d'épuration à boue activée faible charge.

Le choix du site des futures stations des eaux usées urbaines de la ville Bamako sera décidé une fois que les décisions du tracé des collecteurs des différents point de rejet seront prises.

Chapitre IV :

Détermination de la capacité des futures stations d'épuration et la composition des eaux usées

Introduction :

Notre objectif qui est *de proposer des solutions techniques aux problèmes de gestion et d'épuration des eaux usées urbaines de la ville Bamako* qui sont actuellement non traitées et déversées dans le fleuve Niger.

Notre solution est la construction de deux stations d'épuration :

- **Pour la rive gauche** : un traitement biologique par un système de lagunage du fait d'un faible taux de population par rapport à la rive droite et la disponibilité de terrain.
- **Pour la rive droite** : une station d'épuration à boue activée faible charge.

Pour la capacité des futures stations d'épuration et l'estimation de la composition des eaux usées on tiendra compte des données suivantes :

- La population ;
- Les industries (équipements) ;
- Le réseau d'assainissement ;
- La consommation en eau et l'évaluation de tous ses paramètres dans les années à venir.

1. Détermination de la capacité de la station :**1.1 Population :**

Pour la détermination de la population future on applique la formule d'accroissement exponentiel suivante :

$$P_n = P_0 (1+T)^n$$

- P_n = Population future
- P_0 = Population actuelle
- T = Taux d'accroissement annuel égal 7,6% (selon RGPH2009)
- n = nombres d'années

Nous obtenons le tableau suivant :

Tableau .1 : évolution démographique de la population par rive

	Population 2009	Population 2019	Population 2035
Rive gauche	927 438	1 929 333	6 228 792
Rive droite + extension	993 936	2 048 635	6 675 400

En prenant **les 2 %** de la population qui sera raccordées au réseau d'assainissement nous obtenons le tableau suivant :

Tableau .2 : Les populations raccordées au réseau

Localité	Population	
	2019	2035
Horizons		
Les 2% de la population de la rive droite +extensions	40 972	133 508
Les 2 % de la population de la rive gauche	38586	124 575

1.2 .Estimation des besoins en eau au différent horizon :

1.2.1 Besoin en eau domestiques et équipements :

La dotation en eau potable est **75 litres par jour par habitants**. Les besoins des équipements sont estimés à **20 % des besoins**.

Tableau.3 : Besoins en eau et équipements.

Localité	Années	Besoins domestiques en eau Q_p (m ³ /j)	Equipements	Besoins Totaux m ³ /j
Rive droite+ Extensions	2019	3072,9	614 ,58	3687,48
	2035	10013,1	2002,62	12015,72
RIVE gauche	2019	2893,95	578,79	3472.74
	2035	9343,125	1868,625	11211,75

1.2.2 Estimation du débit en eaux usées :

Connaissant les consommations en eaux potables et en tenant du taux de raccordement au réseau d'assainissement et des réductions il est possible d'estimer le débit d'eaux usées qui sera acheminé vers la future station d'épuration.

Le taux de réduction est habituellement estimé à **80 %** ce qui conduit à un coefficient globale de réduction $r= 0,80$

Les débits journaliers des eaux usées sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau .4 : besoins totaux –débit d'eau usée rejeté

Localité	Année	Besoins totaux journaliers (m ³ /j)	Débit d'eaux usées rejeté (m ³ /j)
RIVE droite+ extensions	2019	3687,48	2949,984
	2035	12015,72	9612,576
Rive gauche	2019	3472,74	2778,192
	2035	11211,75	8969,4

1.2.3 Equivalent habitant :

Connaissant le débit de rejets, on détermine l'équivalent habitant correspondant à chaque horizon par la formule :

$$\text{Eq.hbt} = \frac{\text{Débit moyen eau potable total}}{\text{dotation}/1000} \quad (\text{hbt})$$

Tableau .5 : besoins totaux et équivalent habitant

horizon	2019			2035		
	Besoins totaux (m ³ /j)	Dotation (l/hab/j)	Eq.hbt (hab)	Besoins totaux (m ³ /j)	Dotation (l/hab/j)	Eq.hbt (hab)
Rive droite +extensions	3687.48	75	49166	12015,72	75	160209
Rive gauche	3472,74	75	46303	11211,75	75	149490

2. Estimation de la composition des eaux usées :

Pour déterminer la composition des effluents qui peuvent être retrouvés en tête de la station il faut disposer des données scientifiques permettant une approche de la composition des eaux usées la charge polluante est évaluée par deux paramètres de pollution la DBO et les MES.

Le réseau d'assainissement de la ville de Bamako serait de **type unitaire**, les normes alors retenues sont :

- Demande biochimique en oxygène pendant 5 jours (DBO5) : **65g/hab/j** ;
- Matières en suspension totales (MES) : **70 g/hab/ j**

La charge polluante susceptible d'être retrouvée dans les eaux usées est évaluée dans le tableau suivant :

Tableau .6 : la charge polluante contenue dans l'eau usée pour la rive droite +extensions

Années	2019	2035
DBO5		
Charges (kg/j)	3195 ,79	10413,585
Concentration (mg/l)	1083	1083
MES		
Charge (kg/j)	3441,62	11214,63
Concentration (mg/l)	1166	1166

Tableau .7 : la charge polluante contenue dans l'eau usée pour la rive gauche

Années	2019	2035
DBO5		
Charges (kg/j)	3009,7	9716,85
Concentration (mg/l)	1083	1083
MES		
Charge (kg/j)	3241,21	10464,3
Concentration (mg/l)	1166	1166

Tableau.8 : Caractéristique de la station d'épuration (de la rive droite + extensions) Bamako

Désignation /année	2019	2035
Type de réseau : unitaire		
Nombre d'équivalent habitant	49 166	160 209
Charge hydraulique		
Consommation en eau Potable (m ³ /j)	3687,48	12015,72
Coefficient de rejet	80%	80%
Débit des eaux usées (m ³ /j)	2949,984	9612,567
Coefficient de pointe	1,54	1,52
Débit max des eaux usées (m ³ /s)	0,052	0,169
Charge polluante		
Charge journalière en DBO5 (kg/j)	3195,79	10413,585
Concentration de l'effluent en DBO5 (mg/l)	1083	1083
Charge journalière en MES (kg/j)	3441,62	11214,63
Concentration de L'effluent en MES (mg/l)	1166	1166

Tableau .9 : Caractéristique de la station d'épuration de la rive gauche.

Désignation /année	2019	2035
Type de réseau unitaire		
Nombre d'équivalent habitant	46303	149490
Charge hydraulique		
Consommation en eau Potable (m ³ /j)	3472,74	11211,75
Coefficient de rejet	80%	80%
Débit des eaux usées (m ³ /j)	2778,192	8969,4
Coefficient de pointe	1,89	1,71
Débit max des eaux usées (m ³ /s)	0,060	0,177
Charges polluantes		
Charge journalière en DBO5 (kg/j)	3009,7	9716,85
Concentration de l'effluent en DBO5 (mg/l)	1083	1083
Charge journalière en MES (kg/j)	3241,21	10464,3
Concentration de L'effluent en MES (mg/l)	1166	1166

Conclusion :

La qualité des eaux traitées doit être telle qu'elles puissent être déversées dans les cours d'eau sans dégradation du milieu récepteur. Les stations devront fournir une eau épurée de concentration en matières polluantes conformes normes en vigueur au Mali.

Chapitre V :
Calcul des futures stations
d'épuration

Introduction :

Le calcul des futures stations d'épuration se fera sur la base des données qui sont mentionnées aux chapitres précédents

Partie A : Station d'épuration à boues activée faible charge (rive droite + extensions)

Dimensionnement de la station d'épuration :

Cette partie A du présent chapitre sera consacré au calcul de la station d'épuration qui fonctionnera par boue activée à faible charge.

Le dimensionnement va tenir compte de l'extension de la future station à savoir l'horizon 2035. On rappelle les caractéristiques de la future station d'épuration de la rive droite.

Tableau .1 : Caractéristiques de la future station d'épuration : rive droite.

Désignation /année	2019	2035
Type de réseau unitaire		
Nombre d'équivalent habitant	49 166	160 209
Charge hydraulique		
Consommation en eau Potable (m ³ /j)	3687,48	12015,72
Coefficient de rejet	80%	80%
Débit des eaux usées (m ³ /j)	2949,984	9612,567
Coefficient de pointe	1,54	1,52
Débit des eaux max usées (m ³ /s)	0,052	0,169
Charge polluante		
Charge journalière en DBO5 (kg/j)	3195,79	10413,585

Concentration de l'effluent en DBO5 mg/l	1083	1083
Charge journalière en MES (kg/j)	3441,62	11214,63
Concentration de l'effluent en MES (mg/l)	1166	1166

1. Prétraitement

Le dimensionnement des ouvrages du prétraitement sera calculé directement pour l'horizon **2035**.

1.1. Dégrillage :

Les déchets véhiculés par l'effluent seront éliminés dès leur arrivée dans la station grâce au dégrillage mécanique. Les eaux usées passent par des grilles ayant des espacements des barreaux égaux 16 mm où les matières volumineuses sont retenues. On aura deux types de grilles : pré-dégrillage et dégrillage fin.

Calcul des paramètres de la grille :

Le pré-dégrillage des eaux usées brutes s'effectuera par une grille grossière installée à l'amont d'une station de relevage (le pré-dégrillage ne sera pas calculé dans le présent mémoire)

Les caractéristiques de la grille sont calculées pour l'horizon **2035** ainsi que les ouvrages de prétraitement à savoir la grille fine et le déssableur-déshuilleur.

- Calcul du nombre d'espacement entre les barreaux :

$$n = \frac{Q_{eu \max} * k}{b * h_1 * v_g}$$

Avec

- n : nombre d'espacement entre les barreaux ;
- **Q_{eu max}** : débit max des eaux usées (**0,169 m³/s**) ;
- **k** : coefficient de colmatage qui est égal à **1,05** ;
- **b** : en mm espacement entre les barreaux **16 mm** ;
- **h₁** : hauteur d'eau avant la grille en (m) **h₁= 0,5 m** ;
- **v_g** : vitesse des eaux usées à travers la grille (m/s)
0,7 ≤ v_g ≤ 1 m/s alors **v_g=0,9 m/s**.

Application numérique :

n= 25 espacements 24 barreaux

- Largeur de la grille :

$$B_g = s \cdot (n-1) + (b \cdot n)$$

- **n** : nombre d'espacement entre les barreaux **n=25** ;
- **S** : (mm) l'épaisseur des barreaux **S=10mm** ;
- **B_g** : largeur de la grille en (m) ;
- **b** : espacement entre les barreaux **b= 16mm** ;

Application numérique : **B_g= 0,64 m**

- Les pertes de charge :

Les pertes de charge à travers la grille se calculent par la formule suivante :

$$\delta = \beta (s/b)^{4/3} (v^2 \cdot p / 2g) \sin \alpha$$

- **S** : épaisseur des barreaux : **0,01 m** ;
- **b** : espacement entre barreaux : **0,016 m** ;
- **v** : vitesse amont : **0,9 m/s** ;
- α : angle des grilles par rapport l'horizontal : **60°** ;
- β : facteur de forme : **2,42 section rectangulaire** ;
- **p**:coefficient **p= 3**.

Application numérique : **$\delta = 0,139$ m**

- Volume des détrit

Selon les normes, le volume de rejet par an est de **8 l/ an** par équivalent habitant alors **V_R= 3,51 m³/j** ; **V_R > 0,1 m³/j** le nettoyage de la grille doit être alors mécanique

Tableau. 2 : Caractéristique de la grille

Nombre d'espacement (n)	25
Largeur de la grille	0,64 m
Perte de charge	0,139 m
Volume de détrit	3,51 m ³ /j

1.2. Dessableur :

Calcul des paramètres du dessableur

- Longueur du dessableur :

$$L = \frac{1000 * K_s * h * V_s}{U_0}$$

- **K_s** : coefficient $k_s=1,7$;
- **h** : hauteur théorique du dessableur $h = (U_0/K_s) * \zeta$, ζ (temps de séjour : 1mn), $h=0,99$ m ;
- **V_s** : vitesse de passage d'eau ($0,15 \leq V_s \leq 0,3$ m/s) ;
 $V_s = 0,15$ m/s ;
- **U₀** : vitesse de sédimentation de la plus petite particule du sable à retenir,
 $U_0 = 18,7$ mm/s

Application numérique :

$$L = 13,5 \text{ m}$$

- Hauteur de la couche du sable sédimenté h₂ :

$$h_2 = \frac{W}{F}$$

- **W** : volume du sable sédimenté ;
- **F** : surface libre du dessabler ;

➤ Volume du sable sédimenté :

$$w = \frac{N * P * t}{1000}$$

- **N** : nombre d'équivalent habitant $N=160\ 209$ hab ;
- **P** : quantité de sable (réseau unitaire) $P=0,04$ l/hab/j ;
- **t** = fréquence de lavage, $t=2$ jours.

$$w = 12,817 \text{ m}^3$$

➤ Surface du libre dessableur

$$F = \frac{Q_{eu \text{ max}}}{n * U_0}$$

- **n** : nombre de section $n \geq 2$
- **Q_{eu max}** = 0,169 m³/s
- **U_o** = 18,7 mm/s

$$F=4,519 \text{ m}^2$$

Alors la hauteur de couche du sable sédimenté, $h_2 = 2,836 \text{ m}$.

- La largeur du dessableur B :

$$B = \frac{F}{L}$$

Application numérique : **B = 0,4 m**

- Calcul de la surface du lit de séchage du sable :

Avant la remise en surcharge, les sables doivent être lavés à l'eau. La surface du lit (S_s en m²) est donnée par le rapport du volume de sable retenu annuellement (w en m³) a la charge annuelle de sable à sécher (q) fixé à 3 m³/m²/an

$$S_s = \frac{w}{q}$$

Application numérique : **S_s = 1559,402 m²**

Tableau .3 : Caractéristiques du dessableur

Longueur du dessableur	L = 13,5 m
Surface libre d'eau	F = 4,519 m²
Largeur du dessableur	B = 0,4 m
Volume du sable sédimenté	W = 12,817 m³/
Hauteur de la couche sédimentée	h₂ = 2,836 m
Temps de séjour	t = 60 s
Surface du lit séchage	S_s = 1559,402 m²

2. Traitement biologique :

L'épuration biologique s'effectue conformément à l'ensemble classique :

- ✓ L'aération ;
- ✓ La clarification où s'effectue la séparation boue/ eau traitée ;
- ✓ Désinfection ;
- ✓ La recirculation des boues assurant le réensemencement dans les bassins d'aération.

2.1 Bassin d'aération (horizon 2035) :

Le volume du bassin d'aération se calcule en fonction du débit moyen journalier pour l'horizon 2035 qui est égal **20827,17 m³**.

Faible charge :

Charge volumique « Cv » : $0,35 < C_v < 0,6$ (kg DBO5 /m³/J)

On suppose la hauteur de bassin d'aération **h = 4,5m**

Charge DBO5 (kg/j)	10414
Cv : kg DBO5 /m ³ /j	0,5
Volume du bassin d'aération m ³	20828

Pour une hauteur d'eau de **4,5 m la surface sera 4628 m²**.

A l'horizon proche de réalisation de la station on aura un bassin d'aération de 40 m de côté, alors qu'en 2035 on rajoute deux bassins de même dimension.

2.2. Besoin en oxygène :

Les bactéries étant aérobies utilisent l'oxygène pour la respiration endogène et pour l'assimilation du substrat .En première approximation, ces deux termes Peuvent s'écrire :

$$B_{O_2} = a'Le + b'Xa$$

- **B_{O₂}** : Besoin théorique journalière en oxygène en kg O₂/j
- **Le** : Pollution éliminée en DBO5 /j
- **Xa** : masse totale des boues présentes dans le bassin d'aération en kg
- **Xa = Le/Cm** avec **0,07 < Cm < 0,2** et **Le = 10414** alors **Xa = 52070kg**

a' et b' : Coefficient de respiration déterminé en fonction de la charge massique **a' = 0,6** et **b' = 0,07**.

La concentration de la boue dans le bassin [xa] : 3 kg/m³

- **Les besoins théoriques de pointe en oxygène sont donnés par la relation suivante :**

$$P_{O_2} = (a' Le/12) + (b'Xa/24)$$

Tableau. 3 : Résultat du calcul des besoins en oxygène

Besoins en oxygène	
a'	0,6
b'	0,07
V (m ³)	20828
Xa (kg)	52070
[xa] (kg/m ³)	3
Le (kg/j)	10414
B02 (kg/j)	9893,3
besoins théorique de pointe en oxygène	
a'	0,6
b'	0,07
Xa (kg)	52070
Le (kg/j)	10414
Po2 (kg/j)	672,57

3. Clarificateur (décantation secondaire) :

Les clarificateurs sont utilisés dans l'installation à boues activées pour séparer l'eau traitée de la biomasse, décanter les boues et les épaisir suffisamment afin que leur recirculation en tête des bassins y maintienne la concentration en biomasse à la valeur désirée.

Notre ouvrage de la décantation secondaire sera du type circulaire dont le diamètre est donné par la relation suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{eu} \cdot m \cdot h}{3.6 \cdot \pi \cdot k \cdot n \cdot U_0}}$$

Avec

- **Q_{eu}m_h** : débit moyen horaire m³/h ;
- **K** : coefficient du volume (**k = 0,45**) pour les décanteurs circulaires ;
- **n** : nombre décanteur, n ≥ 2 ;
- **U₀** : vitesse de sédimentation en mm/s.

Application numérique :

Selon les normes du rejet du Mali en MES qui est égale à **30 mg/l** (voir tableau 1 chapitre I), le degré d'épuration sera **E= 97 %**.

$$U_0 = \frac{1000 * k * H}{t * \left(\frac{kH}{h}\right)^{0.25}}$$

Avec :

- **k = 0,45 ;**
- **H : hauteur théorique du décanteur entre 1,5-5 m ;**
- **t : durée de décantation t=1830 s ;**
- **h : hauteur théorique 500 mm.**

Application Numérique : U0= 0,84 mm/s

Alors nous aurons **deux décanteurs** de diamètre **D=14 m**.

4. Bilan des boues :**a) Boues produites en première phase 2019 :**

$$S = S_m + 0,25S_o + 0,25a_m L_e - S_{eff}.$$

La quantité des boues peut être déterminée par la relation ci-dessus

- **S_m :** quantité des matières minérales non éliminé par le traitement ; elle représente 30 % de MES, **S_m =30 % MES =1032,486 kg/j ;**
- **S_o :** quantité des matières sèche non biodegradables elle représente 70% de MES ;
- **L_e :** Pollution dégradé en kg/j ; **L_e = (1083-30)*2949,984*10⁻³= 30106,333 kg/j ;**
- **a_m :** Coefficient de rendement circulaire a_m=0,55 ;
- **S_{eff} :** fuites de Mes avec l'effluent (dépend de la norme de rejet).

Donc **S= 1032,486+ (0,25*2049,134) + (0,25*0,55*30106,33)= 1971,889 kg/j**

b) Boues produite en seconde phase (2035) :

La quantité des boues susceptible d'être produite dans la future station d'épuration est

S= 6718.72 kg/j.

c) Age des boues :

$$A = \frac{Vt}{Si}$$

- V : volume du bassin d'aération en m^3 ;
- t : Concentration en boue $t=3kg/m^3$;
- S_i : Boues produite en excès par le décanteur secondaire pour la phase i

Remarque : Si l'âge des boues est élevé ce qui indique qu'une minéralisation très poussée des boues sera obtenue.

Application numérique : $A=9$ jours

d) Recirculation des boues :

Les débits de recirculation des boues sont fonction essentiellement de :

- La concentration en matière sèche dans le bassin ;
- La concentration des boues après décantation.

e) Taux de recirculation :

$$R = (r \cdot i / C)$$

- C : taux de MES dans les boues recirculées $C = (X_r) / (X_0 \cdot X_r)$ avec
- X_r : concentration des boues recyclée ;
- X_0 : concentration en matières sèche dans le bassin ;
- i : indice de MOHLMAN pour 1 indice de MOHLMAN : 1/150 ml/g c'est-à-dire on aura une bonne décantation de la concentration serait de 10 g/ml.

5. Désinfection :

Le bassin de contact est calculé directement pour subvenir au besoin de la seconde phase avec une durée de contact des eaux épurées avec le produit désinfectant (le chlore) d'une durée de 30 min..

6. Traitement des boues :

6.1. Epaississement des boues :

Les boues en excès sont refoulées pour l'ouvrage d'épaississement qui est calculé pour subvenir aux besoins des boues de la deuxième phase de la réalisation dont les caractéristiques de cet ouvrage seront :

- Production journalière en excès (kg/j) : 6718,78 kg/j ;
- Teneur en matières sèches : 12 g/l ;
- Volume de boues à épaissir : 537 m^3/j (il nous faut prendre deux épaisseurs de dimension unitaire) ;
- Types d'ouvrages d'épaississement : circulaire raclé ;
- Diamètre : 10 m ;

- Surface : 67 m² ;
- Hauteur d'épaississement : 4m ;
- Volume utile d'ouvrage : 268 m³ ;
- Temps de séjour des boues par ouvrage : 2 jours ;
- Concentration des boues à l'extraction : 40g/l ;
- Volume des boues envoyé vers les lits de séchage : 167,97 m³/j.

6.2. Lit de séchage :

Les boues épaissies sont extraites de l'épaissir et acheminées vers les lits de séchages dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Production annuelle en boues (kg/an) : 2 242 354,7 kg/an ;
- Teneur en matières sèches (g/l) : 40g/l ;
- Volume correspondant (m³/an) : 56058,9 m³/an ;
- Nombre d'équivalent habitant au m² : 14 equiv./hab./m² ;
- Nombre total des lits : 25 lits ;
- Hauteur de remplissage : 0,7 m ;
- Surface totale des lits : 11677,77 m² ;
- Surface unitaire de chaque lit : 778,5 m² ;
- Durée de séchage des boues : 28 jours.

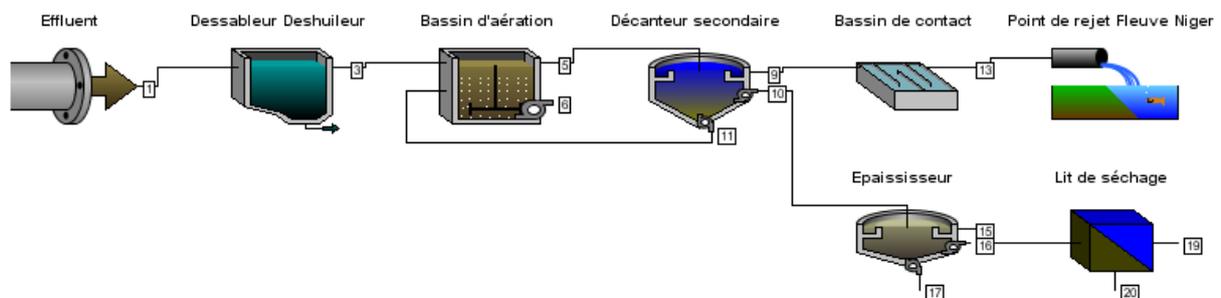


Fig. 1 : Schéma de la station à boue activée à faible

Partie B : Système de lagunage naturel pour la rive gauche

Introduction

La disponibilité du terrain ; l'écoulement par gravité des eaux usées et l'aération naturelle justifie le choix de ce système d'épuration (épuration par lagunage naturel).

Dimensionnement de la station d'épuration :

Le dimensionnement va tenir compte de l'extension de la future station à savoir l'horizon 2035. On rappelle les caractéristiques de la future station d'épuration de la rive gauche :

Tableau .1 : Caractéristique de la station d'épuration de la rive gauche.

Désignation /année	2019	2035
Type de réseau unitaire		
Nombre d'équivalent habitant	46303	149490
Charge hydraulique		
Consommation en eau Potable (m ³ /j)	3472,74	11211,75
Coefficient de rejet	80%	80%
Débit des eaux usées (m ³ /j)	2778,192	8969,4
Coefficient de pointe	1,89	1,71
Débit max des eaux usées (m ³ /s)	0,060	0,177
Charges polluantes		
Charge journalière en DBO5 (kg/j)	3009,7	9716,85
Concentration de l'effluent en DBO5 (mg/l)	1083	1083

Charge journalière en MES (kg/j)	3241,21	10464,3
Concentration de l'effluent en MES(mg/l)	1166	1166

I. Prétraitement :

Avant que les eaux usées urbaine de la rive gauche de Bamako subissent un traitement biologique dans le système de lagunage proposé dans le cadre de ce mémoire, les eaux usées brutes doivent être prétraitées dans des ouvrages de prétraitement comportant : dégrillage, dessablage déshuilage et décantation primaire. Le dimensionnement de ces ouvrages de prétraitement se fera pour l'horizon de 2035.

1.1. Dégrillage :

Comme dans la station à boue activée, les déchets véhiculés par l'effluent seront éliminés dès leur arrivée dans la station grâce au dégrillage mécanique. Les eaux usées passent par des grilles ayant des espacements des barreaux égaux 16 mm où les matières volumineuses sont retenues. On aura deux types de grilles : pré-dégrillage et dégrillage fin.

Calcul des paramètres de la grille :

Le pré-dégrillage des eaux usées brutes s'effectuera par une grille grossière installée à l'amont d'une station de relevage (le pré-dégrillage ne sera pas calculé dans le présent mémoire)

Les caractéristiques de la grille sont calculées pour l'horizon **2035** ainsi que les ouvrages de prétraitement à savoir la grille fine et le déssableur-déshuilleur.

- Calcul du nombre d'espacement entre les barreaux :

$$n = \frac{Q_{eu \max} * k}{b * h_1 * v_g}$$

Avec

- n : nombre d'espacement entre les barreaux ;
- **Q_{eu max}** : débit max des eaux usées (**0,177 m³/s**) ;
- **k** : coefficient de colmatage qui est égal à **1,05** ;
- **b** : en mm espacement entre les barreaux **16 mm** ;
- **h₁** : hauteur d'eau avant la grille en (m) **h₁= 0,5 m** ;
- **v_g** : vitesse des eaux usées à travers la grille (m/s)
0,7 ≤ v_g ≤ 1 m/s alors **v_g=0,9 m/s**.

Application numérique :

n= 26 espacement soit 25 barreaux

- Largeur de la grille :

$$B_g = s \cdot (n-1) + (b \cdot n)$$

- **n** : nombre d'espacement entre les barreaux **n=26** ;
- **S** : (mm) l'épaisseur des barreaux **S=10mm** ;
- **B_g** : largeur de la grille en (m) ;
- **b** : espacement entre les barreaux **b= 16mm** ;

Application numérique : **B_g = 0,67 m**

- Les pertes de charge :

Les pertes de charge à travers la grille se calculent par la formule suivante :

$$\delta = \beta (s/b)^{4/3} (v^2 \cdot p / 2g) \sin \alpha$$

- **S** : épaisseur des barreaux : **0,01 m** ;
- **b** : espacement entre barreaux : **0,016 m** ;
- **v** : vitesse amont : **0,9 m/s** ;
- α : angle des grilles par rapport l'horizontal : **60°** ;
- β : facteur de forme : **2,42 section rectangulaire** ;
- **p**:coefficient **p= 3**.

Application numérique : **$\delta = 0,139$ m**

- Volume des détritrus

Selon les normes, le volume de rejet par an est de **8 l/ an** par équivalent habitant alors **V_R = 3,28 m³/j** ; **V_R > 0,1 m³/ j** le nettoyage de la grille doit être alors mécanique

Tableau. 2 : Caractéristiques de la grille

Nombre d'espacement n	26 espacements
Largeur de la grille B _g	0,67 m
Les pertes de charges	0,139 m
Volume des détritrus	3,28 m ³

1.2. Dessableur :

Calcul des paramètres du dessableur

- Longueur du dessableur :

$$L = \frac{1000 * K_s * h * V_s}{U_0}$$

- **K_s** : coefficient $k_s=1,7$;
- **h** : hauteur théorique du dessableur $h = (U_0/K_s) * \zeta$, ζ (temps de séjour : 1 min), $h=0,99$ m ;
- **V_s** : vitesse de passage d'eau ($0,15 \leq V_s \leq 0,3$ m/s) ;
 $V_s = 0,15$ m/s ;
- **U₀** : vitesse de sédimentation de la plus petite particule du sable à retenir,
 $U_0 = 18,7$ mm/s

Application numérique :

$$L = 13,5 \text{ m}$$

- Hauteur de la couche du sable sédimenté h₂ :

$$h_2 = \frac{W}{F}$$

- **W** : volume du sable sédimenté ;
- **F** : surface libre du dessableur ;

- Volume du sable sédimenté :

$$w = \frac{N * P * t}{1000}$$

- **N** : nombre d'équivalent habitant $N=149490$ hbt;
- **P** : quantité de sable (réseau unitaire) $P=0,04$ l/hab/j ;
- **t** = fréquence de lavage, $t=2$ jours.

$$w = 12 \text{ m}^3$$

- Surface du libre dessableur

$$F = \frac{Q_{eu \text{ max}}}{n * U_0}$$

- **n** : nombre de section $n \geq 2$

- $Q_{eu \max} = 0,177 \text{ m}^3/\text{s}$
- $U_0 = 18,7 \text{ mm/s}$

$$F = 5 \text{ m}^2$$

Alors la hauteur de couche du sable sédimenté, $h_2 = 2,4 \text{ m}$.

- La largeur du dessabler B :

$$B = \frac{F}{L}$$

Application numérique : $B = 0,37 \text{ m}$

- Calcul de la surface du lit de séchage du sable :

Avant la remise en surcharge, les sables doivent être lavés à l'eau. La surface du lit (S_s en m^2) est donnée par le rapport du volume de sable retenu annuellement (w en m^3) à la charge annuelle de sable à sécher (q) fixé à $3 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{an}$

$$S_s = \frac{w}{q}$$

Application numérique : $S_s = 1460 \text{ m}^2$

Tableau .3 : Caractéristiques du dessableur

Longueur du dessableur	$L = 13,5 \text{ m}$
Surface libre d'eau	$F = 5 \text{ m}^2$
Largeur du dessableur	$B = 0,37 \text{ m}$
Volume du sable sédimenté	$W = 12$
Hauteur de la couche sédimentée	$h_2 = 2,4 \text{ m}$
Temps de séjour	$t = 60 \text{ s}$
Surface du lit séchage	$S_s = 1460 \text{ m}^2$

II. Traitement primaire :

Notre ouvrage de la décantation primaire sera du type circulaire dont le diamètre est donné par la relation suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{eu} \cdot m \cdot h}{3,6 \cdot \pi \cdot k \cdot n \cdot U_0}}$$

Avec

- **Q_{emh}** : débit moyen horaire m³/h ;
- **K** : coefficient du volume (**k = 0,45**) pour les décanteurs circulaires ;
- **n** : nombre décanteur, **n ≥ 2** ;
- **U₀** : vitesse de sédimentation en mm/s.

Application numérique :

Dans la décantation primaire on élimine 70 % de MES et 40 % de la DBO. Le degré d'épuration sera **E = 70 %**. donc la concentration en MES entrante en lagune sera de **350 mg/l**.

$$U_0 = \frac{1000 * k * H}{t * \left(\frac{kH}{h}\right)^{0.25}}$$

Avec :

- **k = 0,45** ;
- **H** : hauteur théorique du décanteur entre **2,5-5 m** ;
- **t** : durée de décantation **t = 1957 s** ;
- **h** : hauteur théorique **500 mm** .

Application Numérique : U₀ = 0,79 mm/s

Alors nous aurons le diamètre **D = 13,63 m**

III. Méthode de dimensionnement:

Les nombreuses observations sur des lagunes naturelles dans divers pays conduisent à admettre la relation suivante :

$$L_f / L_0 = 1 / (\lambda T + 1)$$

Avec

- **L_f** , **L₀** : DBO5 finale et initial (mg / l)
- **T** : le temps de rétention (jours)
- **λ** : coefficient qui varie en fonction des conditions climatiques notamment de la température
- Une règle pratique indique qu'à **16 °C** la charge organique par hectare ne doit dépasser **60 Kg / j** ou encore **6 g / m²/j** c'est à dire :

$$[Q \text{ m}^3/\text{j} (L_0 - L_f) \text{ g}/\text{m}^3] / \text{Sm}^2 < 6 \text{ g}/\text{m}^2/\text{j}$$

- **L₀** : valeur de la DBO5 initiale admise dans la lagune
- **L_f** : valeur de la DBO5 finale de l'effluent traité
- **S** : surface de la lagune

On remarquant que : **V = S x H** et **T = V / Q** ; $[(L_0 - L_f) \text{ g}/\text{m}^3] / T_j < (6 \text{ g}/\text{m}^2/\text{j}) / H$

par ailleurs $L_f / L_0 = 1 / (1 + \lambda T)$ en combinant avec la relation précédente on obtient :

$$H \leq 6 / (\lambda L_f)$$

Pour des valeurs supérieures l'aération sera mauvaise alors on ne peut obtenir la dégradation souhaitée par la relation

$$L_f / L_0 = 1 / (\lambda T + 1)$$

λ : Varie en fonction de la température suivant la relation:

$$\lambda = 0,1811 (1,084)^{t-16}$$

avec t est la température en ° C

Donc :

$$L_f = L_0 / [0,1811 T (1,084)^{t-16} + 1]$$

Si la DBO₅ entrante s'accroît, pour maintenir les conditions aérobies c'est-à-dire pour respecter la règle $H \leq 6 / \lambda L_f$, le temps de rétention doivent s'accroître et ceci en même temps que la température en raison de l'accélération de la dégradation qui exige une meilleure aération (c'est-à-dire une profondeur moindre ou une surface de contact plus étendue.

a. Forme des bassins :

La forme des bassins doit être aussi régulière que possible et surtout éviter la présence des chicanes (ondulation) car elles provoquent l'augmentation des zones mortes .Les dispositions suivantes sont a prendre en compte :

- les angles des bassins sont le siège d'accumulation de sédiment : une épaisseur trop importante modifiée le temps de séjour ;
- un premier bassin très allongée favorise un surcharge en tête ;
- les bassins rectangulaire assurent une meilleure répartition des eaux usées a condition que le rapport $L / l \leq 3$ soit respecté.

b. Les digues:

la largeur en crête de la digue ne devra jamais être inférieure a **2m** , de plus les pentes des talus doivent être en général **2/1** (longueur horizontal sur vertical) ;une supprofondeur approximative de **0,5 m** doit être aménager dans le premier bassin pour retenir les dépôts décantés . Les digues doivent être étanches.

c. Travaux d'étanchéité :

Ces travaux sont réalisés en fonction de la perméabilité des terrains . on cherche à atteindre une perméabilité des fonds des bassins inférieurs à **K= 10⁻² m/s** .

Pour réaliser l'étanchéité des fonds de bassin , on utilise des apports de matériaux argiles , des recouvrements à la bentonite , des recouvrements à la bitume (goudron minéral) ou des poses de géomembranes et dans de rares cas du béton, les noyaux des digues peuvent être constitués

par les matériaux de décapage ou par des tout-venant .La couche extérieure doit être étanche , constitué par une couche d'argile compacté.

d. Curage des boues :

Le curage peut être réalisé selon les méthodes suivantes :

- Pompage direct sans vidange de surnageant cette technique est considérée comme désuète car elle ne permet pas de visualiser la bonne réalisation du travail ;
- Evacuation partielle du surnageant sur une hauteur de **20 cm** environ et l'utilisation d'un radeau flottant pour maintenir le dispositif de pompage que l'on guide et déplace en fonction de la texture des boues évacuées.
- Evacuation totale du surnageant jusqu'à ce que les boues soit à affleurassions. Un engin de chantier muni d'une lame pénètre à l'intérieur des bassins et pousse les boues vers un poste de pompage.
- Evacuation totale du surnageant et séchage des boues sur place pendant une période suffisante afin de réduire leur volume.

IV. Calcul des lagunes naturelles :

a) Détermination de temps de séjour et la température :

Soit la concentration de DBO5 est égalé à **1083mg/l** alors **40%** de la DBO5 seront éliminées dans le bassin de decantation ; ainsi la DBO5 entrante dans le premier bassin est égale **650 mg/l** dont le temps de séjour est environ à **30 jours (10 jours** pour chaque bassin).

b) Choix d'abattement en (%) :

1 ^{er} bassin	35% d'abattement
2 ^{ème} bassin	35% d'abattement
3 ^{ème} bassin	35% d'abattement

On adopte ces choix d'abattement pour avoir un certain nombre des bassins ce qui implique :

- Réduction de la concentration de la DBO₅ (mg/l) dans les eaux épurées ;
- Réduction du temps de séjour des eaux usées dans les bassins .

On prendra la profondeur **H** des lagunes égale à **1,5 m**.

❖ 1^{er} bassin :

Abattement 35%

—————→ $L_f/L_0 < 65\%$

$$\left\{ \begin{array}{l} T^{\circ}C = + 17 C \\ T_j = 10 \text{ jours} \end{array} \right.$$

$$L_0 : 650 * 65\% = 422,5 \text{ mg/l}$$

$$\lambda = 0,1811 (1,084)^{t-16} \quad \text{avec } t = +17^{\circ} C$$

$$\lambda = \mathbf{0,196}$$

DBO₅ final :

$$L_f = L_0 / (T_j \cdot \lambda + 1) \quad \text{avec } T_j = 10 \text{ jours}$$

$$L_f = 422,5 / (10 \cdot 0,196 + 1)$$

$$L_f = 142,73 \text{ mg/l}$$

Surface de la lagune :

$$[Q \text{ m}^3/\text{j} \cdot (L_0 - L_f) \text{ g/m}^3] / \text{Sm}^2 < 6 \text{ g/m}^2/\text{j} \quad \text{avec } Q = 8969,4 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$[8969,4 (422,5 - 142,73)] / S < 6$$

$$S > 418228,173 \text{ m}^2 \quad \text{on prend } S = 418229 \text{ m}^2$$

Volume de la lagune :

$$V = S \times H$$

$$V = 418229 \times 1,5$$

$$V = 627343,5 \text{ m}^3$$

❖ 2-^{ème} bassin :

Abattement 35%

$L_f/L_0 < 65\%$ pour $T^\circ = +17^\circ \text{C}$

$L_0 : 142,73 \times 65\% = 92,77 \text{ mg/l}$ (c'est la DBO₅ qui sort du 1^{er} bassin)

$$\lambda = 0,196$$

DBO₅ finale :

$$L_f = 92,77 / (10 \cdot 0,196 + 1)$$

$$L_f = 31,34 \text{ mg/l}$$

***Surface de la lagune :**

$$8969,4 (92,77 - 31,34) / S < 6$$

$$S > 91831,7 \text{ m}^2$$

On prend $S = 91832 \text{ m}^2$

Volume de la Lagune :

$$V = 91832 \times 1,5$$

$$V = 137748 \text{ m}^3$$

3-^{ème} bassin :

$L_0 = 31,34 \text{ mg/l} \times 65\% = 20,37 \text{ mg/l}$ (c'est la DBO₅ qui sort du 2^{ème} bassin)

$$\lambda = 0,196$$

DBO₅ finale :

$$L_f = 20,37 / (10 * 0,196 + 1)$$

$$L_f = 7 \text{ mg/l} < 50 \text{ mg/l (voir chap II , Tableau.1)}$$

Surface de la lagune :

$$[8969,4 (20,37-7)] / S < 6$$

$$S > 19986,8 \text{ m}^2$$

$$\text{On prend } S = 19987 \text{ m}^2$$

Volume de la lagune :

$$V = 19987 * 1,5$$

$$V = 29980,5 \text{ m}^3$$

Tableau .4: Caracteristiques des lagunes

	Bassin 1	Bassin 2	Bassin 3
DBO ₅ finale(mg/l)	142,73	31,34	7
Profondeur (m)	1,5	1,5	1,5
Surface (m ²)	418229	91832	19987
Volume (m ³)	627 343,5	137 748	29 980,5
Temps de rétention (jours)	10	10	10

On prendra 6 séries de 3 bassins pour une profondeur de 1,5 m.

Conclusion et recommandation :

Compte tenu que nous avons recueillie des données approximatives alors nos calculs peuvent avoir certaines erreurs.

En effet il est impératif de souligner quelques recommandations avant et après la construction de la station d'épuration par lagunage ;

- On ne doit pas se satisfaire d'une seule méthode de dimensionnement ;
- Le site d'implantation de la station ne doit pas être inondable, ce qui demande une longue période d'observation des données de précipitations ;
- La forme des bassins doit être choisi suivant la topographie du site ;
- L'alimentation des bassins doit être faite près du fond afin d'assurer une meilleure distribution de la charge organique ;
- Au risque de la contamination de la nappe aquifère, l'étanchéité des bassins doit être assurée.

Conclusion Générale

Le constat général qui s'impose est que au Mali, on n'accorde pas d'attention à la collecte ni à l'évacuation ni au traitement des déchets liquides et des boues de vidanges alors que Le traitement des eaux usées et des boues de vidange, avant leur rejet dans le milieu naturel est obligatoire.

Il est nécessaire d'améliorer les systèmes d'assainissement autonomes (latrines, puisard) en grosso modo l'assainissement général, alors avec la proposition de construction de ces deux stations d'épuration à Bamako qui est divisé en deux rives à cause du fleuve Niger, permettra d'éliminer la majeure partie de la pollution qui affecte le fleuve.

Ainsi, on peut rejeter les eaux épurées dans le milieu récepteur sans risque de contamination ou de pollution majeure vu les engagements du Mali par des traités internationaux qui stipule la protection des ressources aquatiques (fleuve Niger).

Compte tenu de plusieurs contraintes que nous avons rencontrées durant notre collecte des données et surtout à la phase de l'enquête de pollution ainsi que la non disponibilité des données et des informations concernant la distribution des eaux et la collecte des eaux usées nos propositions qu'on a suggéré reste dépendante des informations qu'on a recueillis.

A noter que :

- La capacité de la station d'épuration boue activée à faible charge est de 2949,984 m³/j allant jusqu'à 9612,567 m³/j à l'horizon 2035.

Elle sera constituée d'un prétraitement (dégrillage et dessablage) et d'un traitement biologique (bassin d'aération et clarificateur).

- La capacité du système de lagunage est de 2778,192 m³/j allant jusqu'à 8969,4 m³/j à l'horizon 2035.

Elle sera constituée d'un prétraitement (dégrillage déshuilage et décantation primaire) suivi d'une série de trois lagunes de profondeur 1.5 m.

Avant rejet les eaux usées épurées dans les deux stations proposé dans ce modeste mémoire de fin d'étude doivent répondre aux normes de rejet préconisé dans les normes de la république du Mali pour les paramètres de pollution DBO₅, MES et DCO.

Cette étude restera toujours des propositions jusqu'à la réalisation des deux stations, vu le manque des ressources financières pour ce type d'investissement.

Références bibliographiques

- Mémoire de master, juin 2008 : Etude de la conception et dimensionnement d'une station d'épuration pour le couloir El Gantra (Annaba), département hydraulique.
- Mémoire de master juin 2003 : Etude et conception d'épuration des eaux de la localité de seraidi, département hydraulique.
- Cour de Mr Hammar Yahia (2018-2019) : « Epuration et réutilisation des eaux usées ».
- Assainissement de_bko_Rapport APS SDAB_Mai 2016.[1]
- .FSM_Gestion_Mali.
- Rapport provisoire EIES Kabala 03 octobre 2011
- Memoire Mechentel Hariati 2003
- Mémento technique de l'eau, deuxième édition, tome 2, édition dégrément, 2005