

RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL



ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIÈS

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

Titre Epuration des eaux usées du campus
de l'É.P.T

Auteur D. NIASSE

Génie CIVIL

Date JUIN 1984

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

Département de Génie Civil

GC. 1650

PROJET DE FIN D'ETUDES

Titre: Epuration des eaux

Usées du Campus de

L'E.P.T

Auteur: Djibril
NIASSE

Directeur: Christian ROUSSEAU

Co-directeur: Réjean BOISCLAIR

MAI 1984

Remerciements

Je tiens à exprimer ma reconnaissance à tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de cette étude.

Mes remerciements vont particulièrement à Messieurs Christian ROUSSEAU et Réjean BOISCLAIR respectivement directeur et co-directeur du projet pour leur bienveillance et leur disponibilité qui m'ont été d'un apport précieux.

Sommaire

Cette présente étude suscitée par l'état de détérioration de la station d'épuration des eaux usées de l'Ecole Polytechnique de Thiès a porté sur trois types de solution :

- réparation de la station d'épuration actuelle.
- épuration des eaux usées par le procédé des bassins de stabilisation et le lagunage aéré.
- et évacuation des eaux usées du campus dans le réseau d'égouts de la ville de Thiès.

Il ressort de l'étude que les différentes solutions peuvent répondre également aux exigences techniques ; Par contre, sur le plan économique, le traitement par bassins de stabilisation est de loin la solution la plus avantageuse avec un coût global de 4030 francs CFA par habitant comparativement à 10300, 19800 et 50250 pour le lagunage aéré, la réparation et le branchement sur le réseau de Thiès.

Table des matières

	Pages
Remerciements	i
Sommaire	ii
Introduction	1

PREMIERE PARTIE

Chapitre I Généralités	4
1.1 Situation du campus	4
1.2 Ouvrages d'hydraulique urbaine	6
1.3 Description de la station d'épuration	6
1.3.1 Procédé d'épuration utilisé par la step	6
1.3.2 Description schématique	11
1.4 Caractéristiques des eaux usées	13
1.5 Méthodologie	16

DEUXIEME PARTIE

Chapitre II. Inventaire de la situation actuelle de la step	19
2.1 Défauts de conception	19
2.2 Problèmes d'entretien	21
2.3 Equipement mécanique défectueux	23

Chapitre III Réparation de la step actuelle avec modifications	25
3.1 Remplacement des équipements	25
3.2 Calcul de l'efficacité du traitement	27

3.3 Dimensionnement du décanteur primaire	28
3.4 Construction d'un canal d'évacuation	30
3.5 Dispositif d'évacuation des boues	30
3.6 Evaluation des coûts	33
3.6.1 Dépenses d'investissement	34
3.6.2 Dépenses annuelles d'exploitation	36

TROISIEME PARTIE

Chapitre IV Bassins de stabilisation	42
4.1 Aperçu global des bassins de stabilisation	42
4.1.1 Epuration biologique	42
4.1.2 Bassins de stabilisation	42
4.1.3 Relation de dimensionnement	46
4.2 Première variante	47
4.2.1 Description schématique	47
4.2.2 Dimensionnement des ouvrages	49
4.2.3 Evaluation des coûts	55
4.3 Deuxième variante	58
4.3.1 Description schématique	58
4.3.2 Dimensionnement des ouvrages	58
4.3.3 Evaluation des coûts	60
Chapitre V Lagunage aéré	62
5.1 Description	62
5.2 Dimensionnement des ouvrages	62
5.3 Evaluation des coûts	67

QUATRIEME PARTIE

Chapitre VI	Branchement au réseau de Trices	70
6.1	Dimensionnement de la conduite	70
6.2	Evaluation des coûts	71

CINQUIEME PARTIE

Chapitre VII	Etude comparative des différentes solutions	74
7.1	Aspect technique	74
7.2	Aspect économique	75
7.3	Discussions et recommandations	79
7.3.1	Discussions	79
7.3.2	Recommandations	81
	Conclusion	83
	Annexe I	85
	Annexe II	92
	Références bibliographiques	102

Introduction

Dans le passé, la gestion des ressources en eau ne réduisait essentiellement à l'approvisionnement en eau potable; De nos jours, devant l'ampleur de l'incidence des eaux usées sur l'environnement, la santé publique et le développement économique, il s'avère nécessaire d'accorder une plus grande importance à l'évacuation et au traitement des eaux usées. Cette prise de conscience est traduite dans les pays développés par le progrès remarquable de la technologie du traitement des eaux usées. Dans les pays en voie de développement, on dépense des sommes fabuleuses pour réaliser des ouvrages perfectionnés mais on néglige trop souvent les dispositions nécessaires pour que le fonctionnement et l'entretien soient assurés.

C'est ainsi que la station d'épuration des eaux usées de l'Ecole Polytechnique de Thiès, par suite d'un manque d'entretien et de compétence technique adéquate, se trouve dans un certain état de déterioration. L'épuration ne se faisant plus convenablement, la circuiterie d'arrosage approvisionnée à partir de l'effluent de la station d'épuration, débite une eau insalubre très dangereuse pour les utilisateurs et les habitants du campus. Ce projet a été initié dans le but d'apporter un correctif économique à ce problème.

Ce présent rapport dont le but est de présenter les résultats obtenus de l'étude est structuré en cinq parties :

La première partie fait l'objet de considérations générales

sur le campus, les paramètres des eaux usées et leur traitement.

La deuxième partie est consacrée à l'étude de la solution de réparation de la station d'épuration actuelle.

La troisième partie a trait à la possibilité d'épurer les eaux usées du campus par d'autres procédés : bassins de stabilisation et lagunage aéré.

Vient ensuite la quatrième partie où l'on considère la possibilité d'évacuer les eaux usées du campus dans le réseau d'égouts de la ville de Thies.

La cinquième partie fait l'objet de l'étude comparative des différentes solutions précédemment mentionnées.

À la lumière de l'étude comparative, un choix sera retenu avant de dégager les conclusions et recommandations.

PREMIERE PARTIE

CONSIDERATIONS GENERALES SUR

LE CAMPUS ET LES CARACTERISTI-

QUES DES EAUX USEES

Chapitre I. Généralités

1.1 Situation du campus de l'École Polytechnique de Thiès (E.P.T)

Créée en 1973, l'École Polytechnique de Thiès est un établissement d'enseignement supérieur ayant pour vocation de :

- former des ingénieurs de conception
- effectuer des recherches permettant de promouvoir des actions de développement.
- donner aux élèves-ingénieurs une instruction et une formation militaire.

Cette école qui est sous tutelles canadienne et sénégalaise se compose d'étudiants internes, de coopérants canadiens internes, d'un personnel d'encadrement militaire et d'un personnel sénégalais externe au campus.

La scolarité à l'EPT dure cinq ans et permet d'obtenir un diplôme d'ingénieur en génie civil ou en génie mécanique. L'école est bâtie sur un terrain d'environ 60 hectares situé tout près de la ville de Thiès, centre régional du Sénégal se trouvant à 70 km de la capitale Dakar. Situé au nord ouest de la ville de Thiès, le campus de l'EPT s'étale sur une longueur de 800 m et une largeur de 750 m.

Il peut recevoir une population de 350 élèves ingénieurs. Le Campus comporte présentement 24 bâtiments pour le secteur pédagogique et scolaire ainsi que 76 villas et studios à l'usage des membres du personnel administratif et du corps professoral (voir figure 1.1).

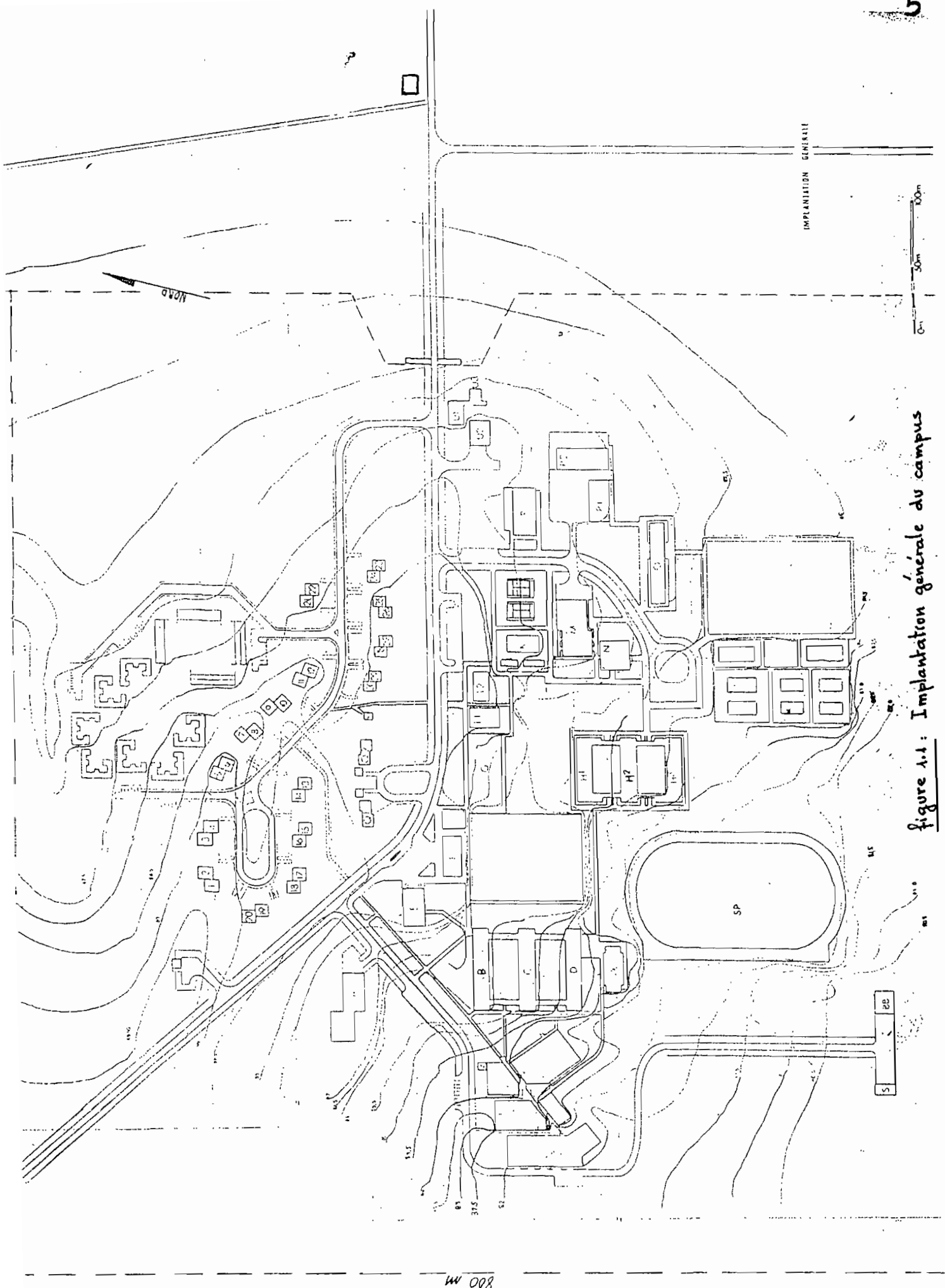


figure 1.1: Implantation générale du campus

L'approvisionnement en énergie électrique du campus est assuré par la société nationale d'électricité (SENELEC). Par contre, l'approvisionnement en eau se fait à partir de deux sources : la conduite du lac de Guiers et un puits servant d'appoint.

1.2 Ouvrages d'hydraulique urbaine

L'eau provenant de la conduite du lac de Guiers est relevée dans un château d'eau puis distribuée. Comme le montre la figure 1.2, le campus est doté d'un réseau d'égout sanitaire séparatif assurant la desserte de tous les bâtiments. Les eaux usées (E.U) subissent un traitement sur place au niveau de la station d'épuration (step) de l'école. L'effluent de la step est accumulé dans une réserve d'arrosage et ensuite redistribué dans un troisième réseau pour l'arrosage des différentes pelouses ou parkings du campus.

Outre la consommation domestique, l'eau potable est utilisée dans les laboratoires et pour alimenter la piscine.

1.3 Description de la step de L'EPT

La step du campus ne constitue pas le point terminal des EU mais un maillon du circuit qui consiste à réutiliser les quelques $150\text{m}^3/\text{j}$ en moyenne d'eaux usées produites sur tout le territoire et à les recycler dans un circuit d'arrosage. S'il y a un surplus, le trop-plein du réservoir d'arrosage est alors évacué dans un fossé en terre dirigeant les eaux quantitativement hors des limites du campus où s'infilte et s'évapore naturellement.

1.3.1 Classification du procédé d'épuration utilisé par la step de L'EPT

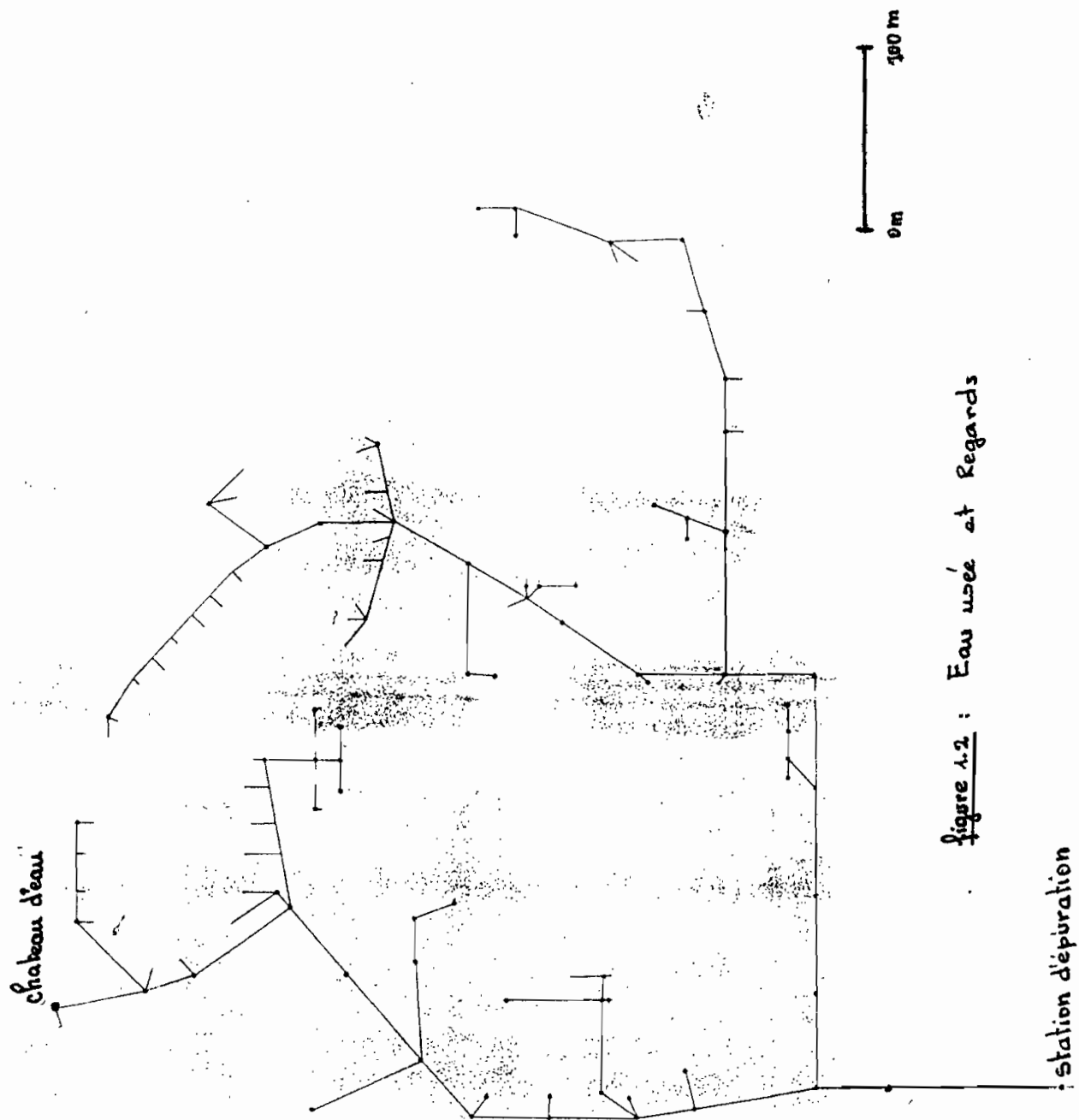


Figure 1.2 : Eau usée et Regards

Station d'épuration

Château d'eau

On admet généralement que les procédés d'épuration peuvent être regroupés dans les trois catégories suivantes :

1°/ Les step classiques Elles font appel à une technologie très élaborée parce que nécessitant une grande consommation d'énergie et beaucoup de compétence technique et d'entretien. Elles exigent peu d'espace. Nous retrouvons dans cette catégorie les step à biodisques, à boues activées et les lits bactériens.

2°/ Les step naturelles Elles assurent l'épuration des E.U sans intervention mécanique ou presque ; elles favorisent les processus naturels d'épuration. Cette catégorie comprend essentiellement les bassins de stabilisation ou lagunages naturels. Ces derniers se composent de divers étangs qui font appel à la dégradation anaérobie ou aérobie de la matière organique. Une étude plus détaillée de ces étangs est fournie au chapitre II.

3°/ Les step semi-naturelles à cheval entre les deux premiers types, elles utilisent à la fois la technologie des step classiques et celle des step naturelles. Ce sont les lagunes aérées ou fossés d'oxydation. Au niveau de chacune de ces catégories, on peut retrouver que l'épuration des E.U dans une step se fait généralement en quatre étapes :

- Épuration primaire c'est un traitement physique destiné à une séparation solide-liquide au sein de l'affluent.
- Épuration secondaire elle consiste à effectuer un traitement biologique ayant pour but de transformer les grosses molécules orga-

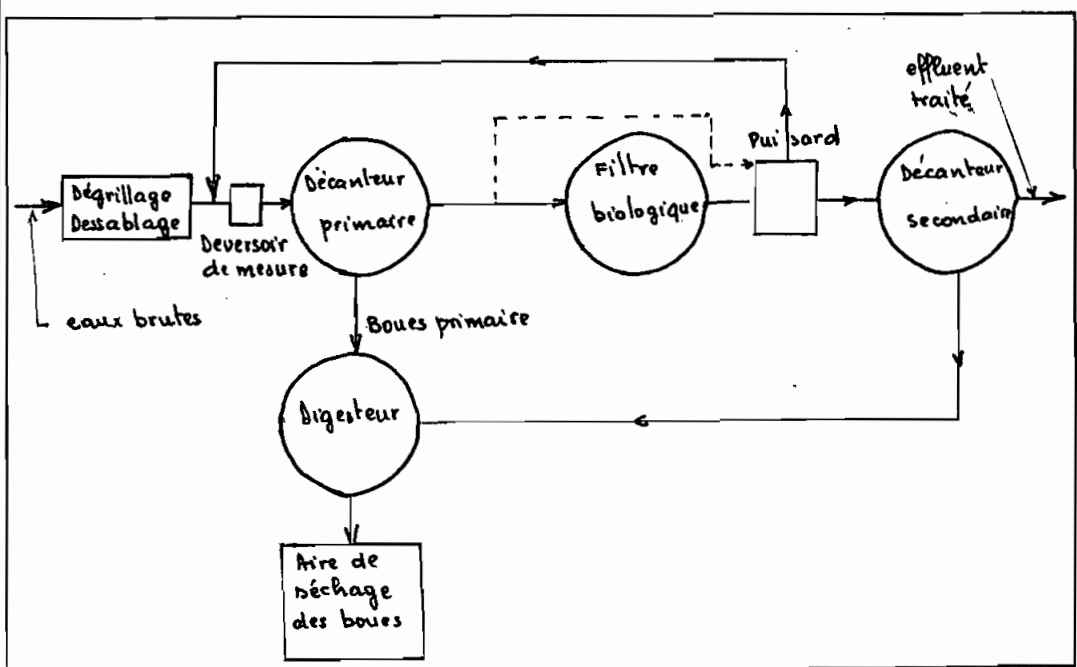
niques en molécules minérales plus petites par oxydation.

- Epuration tertiaire L'objectif à cette étape est d'éliminer les composés eutrophisants (nitrates et phosphates); il se peut aussi en vue d'un recyclage qu'il soit nécessaire de pratiquer la désinfection (par le chlore par exemple).

- Traitement des boues Les étapes précédentes produisent diverses quantités de boues qu'il faut évacuer de façon hygiénique et non polluante afin de ne pas porter préjudice au milieu récepteur. A cette étape, nous retrouvons les épaisseurs de boues, les digesteurs de boues et les lits de séchage.

Les différentes étapes ainsi mentionnées sont illustrées dans la figure ci - contre :

figure 1.3 : Procédé de traitement conventionnel [6]



La step du campus est de type conventionnel (classique) modifié

basé sur le principe de l'aération extensive des boues activées avec traitement tertiaire de désinfection par le chlore.

Le principe de fonctionnement consiste à mettre en contact l'eau à traiter avec un floc bactérien (boues activées) maintenu en suspension par brassage en présence d'oxygène insufflé mécaniquement dans les bassins au moyen d'air comprimé. Cette étape d'aération doit être suivie par une étape de séparation du liquide et des solides (décantation) à partir de laquelle la boue séparée est remélangée en retour avec l'eau résiduaire.

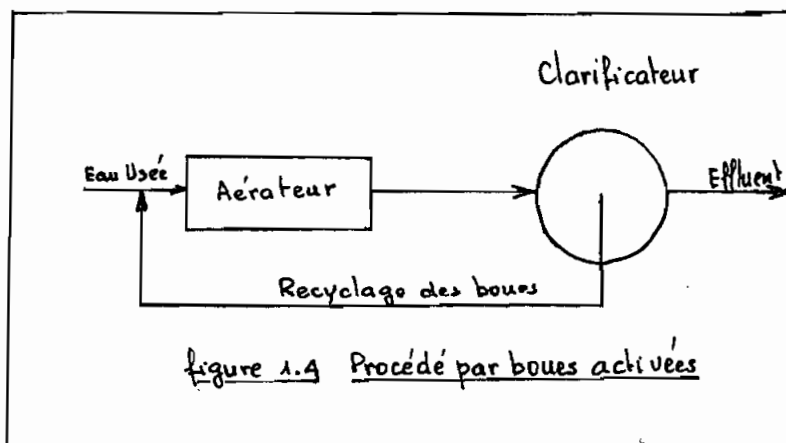
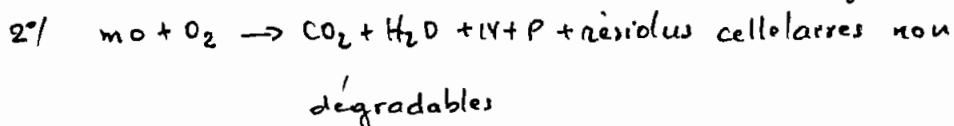
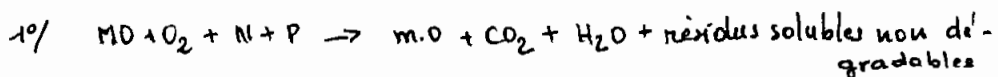


figure 1.4 Procédé par boues activées

La théorie de la dégradation des matières organiques (MO) par les micro-organismes repose sur la cinétique des deux réactions suivantes

[5]



où MO : matière organique

m.o : micro organisme

O₂: oxygène

N: Azote

P: Phosphore

CO₂: dioxyde de carbone

H₂O: eau

1.3.2 Description schématique.

En tête de station, on retrouve le traitement primaire habituel. D'abord un bassin de dessablage de faible profondeur force les particules de diamètre supérieur à 0.5 mm de se déposer sur le radier par gravité et elles sont neutralisées par un émulseur. L'eau brute ainsi dessablée passe à travers une grille métallique présentant des espacements de 1 cm entre barreaux puis à travers une pompe à la céramique. Par réglage, on fait remonter manuellement les gros débris pour les stocker sur une plaque métallique devant d'égouttoir avant de les évacuer hors de la step.

À la sortie du dégrilleur et du broyeur, l'eau est répartie également dans deux bassins d'activation simples en parallèle appelés bassins d'aération. L'aération dans ces bassins de 135 m³ se fait grâce à une tuyauterie d'aération reliée à des diffuseurs de fond. Le brassage par l'air injecté sous pression permet de maintenir les boues en suspension.

À l'aval de chaque bassin d'aération se trouve un bassin de décantation secondaire où viennent se déposer les boues entraînées; Une partie de ces boues est remise en circulation dans les bassins d'aération.

L'eau est évacuée des bassins de décantation par siphon puis admise dans une goutte de chloration par un déversoir

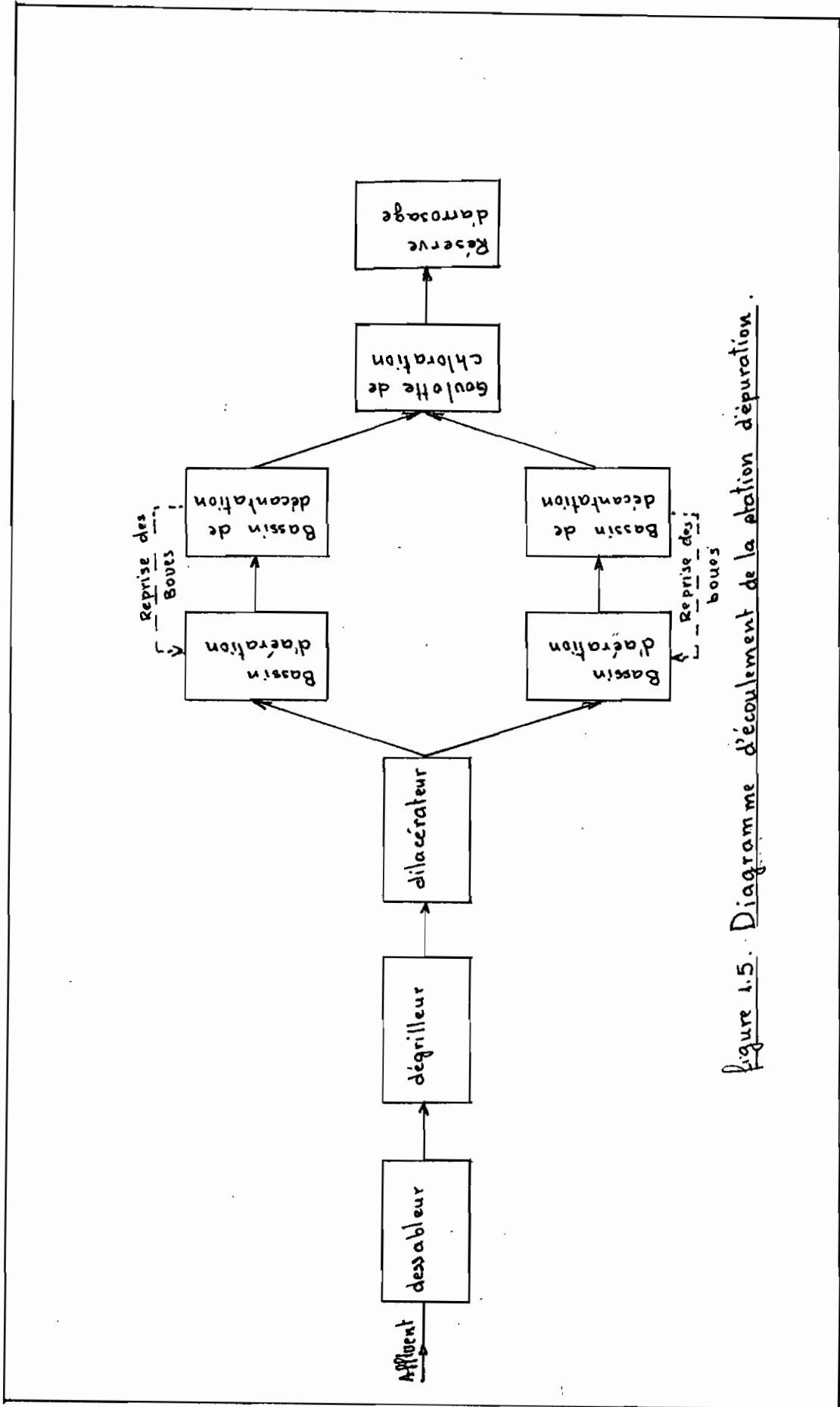


Figure 1.5. Diagramme d'écoulement de la station de traitement des eaux usées.

dentelé. Le traitement bactérien se termine par cette désinfection au chlore et l'effluent ainsi obtenu se déverse dans la réserve d'usage par l'intermédiaire d'un déversoir triangulaire. Cette description est illustrée dans la figure 1.5 ; Pour les caractéristiques géométriques voir l'annexe I.

1.4 Caractéristiques des eaux usées du campus

L'effort consenti pour épurer les eaux usées dépend de la nature de ces dernières et de l'effluent désiré. C'est pourquoi le dimensionnement des ouvrages d'une step se fait selon des critères liés aux caractéristiques chimiques, physiques ou bactériologiques des EU et des objectifs fixés pour la qualité de l'effluent. Dès lors, il s'avère nécessaire d'estimer les principales caractéristiques qui sont : débit, demande biochimique en oxygène, température, teneur en matières solides - - -

L'idéal serait d'entamer une campagne de mesures pour déterminer ces paramètres car ils fluctuent rapidement dans le temps. Pour cerner correctement les caractéristiques moyennes, il faudrait une période d'échantillonnage intensive et prolongée ; ceci dépasse le temps disponible et le but poursuivi par cette étude. Cependant à l'issue d'une étude antérieure [1], certains paramètres ont été mesurés de façon ponctuelle dans le temps. L'annexe II est consacré à ces mesures dont nous allons présenter les principaux résultats.

Débit c'est un paramètre déterminant parce que la taille

de la step dépend directement de l'importance du débit à traiter.
 Les mesures de débit effectuées par la méthode volumétrique et à l'aide
 du déversoir de la step ont donné :

$$Q_{1979} = 155 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{puer}} = 232 \text{ m}^3/\text{j}$$

La population étant estimée à 600 habitants en 1979
 et à 860 habitants pour la saturation du campus.

Demande biochimique en oxygène (DBO₅)

On exprime classiquement le degré de pollution d'une eau par sa de-
 mande biochimique en oxygène à cinq jours à 20°C : c'est la quan-
 tité d'oxygène exprimée en mg/litre consommée en cinq jours par
 l'oxydation partielle des matières organiques biodégradables pré-
 sentes dans cette eau.

$$DBO_5 = 160 \text{ mg/l}$$

Il convient de souligner que les méthodes d'échantillonnage n'ont pas
 été précisées. Avec ces renseignements, il est quand même possible
 de comparer notre situation des EU du Campus avec ce que nous
 fournissons différents auteurs pour des types d'eaux usées
 comparables.

Caractéristiques des E.U domestiques selon
différents auteurs

Paramètres	teneur en mg/l		
	Metcalf & Eddy [2]	Eckenzelder [4]	IMHOFF [5]
matières dissoutes	500	308	660
matières en suspension	200	145	400
quantité de solide	700	453	1060
DBO ₅	200	147	230
DCO	500	288	-
Carbone organique	200	-	-
Azote N	40	-	-
Phosphore P	10	-	-
Alcalinité CaCO ₃	100	-	-

La nature de l'eau usée dépend essentiellement du mode de vie de la population. De cette manière, il apparaît raisonnable d'admettre le campus a un caractère qui est plus nord américain qu'africain; En effet le type d'habitation, les appareils sanitaires utilisés (WC et autres), le type d'activité institutionnelle et une partie des habitants (10%) sont typiquement américains. Si on considère le DBO₅ qui est l'un des paramètres les plus importants en traitement des E.U, on voit que la valeur fournie par Metcalf est celle qui se rapproche le plus de la

DBO₅ mesurée. Pour cette raison, on retiendra dans la suite les caractéristiques fournies par Metcalf comme étant les caractéristiques moyennes des E.U. du campus.

1.5 Méthodologie.

Le cheminement à suivre dépendra du type de solution considérée :

1°/ Réparation l'intérêt de la réparation de la step actuelle réside dans le fait qu'elle offre une possibilité d'utiliser les infrastructures déjà existantes. On distinguera les étapes suivantes :

- faire l'inventaire de la situation actuelle
- proposer un plan de remise en opération avec des modifications
- Calculer les coûts associés

2°/ Epurati^on par d'autres procédés bassins de stabilisation et lagunage aéré.

- proposer un système d'épuration
- dimensionner les ouvrages de la step projetée
- Calculer les coûts associés

C'est pas pour ça d'utiliser un procédé qui s'adapte le plus aux conditions socio climatiques et financières de notre pays qu'on a retenu pour l'étude les bassins de stabilisation et le lagunage aéré au lieu des step classiques. Les bassins conviennent particulièrement pour les régions où le terrain est bon marché, les ressources financières limitées et le personnel qualifié insuffisant.

ce qui cadre bien avec le Sénégal.

3°/ Branchement au réseau de thies

L'idée derrière cette option est de considérer qu'éventuellement le réseau de thies sera desservi par une step de plus grande envergure compte tenu de la population. Il peut s'avérer que la duplication de liaison avec une petite step à l'ÉPR ne soit pas rentable dans ce contexte régional.

Cette option consiste à évacuer les EU du campus dans le réseau d'égouts de la ville de thies et à remplacer l'effluent qui servait à l'arrosage par de l'eau potable.

- localisation du nœud du réseau d'égout
- dimensionnement de la conduite de
Branchement
- calcul des coûts.

DEUXIEME PARTIE

REPARATION DE LA STATION
D'EPURATION ACTUELLE AVEC
CERTAINES MODIFICATIONS

Chapitre II. Inventaire de la situation actuelle de La step.

Dans ce chapitre, nous allons présenter le recensement des principaux problèmes de la step actuelle ainsi que les modifications qui s'imposent en vue d'une remise en opération efficace.

Une visite technique des installations et l'étude des rapports techniques déjà réalisés [1] ont permis d'identifier deux types de problèmes :

- 1°/ les défauts de conception
- 2°/ Les problèmes d'entretien

2.1 Défauts de conception

Dans l'éventualité d'une remise en marche de la step, il est indispensable d'apporter des correctifs à deux défauts constatés au niveau des installations ; Le premier a trait à l'agitation des boues dans les bassins d'aération et le deuxième au trop-plein de la réserve d'arrosage.

a/ Agitation des boues

Le brassage trop violent de l'eau usée dans les bassins d'aération provoque un foisonnement du floc. Ce phénomène a pour conséquence de :

- détruire le floc
- provoquer une mauvaise concentration

des boues

- rendre la décantation trop lente

Dans ces conditions, la décantation ne peut se faire convenablement et la désinfection au chlore devient inefficace voire inutile à cause de la présence des boues en suspension dans la goulotte de chloration.

La présence des boues provoque également l'encrassement du déversoir dentelé.

Il est nécessaire de réduire l'agitation de l'effluent ; Pour cela, on doit diminuer la grosseur des bulles d'air provenant des diffuseurs ; Il existe deux possibilités :

- choisir des orifices plus petits
- réduire le débit d'air comprimé par un réglage adéquat des vannes.

Nous envisageons la première possibilité parce qu'elle nécessite moins d'intervention et partant facilite l'opération.

b/ Trop-plein

L'impossibilité d'assurer un arrosage continu et l'absence d'un dispositif d'évacuation du trop-plein font que la réserve d'arrosage est souvent submergée. Le phénomène se produit au moins une fois par semaine ; La submersion constatée au niveau de la réserve d'arrosage se propage vers l'amont provoquant ainsi le mélange de l'eau non traitée avec l'eau déjà traitée. Une déposition de boues se forme dans la goulotte de chloration et dans la réserve

d'arrosage. La présence de boues à ces endroits rend la chloration inefficace; Ce qui donne à l'eau déjà épurée des odeurs désagréables.

Des sondages à la perche ont permis d'estimer la quantité de boues :

goutte de chloration : 4.6 m^3

réserve d'arrosage : 11 m^3

C'est la décomposition anaérobie de cette importante quantité de boues qui cause les odeurs désagréables.

La construction d'un canal d'évacuation du trop-plein de la réserve d'arrosage permettrait d'éviter les surcharges fréquentes de la step. Par la même occasion, seules les eaux usées épurées seraient évacuées dans la nature évitant ainsi le dégagement d'odeurs désagréables aux abords immédiats de la step.

2.2 Problèmes d'entretien

Toute step doit faire l'objet d'une surveillance attentive. L'entretien ne se limite pas seulement au nettoyage des installations mais aussi au contrôle de la performance des appareils et de la qualité du traitement dans l'ensemble. L'absence d'un tel entretien a fait surgir plusieurs problèmes dont les plus importants sont : le vieillissement des boues et la mauvaise recirculation des boues.

a/ Vieillissement des boues

Par suite d'un fonctionnement de la step sans extraction de

boues, les boues en excès se sont accumulées dans les bassins où elles vieillissent à la longue. L'aspect noirâtre de l'effluent dans les bassins d'aération et de décantation indique bien ce phénomène. Le vieillissement des boues a pour conséquence de diminuer l'efficacité du traitement à savoir le pourcentage d'enlèvement de la DBO_5 ; En effet la quantité d'oxygène consommé dépend de la DBO_5 et de la teneur en boues actives comme le montre la relation suivante : [11]

$$P_{O_2} \text{ (kg/Jr)} = a \times DBO_5 \text{ (kg/Jr)} + b \text{ (kg)}$$

où

P_{O_2} = quantité d'oxygène consommé

a = coefficient

b = quantité de boues

D'après cette relation, la quantité d'oxygène consommé augmente avec la quantité de boues.

Pour pallier à ce problème, il est nécessaire de vider périodiquement les boues en excès. Par la même occasion, on envisage des lits de séchage pour le traitement des boues extraites.

b/ Recirculation des boues

Le procédé des boues activées nécessite un recyclage permanent des boues secondaires vers les bassins d'aération.

Des sondages à la perche effectués dans les bassins d'aération après arrêt de l'agitation ont révélé un dé-

fiat de boues. Compte tenu du fait que la quantité de boues est globalement excédentaire, ce déficit local ne peut provenir que d'un bouchage au niveau du décanteur secondaire. Il en résulte les conséquences suivantes :

- mauvaise reprise des boues
- vieillissement des boues
- diminution du temps d'aération
- remontée des boues en surface au niveau du

décanteur.

On doit nettoyer périodiquement les bassins afin d'éviter le bouchage et d'assurer ainsi une bonne circulation des boues.

Entre autres difficultés, on peut citer

- l'élimination des solides flottants
- la formation de flocons de boues filamentaire pouvant flotter en surface.

La principale conséquence des différents problèmes soulevés est la détérioration de l'équipement mécanique

2.3 Équipement mécanique défectueux

L'installation mécanique comprend un émulseur au niveau du dessableur, un surpresseur d'air permettant d'insuffler de l'air comprimé dans les bassins d'aération par l'intermédiaire de diffuseurs, une pompe d'alcalinisation, une pompe doseuse au niveau du bassin de chloration et enfin une pompe d'arrosage. Actuellement seule la pompe d'arrosage fonctionne

correctement. On a constaté l'arrêt des compresseurs en 1984. Dans l'optique d'une réparation, on doit évaluer l'état de détérioration de chacun des appareils. Mais la durée de vie de ces appareils étant presque terminée, il s'avère plus économique d'envisager le remplacement plutôt que la réparation.

Chapitre III . Réparation de la step. actuelle
avec modifications

A la lumière des problèmes recensés, la remise en opération de la step. nécessite le remplacement des équipements mécaniques défectueux et l'introduction de certaines modifications pour améliorer l'efficacité du traitement.

3.1 Remplacement des équipements

Les équipements à remplacer et leur nombre sont indiqués ci après :

Equipement	nombre
Emulseur	1
Surpresseur	1
Diffuseur	12
Pompe dilacératrice	1
manomètre	3
Débitmètre	1

Pour les caractéristiques des appareils voir les plans fournis dans l'annexe I.

3.2 Calcul de l'efficacité du traitement

L'efficacité théorique du traitement peut être calculée suivant la formule développée par WEHNER et WILHELM [2] :

$$\frac{S}{S_0} = \frac{4a \exp(1/2d)}{(1+a)^2 \exp(a/2d) - (1-a)^2 \exp(-a/2d)} \quad (3.1)$$

où $S_0 = \text{DBO}_5$ de l'eau non traitée

$S = \text{DBO}_5$ de l'eau traitée

$$a = \sqrt{1 + 4ktd}$$

$d =$ facteur de dispersion

$k =$ constante de désoxygénation (premier ordre)

$t =$ temps de rétention (bassin d'aération)

Pour faciliter l'utilisation de la formule (3.1), THIRUMURTHI a confectionné un abaque (figure 3.1) dans laquelle kt est donné en fonction de S/S_0 pour un facteur de dispersion donné :

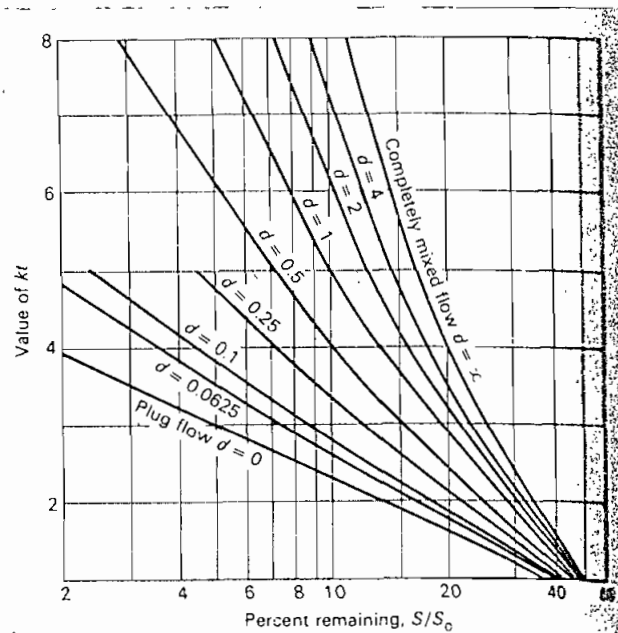


Figure 3.1: kt en fonction de S/S_0 pour différents facteurs de dispersion [2]

Détermination de kt

Selon les résultats des mesures effectuées dans le cadre du cours de traitement des eaux, la constante de désoxygénation de premier ordre vaut $k = 0.14$.

Le temps de rétention du bassin d'aération est donné par la

relation : $t = \frac{V}{Q}$ où $V =$ volume du bassin d'aération

$Q =$ débit des eaux usées

Du tableau suivant où sont présentés les volumes des bassins

ouvrages	nombre	volume unitaire (m ³)
Bassin d'aération	2	135
Bassin de décantation	2	45
Goulotte de chloration	1	22
Réserve d'arrosage	1	450

on tire $V = 135 \text{ m}^3$

débit $Q = 232 \text{ m}^3/\text{j} = 9.67 \text{ m}^3/\text{h}$

temps de rétention $t = \frac{V}{Q} = \frac{135}{9.67/2} = 28 \text{ heures}$

$$k_t = 3.92$$

Détermination de d

Pour des aérateurs mécaniques assurant un mélange complet de l'effluent, le facteur de dispersion varie de 1 à ∞ . Si l'on pose cette hypothèse, on obtient de la figure 3.1

Pour $d = 1$ et $k_t = 3.92$: $S/S_0 = 18\%$

Pour $d = \infty$ et $k_t = 3.92$: $S/S_0 = 22\%$

Ce qui donne une moyenne de $S/S_0 = 20\%$

soit une efficacité théorique en terme d'enlèvement de la DBO₅ de :

$$r = 80\%$$

La DBO_5 résiduelle vaut $S = 20\% S_0 = 20\% \times 200 = 40 \text{ mg/l}$

La DBO_5 de l'eau traitée ainsi obtenue est supérieure à 30 mg/l , valeur considérée dans les normes indiennes comme étant le seuil maximal de la DBO_5 d'une eau usée traitée destinée à l'irrigation. Donc si l'on veut utiliser l'effluent pour l'arrosage, on doit améliorer l'épuration.

Pour cela, nous avons envisagé d'ajouter un décanteur primaire au traitement physique. La décantation primaire permettra d'éliminer 25 à 40% de la DBO_5 .

La DBO_5 de l'effluent devient :

$$S = (200 \times 75\%) \times 20\% = 30 \text{ mg/l}$$

d'où une efficacité de $\frac{200 - 30}{200} \%$ soit

$$r = 85\%$$

3.3 Dimensionnement du décanteur primaire.

Données

Débit $Q = 232 \text{ m}^3/\text{j}$

diamètre des particules dissolues $d = 0.10 \text{ mm}$

Poids spécifique des particules $\gamma_s = 1.2 \text{ t/m}^3$

température moyenne des eaux usées $T = 25^\circ\text{C}$

temps de rétention $t_R = 1.5 \text{ h}$

Calculs

- Hauteur

Selon la loi de Stokes, la vitesse de sédimentation d'une particule s'obtient par :

$$V_s = \frac{g}{18\nu} \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} d^2$$

où $V_s =$ vitesse de sédimentation m/s

$g =$ accélération de la pesanteur = 9.8 m/s²

$\gamma_w =$ poids spécifique de l'eau = 11/m³

$\nu =$ viscosité cinématique de l'eau m²/s

$$\nu_{25^\circ C} = 0.89 \text{ m}^2/\text{s}$$

L'application de cette formule donne $V_s = 0.1 \text{ m/s}$

Pour que la sédimentation ait lieu, il faut que le temps de rétention soit supérieur ou égal au temps de sédimentation :

$$t_s \leq t_r \Rightarrow \frac{h}{V_s} \leq t_r$$

$$t_r \leq \frac{h}{V_s} = 1.5 \times 3600 \text{ s} \Rightarrow h \leq 5.4 \text{ m}$$

Prenons la profondeur recommandée qui est de

$h = 3 \text{ m}$

- Volume

capacité du bassin $V = Q t_r = 232 \times \frac{1.5}{24} = 14.5 \text{ m}^3$

Il convient d'ajouter le volume occupé par les boues estimées à 1.08 l de boues par personne par jour [5].

quantité de boues par an: $1.08 \times 860 \times 365 = 339012 \text{ l}$

si on effectue 6 extractions de boues par an, le volume des boues à prévoir est de: $\frac{339}{6} = 56.5 \text{ m}^3$

Le bassin de décantation aura finalement comme volume:

$$V = 14.5 + 56.5$$

soit

$V = 71 \text{ m}^3$

- Surface

$$S = \frac{V}{h} = \frac{71}{3} = 23.7 \text{ m}^2$$

En considérant un rapport longueur sur largeur de 1.5, il vient que : $L = 6 \text{ m}$ $l = 4 \text{ m}$ $\Rightarrow S = 24 \text{ m}^2$

En résumé, le bécanceteau primaire aura les caractéristiques suivantes :

Longueur	6 m
largeur	4 m
hauteur	3 m
temps de rétention	1.5 h
% de réduction de la DRB	25%

3.4 Construction d'un canal d'évacuation

Le canal permettrait d'éviter les effets déjà mentionnés qui sont relatifs aux surcharges fréquentes du réservoir d'arrosage pendant les heures d'arrêt de la pompe d'arrosage. Le canal existe déjà ; il suffit d'améliorer le lit du canal par des empierrements afin d'assurer un bon écoulement de l'eau.

3.5 Dispositif d'évacuation des boues

La vidange des boues et le nettoyage des bassins se feront 6 fois par an ; on projette de les effectuer pendant les périodes de faible consommation à savoir les périodes correspondant aux congés scolaires : octobre, décembre, février, avril, juin et août. Les factures de la SONIXES indiquent que le débit journalier moyen consommé à ces périodes représente 2/3 du débit consommé pendant les périodes de classe. Pen-

dant la vidange d'un bassin, on peut compter sur cette diminution du débit pour diriger la totalité des eaux usées vers l'entrée de l'autre bassin au moyen d'une vanne d'isolement; on peut utiliser à cet effet des vannes glissières constituées de tôles pouvant glisser verticalement dans une rainure.

Pour l'extraction des boues, nous avons envisagé un décauteur primaire en forme d'entonnoir. Les boues soulevées s'écouleront par gravité jusqu'aux lits de péchage.

1° Dimensionnement de la conduite.

- Longueur. Pour éliminer les risques de fermentation en cours de trajet, on évite d'acheminer les boues à une grande distance. $L = 30 \text{ m}$

- Débit. volume des boues par extraction = 56.5 m^3
Si l'on veut que l'extraction dure 2 heures, l'écoulement devra se faire avec un débit:

$$Q = \frac{56.5}{2 \times 3600} = 0.0078 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Diamètre La canalisation pour boues fluides se calcule de la même manière que celle des E.U en doublant les pertes de charge [5]

équation de Manning: $V = \frac{R^{2/3}}{n} S^{1/2}$

où $S =$ pente longitudinale $1/100$

$n =$ coefficient de Manning $n = 0.013$

$R =$ rayon hydraulique $R = D/4$

$V =$ vitesse d'écoulement

En exprimant V en fonction de D , on obtient :

$$D = \left[3.2 \frac{Qn}{S^{1/2}} \right]^{3/8}$$

L'application numérique donne

$$D = 100 \text{ mm}$$

2° Lits de séchage [5]

Pour les petites stations de traitement d'eaux usées, la méthode la plus courante de déshydratation des boues est le séchage sur lits de sables ouverts. Le séchage de la boue se produit par percolation et évaporation : on laisse les boues s'écouler sur des lits de sable drainés sur fond poreuse.

Bases de calculs

nombre de lits	2
largeur de chaque lit	5 m
hauteur du dépôt des boues	0.4 m
volume des boues par an	339 m ³

La superficie des lits sera calculée de manière à ce que chaque lit serve 6 fois.

Calcul

$$\begin{aligned} \text{surface requise :} & \quad \left(\frac{339}{6} \right) \frac{1}{0.4} = 141 \text{ m}^2 \\ \text{surface d'un lit :} & \quad \frac{141}{2} = 70.6 \text{ m}^2 \\ \text{longueur :} & \quad \frac{70.6}{5} = 14 \text{ m} \end{aligned}$$

On constitue les lits de séchage avec des agrégats en trois couches de 0.1 m d'épaisseur ; chacune, la plus fine en haut et la plus grossière en bas. Ces couches sont illustrées dans la figure 3.2.

Le sable va peu à peu s'enlever avec la récolte des boues séchées de sorte qu'il faut le renouveler avant

que la couche de sable ne disparaisse.

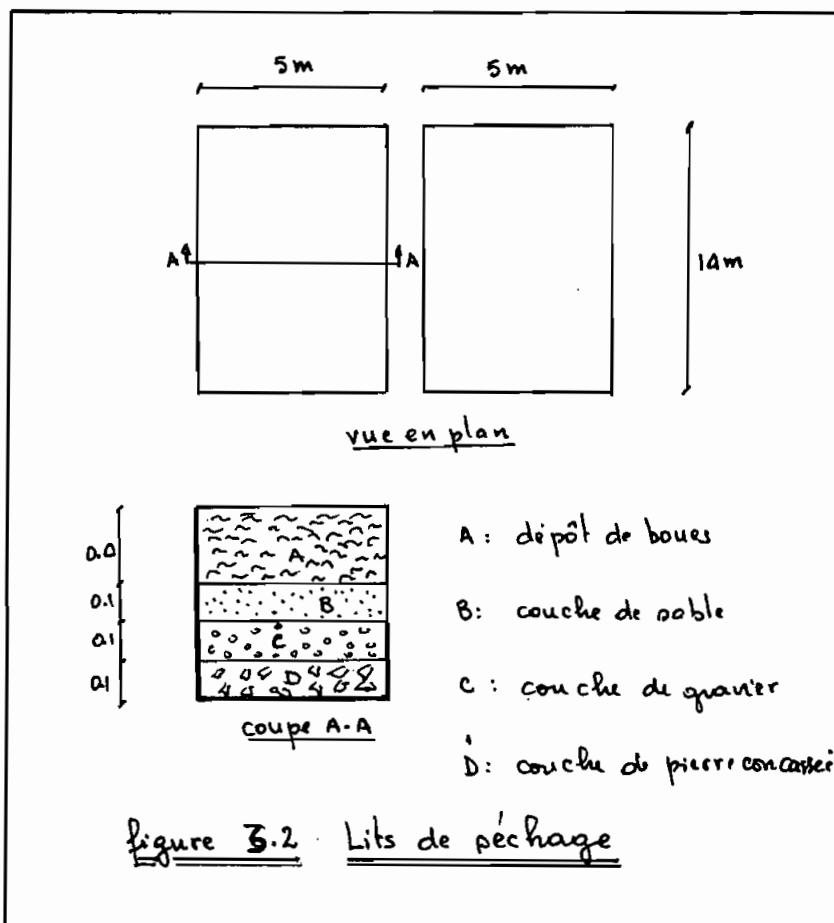


Figure 3.2 Lits de pêcheage

3.6 Evaluation des coûts

En vue d'évaluer le coût de la solution de réparation, nous retiendrons les deux postes de dépenses suivants :

1° Coûts d'investissement. ils comprennent

- le coût du terrain
- le coût de construction, y compris les équipements.

2° Coûts d'exploitation. Ce sont les coûts annuels associés au fonctionnement de l'installation à savoir :

- les dépenses d'énergie et de produits de fonctionnement.

- Les dépenses d'entretien et de réparation
- Les dépenses de personnel

3.6.1 Dépenses d'investissement

a/ coût de la construction et des terrains

Les principaux coûts unitaires basés sur les conditions du marché telles qu'elles existaient au Sénégal en 1983 sont indiqués ci-dessous.

Désignation	Unité	Prix Franc CFA
Béton proportion 1:2:4	m ³	6000
Acier	kg	181
sable de dune	m ³	1000
Pierre	m ³	900
léblai ou terre graveleuse	m ³	700
surface	m ²	150*
Chlore	kg	1819
l'électricité	kWh	81.87
eau	m ³	219.17

* Le prix du terrain au mètre carré varie considérablement d'un endroit à l'autre. Dans la zone où est localisé le campus, le terrain ne coûte pratiquement rien de sorte qu'on a estimé le prix au m² à 150 franc CFA.

Quantités requises

poste \ quantité	surface m ²	Deblai m ³	Pierre m ³	sable m ³	Béton m ³	Acier kg
Decanteur primaire	20	36	-	-	2.7	14
Lit de séchage	140	28	28	10	11	-
Canal d'évacuation	-	50	15	-	10	-

En multipliant les quantités globales requises par les coûts unitaires, on obtient les résultats suivants.

Coût de construction + terrain

Poste	quantité	coût F.CFA
Surface	160 m ²	20 600
Deblai	114 m ³	79 800
Pierre	43 m ³	88 700
sable	10 m ³	14 000
Béton	23.7 m ³	142 200
Acier	14 kg	2 534
Total		301 834

b/ Coût de l'équipement mécanique

seuls les coûts occasionnés par l'acquisition de nouveaux

équipements seront considérés dans ce volet. En raison de l'indisponibilité des appareils requis sur le marché local, on a estimé les coûts. Coût d'investissement de l'équipement mécanique

Equipement mécanique	nombre	coût F CFA
Emulseur	1	600 000
Surpresseur	1	500 000
Diffuseurs	12	160 000
dilacérateur	1	100 000
manomètres	3	30 000
débrimetre	1	10 000
	Total	1 400 000

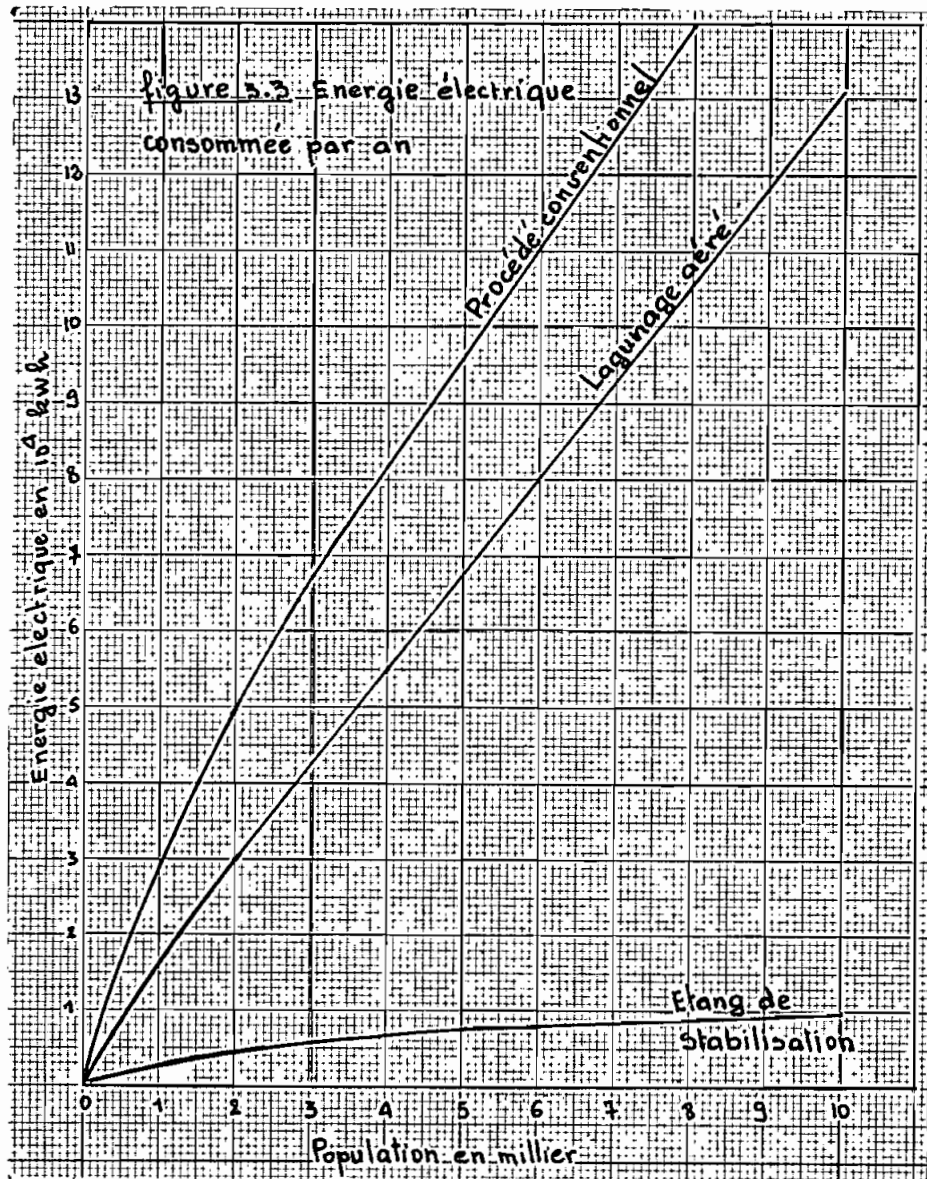
3.6.2 Dépenses annuelles d'exploitation

Energie de fonctionnement. L'énergie électrique est consommée par le fonctionnement des appareils électromécaniques et l'éclairage nocturne. Selon une étude comparative des différents procédés de traitement des eaux usées sous climat tropical [6], l'énergie électrique consommée annuellement pour différents procédés et selon la taille de la population desservie s'établit comme suit :

Quantité d'énergie électrique consommée par an (kWh)

Procédés \ Population en 10^3 hbts	5	10	50	100	200
Etang de stabilisation	7500	9000	19880	27120	37880
Lagunage aéré	68250	130000	605000	1302500	2575000
Procédé conventionnel	107500	156500	627500	1020000	2575000

A partir de ces données, on peut établir un abaque de la quantité d'énergie consommée annuellement en fonction de la taille de la population.



La quantité d'énergie consommée annuellement par le procédé des boues activées pour une population de 850 habitants est d'environ 20000 kWh

On doit prendre en compte l'énergie consommée par la pompe d'arrosage :

puissance de la pompe d'arrosage : 1 kW

Pour un pompage de 12 heures par jours, l'énergie consommée annuellement vaut : $12 \times 365 \times 1 = 4380 \text{ kWh}$.

Compte tenu du fait que la pompe d'arrosage n'intervient pas dans le processus de traitement des EU, on ne tiendra pas compte de cette énergie dans l'évaluation du coût de l'épuration.

Besoin en chlore.

Le traitement tertiaire peut se pratiquer de bien des façons ; on emploie généralement la chloration. Le chlore est disponible sous forme liquide ou d'hypochlorite de Ca ou de Na. La dose de chlore à appliquer dépend de l'objectif visé pour la qualité de l'effluent. La chloration peut être destinée au contrôle des odeurs, à la désinfection à la destruction des bactéries pathogènes...

Les dosages requis pour différentes applications sont donnés dans les tableaux II.9 et II.20 de l'annexe II.

Ainsi pour la destruction totale des bactéries pathogènes, il faut 2 à 20 mg/l de chlore. Selon K. IMOFF [5], le taux de chloration nécessaire pour la stérilisation d'effluent épuré biologiquement est de 2 mg/l. Dans ce

cas la quantité de chlore requise dépend essentiellement de la nature et du nombre de micro-organismes à détruire (Escherichia coli). Si on suppose que les besoins en chlore sont proportionnels au nombre de E. coli à détruire, la dose de chlore à appliquer pour réduire de $x\%$ le nombre de E. coli

vaut : $2 \times x\%$ (mg/l)

Le procédé des boues activées permet de réduire le nombre de E. coli de 75% [4]. La chloration doit donc détruire 25% des microorganismes. Ce qui nécessite une dose de chlore de :

$$2 \times 0.25 = 0.5 \text{ mg/l} = 0.5 \text{ g/m}^3$$

Besoin annuel en chlore :

$$0.5 \times 232 \times 365 \text{ soit}$$

42.3 kg

Personnel

Le personnel d'exploitation est donné en fonction de la taille de la population desservie et du procédé de traitement utilisé dans le tableau II.12 de l'annexe II. Il ressort de ces résultats que l'exploitation de la STEP réparée nécessitera la présence d'un technicien et d'un manoeuvre. Dans l'estimation du coût, on ne prendra pas en compte le manoeuvre car ce poste est déjà pourvu dans les services de U.E.P.T.

Technicien : 540.34 francs cfa/Heure

Entretien et réparation

Selon les règles habituelles, le coût d'entretien et de réparation doit être évalué à 1% du coût de construction pour le génie civil et 2% du coût des équipements pour le génie

mécanique . Nous prendrons 1.5% du coût d'investissement de l'installation, coût estimé à 5 millions en 1983.

Dépenses annuelles de fonctionnement

Poste	quantité	coût en 10 ³ FCFA
Énergie électrique	20000 kWh	1640
Chlore	42.3 kg	47
Personnel		
manœuvres	1	~
technicien	1	209
Entretien et réparation	-	75
	Total	2001

TROISIEME PARTIE

PROCEDES D'EPURATION PAR
BASSINS DE STABILISATION ET
LAGUNAGE AERE

Chapitre IV Bassins de stabilisation

Avant d'aborder l'étude des deux variantes envisagées, il convient de faire un bref aperçu sur ce procédé de traitement. Ceci permettra de replacer les bassins de stabilisation dans le contexte général de l'épuration des E.U., d'insister sur ses caractéristiques ainsi que les critères de dimensionnement qui le sous-tendent.

4.1 Aperçu global des bassins de stabilisation

L'épuration des E.U. peut se faire par voie chimique, physique ou biologique, la dernière étant la plus économique.

4.1.1 Épuration biologique. Elle se fait par dégradation de la matière organique par des bactéries aérobies, anaérobies ou facultatives. La décomposition de la matière organique peut donc se faire de deux manières :

1°/ Processus aérobique l'oxygène est utilisé pour dégrader la matière organique.

2°/ Processus anaérobique Les matières organiques sont détruites à l'abri de l'oxygène.

L'épuration biologique peut s'effectuer de façon artificielle ou naturelle. Le premier cas correspond aux procédés classiques et le deuxième aux lagunes naturelles appelés aussi bassins de stabilisation.

4.1.2 Bassins de stabilisation

On désigne par bassin de stabilisation tout bassin destiné au traitement biologique des E.U. Selon la nature de l'activité

biologique, on distingue trois types de bassins :

- 1°/ les bassins aérobie
- 2°/ Les bassins facultatifs
- 3°/ Les bassins anaérobies

Bassin aérobie Un bassin aérobie contient des bactéries aérobie et des algues en suspension. Les bactéries aérobie détruisent les déchets tandis que les algues, par photosynthèse, fournissent une partie de l'oxygène nécessaire pour maintenir le milieu en aérobie.

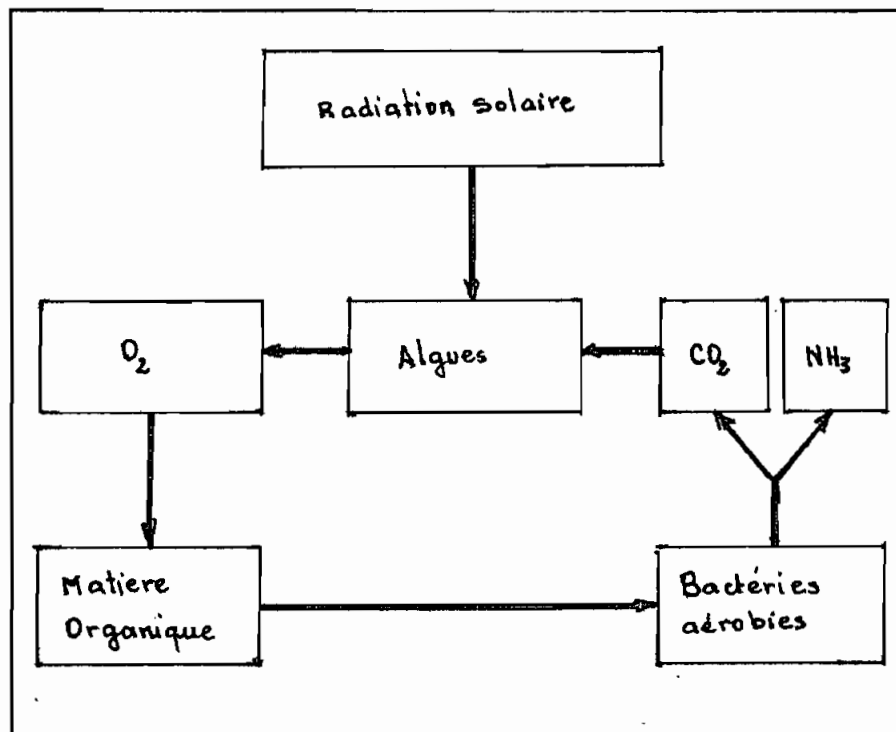


Figure 4.1 : schéma de nutrition des micro-organismes
d'un étang aérobie [3]

Bassin anaérobie. Il ne nécessite pas d'oxygène dissous car ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les molécules organiques complexes. La stabilisation résulte de la précipitation des matières organiques et de leur conversion anaérobie en gaz carbonique (CO_2), méthane (CH_4) et autres gaz et acides

organiques. La figure 4.2 illustre le schéma de nutrition des micro-organismes dans un tel bassin.

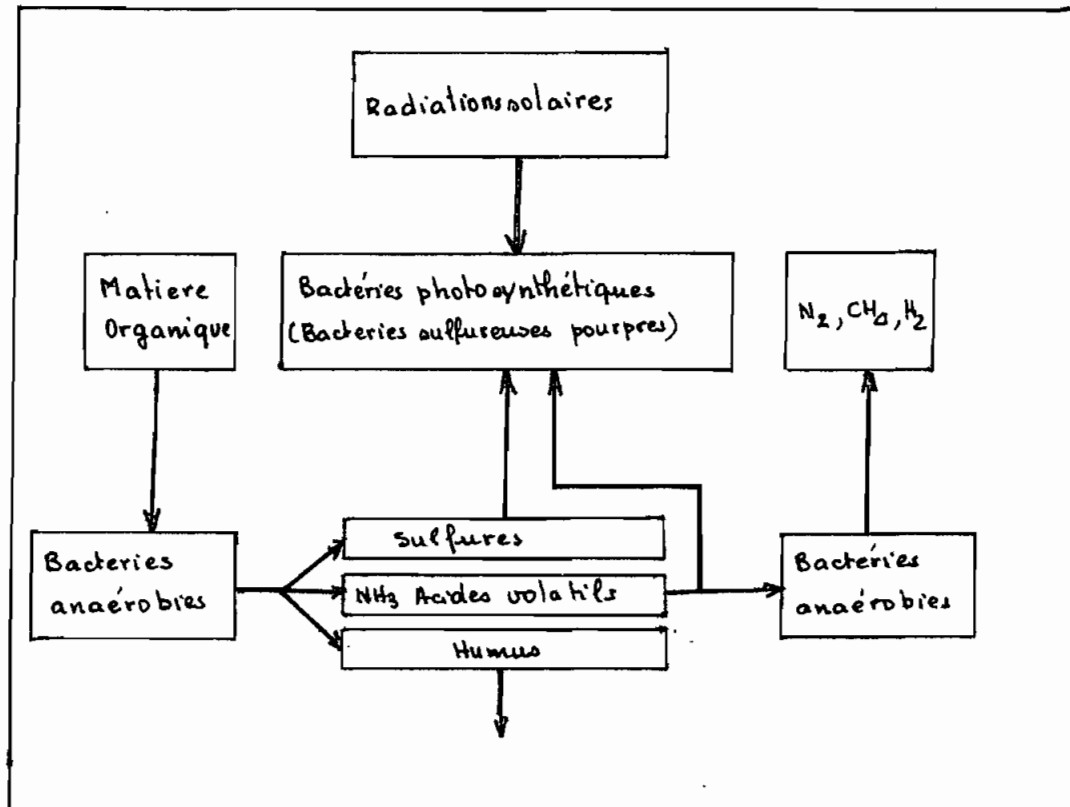


Figure 4.2 : schéma de nutrition des microorganismes d'un bassin anaérobie [3]

Bassin facultatif

Ce type de bassin comporte trois couches :

- une couche supérieure aérobie
- une couche inférieure anaérobie
- une couche intermédiaire facultative ou aérobie-anaérobie

La zone intermédiaire est peuplée de bactéries facultatives ; ces dernières peuvent dégrader la matière organique en présence ou à l'abri de l'oxygène.

Le profil stratifié et le schéma de nutrition des microorganismes sont respectivement illustrés dans les figures 4.3 et 4.4

Figure 4.3 : schéma type d'un bassin de stabilisation [3]

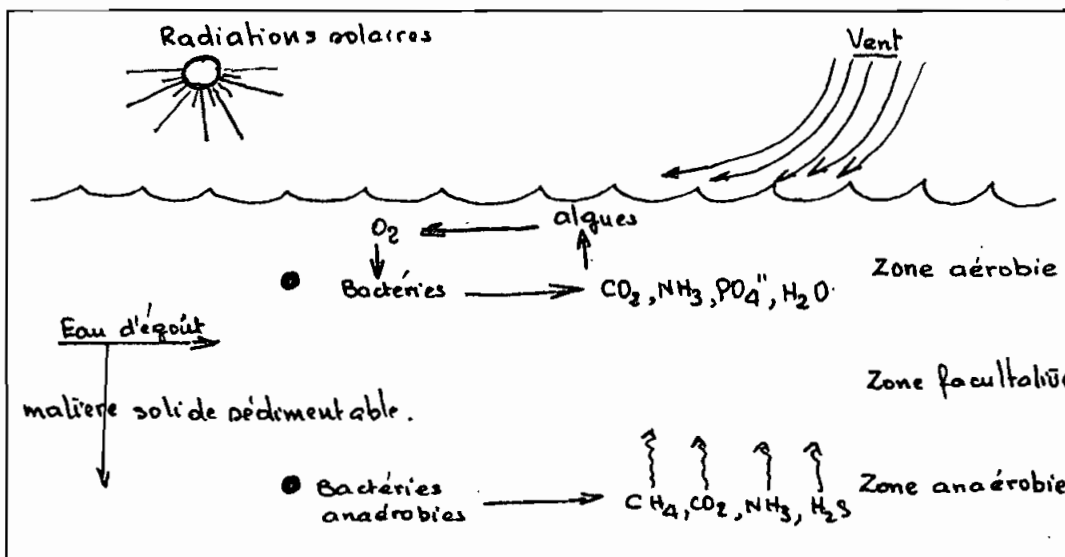
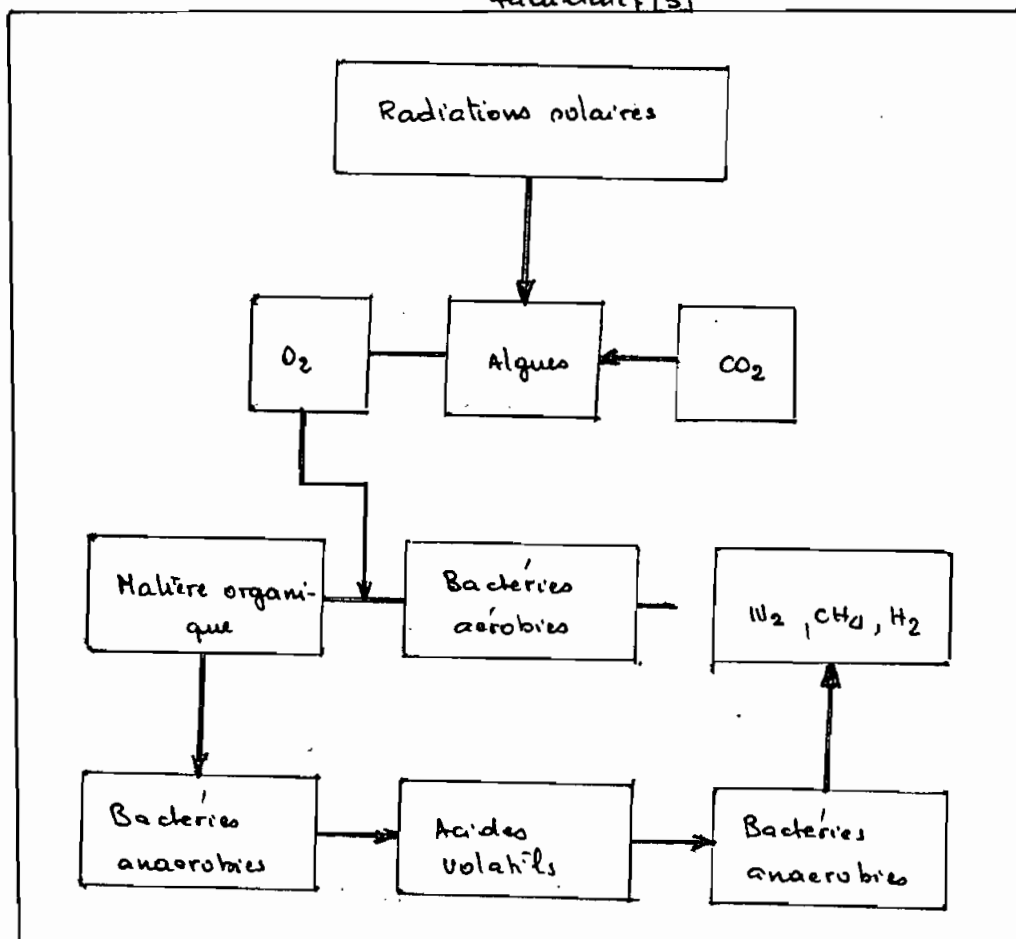


Figure a.a : schéma de nutrition des micro organismes d'un étang facultatif [3]



4.1.3 Relation de dimensionnement

Il existe plusieurs modèles pour le dimensionnement des bassins de stabilisation. Le modèle le plus sécuritaire c'est à dire donnant le plus grand volume est celui de l'écoulement en milieu intégral ; Selon ce modèle, la concentration d'une substance dans la masse liquide contenue dans le bassin est homogène.

Si les précipitations compensent exactement l'évaporation, on peut poser l'équation suivante :

$$QS = QS_0 - KSV$$

où QS = quantité de matière organique de l'effluent

QS_0 = quantité de matière organique de l'affluent

KSV = quantité de matières organiques dégradées

Q = débit des eaux usées m^3/d

S_0 = DBO_5 de l'affluent mg/l

S = DBO_5 de l'effluent mg/l

V = volume du bassin

en posant $V = Qt_r$ où t_r est le temps de rétention

on obtient :

$$S = \frac{S_0}{1 + Kt_r} \quad (4.1)$$

En milieu tropical, l'évaporation (E) est plus importante que la précipitation. Il convient donc d'apporter une correction à la DBO_5 de l'effluent calculée selon la formule 4.1

on obtient :

$$S_2 = \frac{S_1}{1 - E} \quad (4.2)$$

avec S_2 = DBO de l'effluent corrigée en mg/l

S_1 = DBO de l'effluent non corrigé (relation 4.1)

E = évaporation en l/l

l'évaporation étant généralement exprimée en mm/j, on a :

$$E = \frac{e k_2}{h} 10^{-3} \quad (4.3)$$

avec e = évaporation en mm/j

h = hauteur du bassin en m

La combinaison des relations (4.1), (4.2) et (4.3) donne :

$$S = \frac{S_0 / (1 + k_2 t_2)}{1 - \frac{10^{-3} e k_2}{h}}$$

Au Sénégal l'évaporation observée est d'environ 6 mm/jour [8]
d'où l'on tire :

$$S = \frac{S_0 / (1 + k_2 t_2)}{1 - 0.006 \frac{k_2}{h}} \quad (4.4)$$

4.2 Première variante de bassins de stabilisation

4.2.1 Description schématique.

Comme le montre la figure 4.5, cette variante comporte un dégrilleur en tête de station, un décanteur primaire puis une série de 4 bassins disposés en parallèle deux à deux. On retrouve à la fin un réservoir d'arrosage.

Chacun des ouvrages a un mode de fonctionnement déterminé et joue un rôle précis dans le traitement.

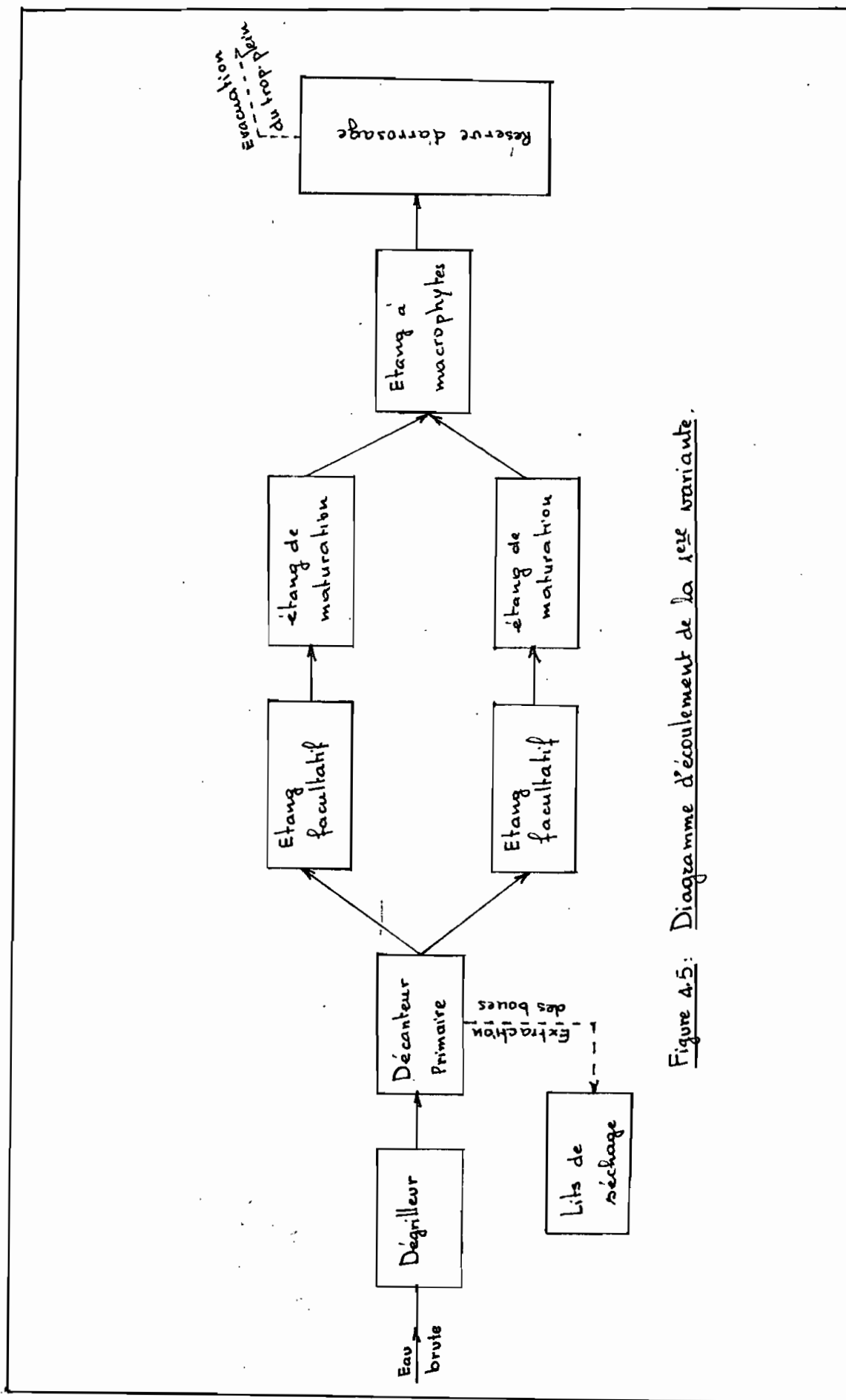


Figure 4.5: Diagramme d'écoulement de la 1^{ère} variante.

Dégrilleur constitué de grilles métalliques dont l'écartement des barreaux peut varier de 4 à 7 cm, le dégrilleur retiendra les matières grossières.

Décanteur primaire il assure une séparation solide-liquide au sein de l'eau; le procédé de décantation se fait par sédimentation: les particules en suspension plus denses que l'eau précipitent au fond du décanteur par gravité. La décantation primaire permet d'éliminer 25 à 40% de la DBO₅ mais l'objectif principal demeure la réduction des matières en suspension (50 à 65%).

Etangs ils sont le meuble de l'épuration secondaire: la plus grande partie des réactions biochimiques ont lieu dans le bassin facultatif; le bassin de maturation permet d'éliminer les bactéries pathogènes; le bassin à macrophytes utilise à la fois la capacité d'assimilation des nutriments (essentiellement le phosphore et l'azote) et la capacité d'épuration du sol.

4.2.2 Dimensionnement des ouvrages

a/ Dégrilleur

Données

Débit des eaux usées	270 l/hab/jour
Population	860 hbt
quantité de solides	700 mg/l

Comme traitement préliminaire à la décantation, on peut prendre des grilles à espacement de 40 mm entre barreaux. Ce lar-

ce espacement présente l'avantage que les matières fécales passent à travers les grilles pour parvenir aux boues du décanteur : seules les matières volumineuses seront retenues. On place les barreaux des grilles obliquement avec une inclinaison de 20° avec l'horizontale.

La quantité de matière retenue est d'environ 20 l par personne par an avec une teneur en eau de 80% [5].

La vitesse d'écoulement minimum est de 0.6 m/s [5]

Calculs

• Dimensions

- Débit $Q = 270 \text{ l/hab/j} = 0.003 \text{ m}^3/\text{s}$
- Surface $S = \frac{Q}{V} = \frac{0.003}{0.6} = 0.005 \text{ m}^2$
- profondeur d'eau. Pour une largeur de 0.4 m, on aura : $h = \frac{S}{l} = \frac{0.005}{0.4} = 0.012 \text{ m}$
- quantité de matières retenues par an $0.02 \times 860 \times 20\% = 3.4 \text{ m}^3$
- volume du dépôt : dans le cas d'un enlèvement journalier $V = \frac{3.4}{365} = 0.009 \text{ m}^3$
- Longueur : si l'on admet une hauteur maximale du dépôt de 30 mm

$$L = \frac{0.009}{0.03 \times 0.4} = 0.75 \text{ m}$$

• Réduction de la quantité de solide

- matière retenue par personne et par jour $\frac{20 \times 0.2}{365} = 0.0109 \text{ l} = 10.9 \text{ g}$

- matières retenues par litre $\frac{10.9}{270} = 0.0389 = 38 \text{ mg/l}$

- quantité de solide à la sortie $400 - 38 = 662 \text{ mg/l}$

soit une réduction de 5.4%

• Perte de charge KIRKMER a proposé la formule suivante [2]

$$h_L = \beta \left(\frac{w}{b}\right)^{4/3} h_v \sin \theta \quad (4.5)$$

où w = diamètre des barreaux

θ = inclinaison des barreaux

h_v = charge à l'entrée de la grille

b = espacement des barreaux

β = coefficient tenant compte de la forme des barreaux

ici

$\beta = 1.79$ pour des barres circulaires

L'application de la formule (4.5) avec des barres de 8 mm de diamètre donne $h_L = 0.0009 \text{ m}$ ce qui constitue une perte de charge négligeable.

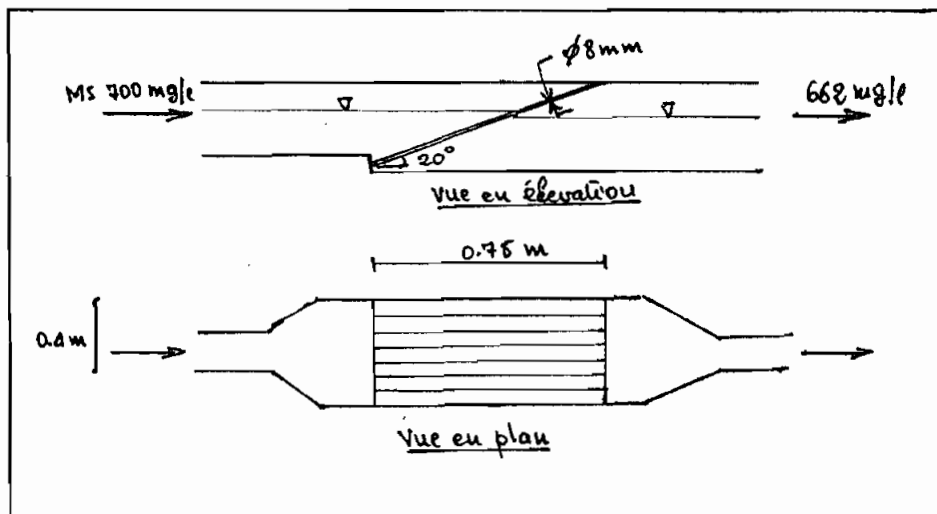


figure 4.6 : Dégriilleur

b) Dégriilleur primaire. semblable à celui du chapitre III

e/ Basins de stabilisationDonnées

Débit des EU	232 m ³ /j
DBO à l'entrée	160 mg/l
température moyenne des EU	25°C
Constante cinétique	
en aérobiose	$k_{25^{\circ}\text{C}} = 0.73 \text{ j}^{-1}$
en anaérobiose	$k_{25^{\circ}\text{C}} = 0.58 \text{ j}^{-1}$

Le calcul détaillé des constantes cinétiques est présenté dans l'annexe II

Le choix des profondeurs et des temps de rétention se fera de manière à respecter les caractéristiques recommandées qui sont fournies dans l'annexe II. (tableau II.12)

bassin facultatif

hauteur	$h = 1.5 \text{ m}$
couche aérobie	0.3 m
bassin de maturation	$h = 1.0 \text{ m}$
bassin à macrophiles	$h = 1.0 \text{ m}$
DBO à la sortie désirée	$\leq 30 \text{ mg/l}$

(conformément aux normes indiennes)

Calculs

- 1°/ volume $V = \omega t_r$
 - 2°/ surface $S = \frac{V}{h}$
 - 3°/ DBO à la sortie : calculée selon la formule (A.4)
- $$S = \frac{S_0 / (1 + k t_r)}{1 - 0.006 t_r/h}$$

où $k = \frac{h_{aer.} \times k_{aer} + h_{anaer.} \times k_{anaer}}{h}$ pour les bassins facultatifs

$k = k_{aer}$ pour les bassins à macrophytes et de maturation

2° taux de destruction des bactéries pathogènes

Le pourcentage de réduction des bactéries pathogènes peut être évalué d'après l'équation

$$\Delta N = 100 \frac{kt}{1+kt}$$

qui a été proposée par Marais et Shaw en 1961 [9]

où $\Delta N = \%$ de réduction des bactéries pathogènes

$t =$ temps de rétention

$k =$ constante de vitesse $k=2$ pour Echerichia

Coli

En fixant le temps de rétention pour chaque, on calcule les autres paramètres. Les résultats pour différents temps de rétention sont présentés dans le tableau 4.1

d/ Réserve d'arrosage La réserve d'arrosage aura le même volume que celle de la step actuelle.

volume $454 \text{ m}^3 \approx 460 \text{ m}^3$

Longueur 23 m

Largeur 10 m

hauteur 2 m

e/ lits de séchage comme dans le chapitre III

Paramètres	1 ^{er} choix			2 ^{em} choix			3 ^{em} choix		
	B. facultatif	B. naturel	E. macroph.	B. facult.	B. matur.	E. macroph.	B. facult.	B. matur.	E. macroph.
	$k_2 = 7j$	$k_1 = 4j$	$k_3 = 10j$	$k_4 = 5j$	$k_5 = 2j$	$k_6 = 6j$	$k_7 = 3j$	$k_8 = 1.5j$	$k_9 = 4j$
Hauteur (m)	1.5	1	1	1.5	1	1	1.5	1	1
Volume (m ³)	812	464	2320	580	232	1392	948	174	928
Surface (m ²)	541	464	2320	387	232	1392	232	174	928
largeur (m)	19	17	39	16	12	30	12	11	25
longueur (m)	28	27	59	24	19	46	19	16	37
S ₀ (mg/l)	160	31.2	9.6	160	40.3	18.9	160	57.2	30.9
S (mg/l)	31.2	9.6	1.5	40.3	18.9	4.0	57.2	30.9	9.5
ΔS%	80	69	84	75	53	77	60	46	69
ΔS% global		99			97			94	
ΔN%		89			80			75	
Besoin en Chlore mg/l		0.22			0.4			0.5	

Tableau A.1: Résultats de la première variante

4.2.3 Evaluation des coûtsCoût d'investissement

Tableau 4.2 : quantités requises

quantité Poste	Déblai m ³	Pierre m ³	Acier kg	Surface m ²	Sable m ³	Béton m ³
Décanneur primaire	36	-	14	24	-	2.7
Canal d'évacuation	50	15	-	100	-	10
Lit de séchage	28	28	-	140	14	11
Bassins facultatifs						
1*	812	-	420	1082	-	28
2	580	-	360	770	-	24
3	348	-	285	460	-	19
Bassin de maturation						
1	460	-	270	928	-	18
2	232	-	195	460	-	13
3	170	-	165	348	-	11
Bassins à macrophytes						
1	1160	-	300	2320	-	20
2	696	-	240	1392	-	16
3	460	-	195	928	-	13
Total 1	2550	43	1004	4590	14	89.7
2	1622	43	809	2890	14	76.7
3	1100	43	659	2000	14	66.7

* au niveau des bassins, les lignes 1, 2 et 3 correspondent respectivement aux 1^{er}, 2^{es} et 3^{es} choix.

Tableau 4.3 : coût de construction et du terrain

Postes	Quantités			coûts en 10 ³ FCFA		
	1 ^{er}	2 ^{em}	3 ^{em}	1 ^{er}	2 ^{em}	3 ^{em}
Déblai m ³	2550	1622	1100	1785	1350	770
Pierre m ³	43	43	43	38	38	38
Acier kg	1004	809	659	182	146	119
Surface m ²	4590	2890	2000	689	430	300
Sable m ³	14	14	14	14	14	14
Béton m ³	89.7	76.7	66.7	538	460	400
				3246	2046	1601

Tableau 4.4 : Dépenses annuelles d'exploitation

Postes	Quantité	coût FCFA
Energie électrique	2000 bul	160 000
Personnel : manœuvre	1	~
Entretien et Réparation		
1	-	32 460
2	-	20 460
3	-	16 010
Besoin en chlore		
1	126 kg	33 800
2	83.9 kg	61 600
3	42.8 kg	76 900
	Total	
	1	230 000
	2	250 000
	3	260 000

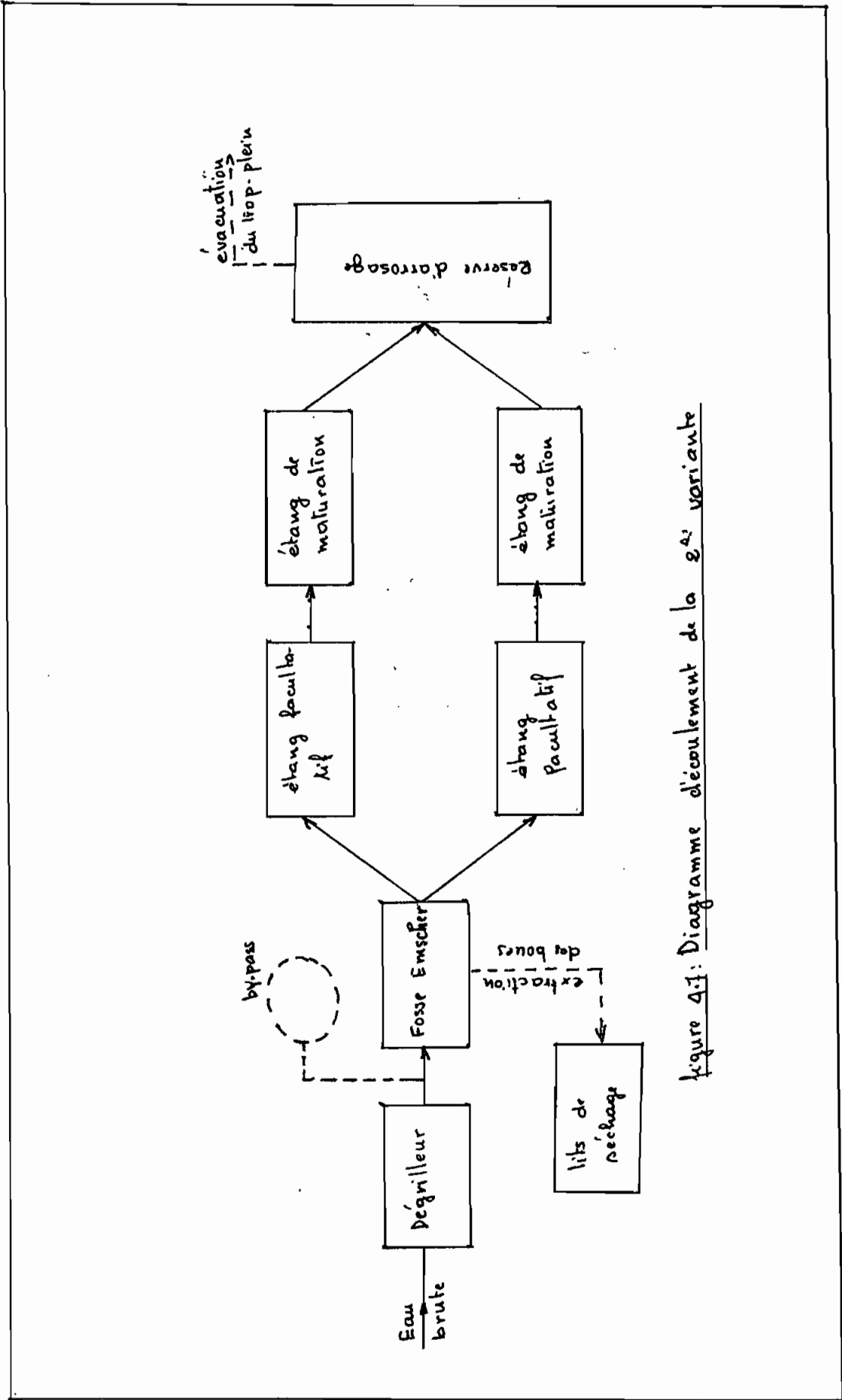


Figure 4.1: Diagramme d'écoulement de la 2^e variante

4.3 Deuxième variante des bassins de stabilisation

4.3.1 Description schématique

Comme le montre le diagramme d'écoulement illustré par la figure 4.7, la deuxième variante se distingue de la première par la suppression des bassins à macrophytes, le remplacement du décanteur primaire par une fosse Emscher et l'insertion d'un by-pass entre le dégrilleur et la fosse Emscher.

Fosse Emscher Elle joue simultanément le rôle de décanteur pour les eaux usées et de digesteurs pour les boues. C'est une fosse à double étage: l'étage supérieur correspond au compartiment de décantation et l'étage inférieur à celui de la fermentation des boues.

By-pass L'aménagement d'un dispositif par by-pass permettra d'écarter de la fosse une partie ou la totalité des eaux usées pendant les pointes d'apport ou le nettoyage.

4.3.2 Dimensionnement des ouvrages

Le dégrilleur, les lits de piégeage et la réserve d'arrosage sont semblables à ceux du chapitre III.

a) By-pass Si l'on veut que l'opération de nettoyage dure 1 heure, le by-pass doit avoir une capacité supérieure ou égale à:

$$232 \times \frac{1}{24} = 9.67 \text{ m}^3 \approx 10 \text{ m}^3$$

Prenons une profondeur de 6m; ce qui donne une surface de 6.7 m^2 et un diamètre de 3m.

b) Fosse Emscher

Données

temps de rétention	1h
profondeur	1m
volume des boues flottantes	3% du volume global
largeur	1m
réduction de la DBO	15%

Calculs

- 1° volume de la fosse $V_f = Q \times t_r = 216 \times \frac{1}{24} = 9 \text{ m}^3$
- 2° surface $S = V_f / h = 9 \text{ m}^2$
- 3° Longueur $L = S / l = 9 / 1 = 9 \text{ m}$
- 4° Surface du digesteur $S_D =$

La surface du digesteur doit être telle que :

$$h \geq 0.1 \sqrt{S_D} \quad (\text{contrainte de l'ASPEE})$$

$$\Rightarrow S_D \leq \left(\frac{h}{0.1}\right)^2 = 6.25$$

choisissons $S_D = 5 \text{ m}^2$

5° volume du digesteur : $V_D = \frac{1}{3} S_D h_D$

si on choisit une profondeur de digestion h_D égale à 0.5 m

$$V_D = \frac{1}{3} \times 5 \times 0.5 = 1 \text{ m}^3$$

6° volume de décantation

$$V = V_f - V_D - V_b = 9 - 1 - 9 \times 0.03 = 7.7 \text{ m}^3$$

7° charge à la sortie de la fosse

$$S = \frac{200 \times 7.7}{100} = 154 \text{ mg/l}$$

c/ Bassins de stabilisation

Un calcul analogue à celui de la première variante conduit

aux résultats suivants

Tableau 4.5 : Résultats de la 2^{ème} variante

Paramètres	Etang facultatif $t_r = 6j$	Etang de maturation $t_r = 5j$
Hauteur (m)	1.5	1
Volume (m ³)	696	580
Surface (m ²)	460	580
largeur (m)	18	20
Longueur (m)	25	25
S ₀ (mg/l)	170	37.4
S (mg/l)	37.4	9.9
ΔS%	78	73
ΔS% global		95
ΔN%		91
Chlore mg/l		0.18

A.3.3 Evaluation des coûts

Poste \ Quantité	Deblai m ³	Pierre m ³	Acier kg	Surface m ²	Béton m ³	Sable m ³
Canal d'évacuation	50	15	.	100	10	.
By pass	40	6	.	7	2	.
Fosse encocher	9	.	.	9	3	.
Lits de séchage	28	28	.	140	11	14
étang facultatif	696	.	390	928	26	.
Etang de maturation	580	.	270	1160	18	.
Total	2729	49	660	2340	90	14

tableau 4.6 : quantités requises

tableau 4.7 coût de construction et du terrain

Postes	Quantité	coût en 10^3 FCFA
Déblai	1403 m ³	982
Pierre	49 m ³	44
Acier	660 kg	119
Surface	2340 m ²	352
Béton	70 m ³	420
sable	14 m ³	14
Total		1931

tableau 4.8 Dépenses annuelles d'exploitation

Postes	Quantité	coût FCFA
Énergie électrique	2000 kwh	164000
Besoin en chlore	15.3 kg	27800
Entretien et Réparations		19300
Personnel	1	~
Total		211000

Chapitre V . Lagunage aéré

5.1 Description schématique

Comme le montre la figure 5.1 qui représente le diagramme d'écoulement, la station projetée comporte successivement : un dégrilleur, un dessableur, 2 lagunes aérées en parallèle, deux étangs de maturation en parallèle et enfin une réserve d'arrosage.

Dessableur Il a pour objet de retenir les sables et autres matières minérales qui pourraient troubler la marche de l'épuration.

Lagune aérée La lagune aérée fonctionne selon le principe des bassins de stabilisation. C'est généralement un bassin d'une profondeur de 2 à 4 m dont l'aération est assurée soit par des diffuseurs d'air soit par des aérateurs flottants ou fixes. La lagune agit comme un bassin de décantation avec aération, où l'aération artificielle remplace la production d'oxygène par les algues des étangs de stabilisation. Le temps de rétention dans les lagunes aérées est de 2 à 3 fois plus faible que le temps de rétention dans les bassins de stabilisation.

5.2 Dimensionnement des ouvrages

Dégrilleur et réserve d'arrosage comme dans le chapitre

IV

Dessableur On doit recueillir des sables propres sans odeur c'est à dire débarrassés de matières organiques ; On établit le bassin de dessablement de manière qu'il joue le rôle de canal de rinçage avec une vitesse de traversée d'environ 0.3 m/s.

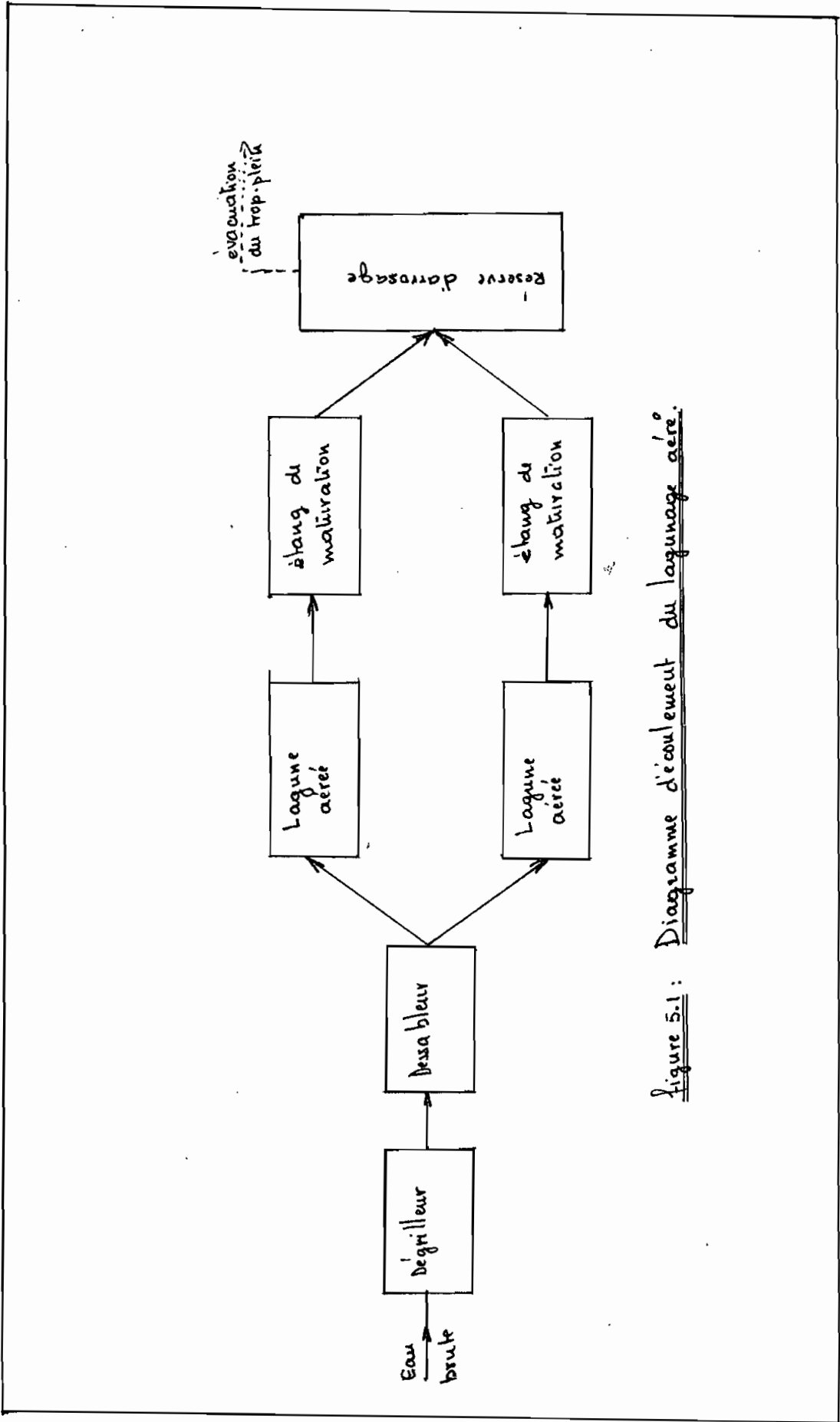


Figure 5.1: Diagramme d'écoulement du lagunage aéré.

La quantité de sable extraite pour une urbanisation assez dense est estimée à 5 litres par habitant par an [5]

Calculs

section $S = \frac{Q}{V} = \frac{0.0027}{0.3} = 0.009 \text{ m}^2$

Profondeur d'eau: si l'on fixe la largeur à 0.4 m

$$h = \frac{S}{l} = \frac{0.009}{0.4} = 0.0225 \text{ m} \approx 2 \text{ cm}$$

quantité de sable par an: $5 \times 860 \approx 4300 \text{ l} = 4.3 \text{ m}^3$

volume du dépôt par jour $\frac{4.3}{365} = 0.012 \text{ m}^3$

En admettant que la hauteur du dépôt ne dépassera pas 3 cm

on a: Longueur = $\frac{0.012}{0.4 \times 0.03} = 1 \text{ m}$

Le schéma du dessableur est illustré dans la figure suivante:

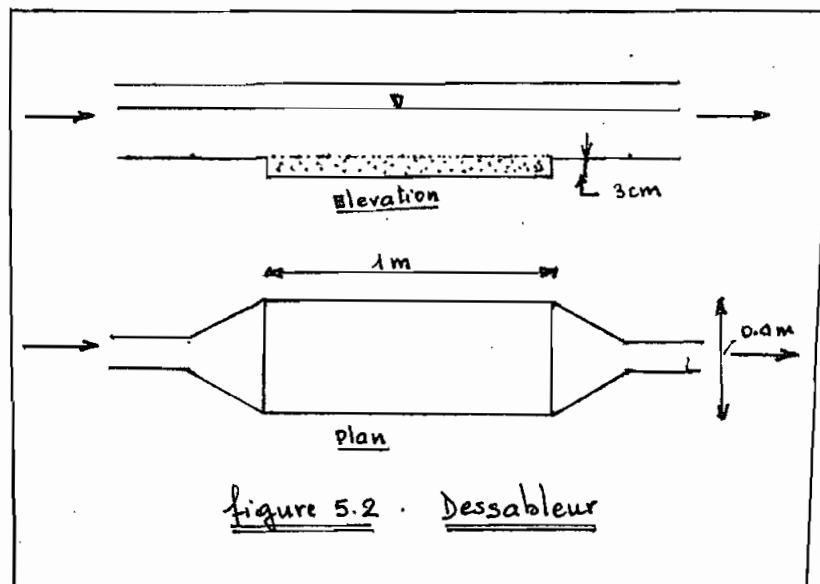


figure 5.2 · Dessableur

Lagune aérée

- temps de rétention Selon les travaux du comité interafricain d'études hydrauliques (CIEH), la diminution de la DBO₅ dans les lagunes aérées peut être estimée par une réaction du premier ordre comme:

$$\frac{L_e}{L_i} = 10^{-kt}$$

où $L_e = \text{DBO à l'instant } t$
 $L_i = \text{DBO à l'instant } t=0$
 $k = \text{constante cinétique du système}$

La constante moyenne déterminée en laboratoire [7] à 20°C est de $k = 0.2542 \text{ J}^{-1}$

La relation précédente donne

$$t = \frac{\text{Log } L_i - \text{Log } L_e}{k}$$

$$L_i = 200 \text{ mg/l}$$

Si l'on veut réduire la DBO_t de 70%, $L_e = 200 \times 0.3 = 60 \text{ mg/l}$

constante k à 25°C : $k_{25^\circ} = k_{20^\circ} \times \theta^{25-20}$ avec $\theta = 1.035$

$$\Rightarrow k_{25^\circ} = 0.30 \text{ J}^{-1}$$

temps de rétention : $t = \frac{\text{Log } 200 - \text{Log } 60}{0.3} \Rightarrow$

$$t = 1.74 \text{ J}$$

- Volume $v = \frac{232}{2} \times 1.74 = 202 \text{ m}^3$

- Surface la surface requise pour une hauteur de 2m

$$S = \frac{202}{2} = 100 \text{ m}^2$$

soit une lagune de 10m x 10m

- Oxygénation requise. On sait que la DBO des E.U domestiques représente environ 67% de la demande biologique totale en oxygène. Donc $S_o = \frac{S_0}{0.67} = 1.5 S_0$

avec $S_0 = \text{demande totale en oxygène}$

Pour satisfaire la demande totale en oxygène, on devra donc fournir 1.5 kg de O₂ par kg de DBO de l'affluent. Si l'on désire que la DBO diminue de 91%, ce chiffre de

1.5 kg se réduira à $\frac{\alpha \times 1.5}{100}$

Pour $\alpha = 70$, on doit fournir : $\frac{70}{100} \times 1.5$

soit 1.05 kg de O_2 par kg de $DBO_{5, initial}$

exprimé par heure :

$$1.05 \times \frac{200 \times 232}{24} 10^{-3} \Rightarrow$$

2.0 kg O_2 par heure

- Puissance requise à la surface aérée

$$\text{puissance} = \frac{\text{besoin en oxygène}}{\text{taux de transfert}}$$

Comptant qu'un aérateur mécanique de surface (AMS) procure 1.36 kg de O_2 par cheval-heure [7], il faut :

$$\frac{2.0}{1.36}$$

soit

1.5 C.V

Bassin de maturation

- hauteur 1 m

- temps de rétention 5 j

- volume $5 \times \frac{232}{2} = 580 \text{ m}^3$

- surface $\frac{580}{1} = 580 \text{ m}^2$

- longueur : 29 m largeur 20 m

- DBO à la sortie :

$$S = \frac{S_0 / (1 + k t)}{1 - 0.006 \frac{t}{R}} = \frac{60 / (1 + 0.73 \times 5)}{1 - 0.006 \times \frac{5}{1}} = 13.3 \text{ mg/l}$$

$$\Delta N\% = \frac{2 \times 5}{1 + 2 \times 5} = 91\%$$

- Besoin en chlore : $2 \times 0.09 = 0.18 \text{ mg/l}$

quantité de chlore par an :

$$0.18 \times 232 \times 365 \cdot 10^{-3} \Rightarrow$$

15.3 kg

5.3 Evaluation des coûts

Equ

coût d'investissement

Equipement

un aérateur mécanique de surface de
puissance 1.5 CV

prix : 300 000 FCFA

Construction et terrain

tableau 5.1 Quantités requises

Poste \ quantité	Déblai m ³	Pierre m ³	Acier kg	surface m ²	Béton m ³
Canal d'évacuation	50	15	-	100	10
Lagune aérée	202	-	240	200	16
Etang de maturation	580	-	300	1160	20
Total	832	15	540	1460	46

tableau 5.2 Coût de construction et du terrain

Poste	quantité	coût FCFA
Déblai	832 m ³	582 000
Pierre	15 m ³	13 500
acier	540 kg	97 700
surface	1460 m ²	219 000
Béton	46 m ³	276 000
Total		1 188 000

coût d'investissement total = 300 000 + 1188 000 = 1 488 000

Dépenses annuelles de fonctionnement

Poste	Quantité	coût FCFA
Energie électrique	10 000 kWh	820 000
Besoin en chlore	15.3 kg	27 830
Personnel		
manœuvre	1	~
mécanicien	1	102 513
Entretien et réparation	-	17 880
	total	970 000

QUATRIEME PARTIE

EVAQUATION DES EAUX DU

CAMPUS DANS LE RESEAU D'EGOUT

DE LA VILLE DE THIES

Chapitre VI . Branchement au réseau de Thiès

Dans cette partie, on étudiera la possibilité d'évacuer les eaux usées du campus dans le réseau d'égouts de la ville de Thiès. On aura donc à dimensionner la conduite de branchement et à évaluer les coûts économiques associés.

6.1 Dimensionnement de la conduite.

De l'examen du plan directeur de l'assainissement de la ville de Thiès, il ressort que le collecteur le plus proche du campus se situe à environ 1 kilomètre.

Bases de calcul

- Débit moyen $Q = 232 \text{ m}^3/\text{j}$
- vitesse minimale. L'évacuation des eaux usées par gravité nécessite une vitesse minimale de 0.6 m/s afin d'éviter toute déposition de matières solides et de retarder voire empêcher la formation de gaz sulfureux ou de méthane.
- Regards cette construction a besoin de regard à tous les 100 m pour la ventilation et l'entretien.
- Pente. $S = 3\text{‰}$
- Coefficient de Manning $n = 0.013$

Calculs

- Débit de pointe. selon la formule d'HORRMON

$$Q_{\max} = Q_{\text{moy}} \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

où P est la population en mille

$$Q_{\max} = 232 \times \frac{18 + \sqrt{0.86}}{4 + \sqrt{0.86}} = 892 \text{ m}^3/\text{j} \\ = 0.011 \text{ m}^3/\text{s}$$

- diamètre de la conduite

Equation de Manning : $D = \left[3.2 \frac{Qn}{S^{1/2}} \right]^{3/8}$

$$D = \left[3.2 \cdot \frac{0.011 \times 0.013}{(0.003)^{1/2}} \right]^{3/8} = 166 \text{ mm} \Rightarrow$$

$$D = 200 \text{ mm}$$

6.2 Évaluation des coûts

Les coûts comprennent :

- 1°/ les frais de l'eau d'arrosage
- 2°/ Les dépenses d'investissement
- 3°/ L'entretien

1°/ Frais de l'eau d'arrosage.

Suite au branchement dans le réseau de Thies, il faut remplacer l'eau usée recyclée qui servait pour l'arrosage des pelouses par de l'eau potable. Comme on l'a vu au chapitre II, tout l'effluent de la STEP n'est pas utilisé pour l'arrosage : il se produit un trop-plein environ une fois par semaine au niveau de la réserve d'arrosage ; ce trop-plein doit s'écouler par le canal d'évacuation.

Désignons par x la quantité prélevée chaque jour pour l'arrosage. Débit moyen $Q = 155 \text{ m}^3/\text{j}$

La réserve d'arrosage dont le volume est de 454 m^3 se remplit au bout d'une semaine :

$$7(155 - x) = 454$$

$$x = 155 - \frac{454}{7} = 90 \text{ m}^3/\text{j}$$

Besoin annuel pour l'arrosage : l'arrosage étant effectué seulement pendant l'année scolaire, on obtient :

$$90 \times 270 = 24\ 300 \text{ m}^3$$

à raison de 219.17 francs le m³ cube.

ce qui fait un coût annuel de

$$24\ 300 \times 219.17 \text{ soit}$$

5325800 fr

2°/ Dépenses d'investissement

Ce sont les dépenses relatives au déblai, à la tuyauterie et aux regards.

Postes	Quantité	Prix unitaire	Prix total
Déblai	840 m ³	700	588 000
tuyau	1000 m	750	750 000
Regards	10	79 000	790 000
		total	2132 000

3°/ Coût d'entretien 1/6 du coût d'investissement = 21320

francs annuel = coût d'entretien + frais d'entretien

$$= 21320 + 5325800$$

⇒

5347120 francs

LINQUIEME PARTIE

ANALYSE ECONOMIQUE.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Chapitre VII : Etude comparative des différentes solutions

Cette présente ^{étude} comparative doit nous permettre de choisir la meilleure solution : la méthode de traitement la plus convenable quant à la performance technique et au coût économique.

7.1 Aspect technique

Il ressort des chapitres précédents que le rendement épuratoire exprimé en % d'enlèvement de la DBO, en % de destruction des E. Coli et DBO résiduelle s'établit comme suit pour les différentes solutions :

type de solution	DBO résiduelle en mg/l	% d'enlèvement de la DBO	% de destruction des E. Coli
Réparation	30	85	75
Étang de stabil.			
1 ^{re} variante	4.4	97	80
2 ^e variante	9.9	95	91
Lagunage aéré	13.3	93	91

En égard à l'objectif visé qui est la réutilisation de l'effluent pour l'arrosage, les différences constatées au niveau du rendement épuratoire ne présentent pas un grand intérêt car toutes les solutions envisagées fournissent un effluent convenable.

DBO résiduelle. Les différentes solutions rencontrent l'exigence des normes indiennes selon lesquelles tout effluent

dont la BOD résiduelle est inférieure ou égale à 30 mg/l peut être utilisé pour l'irrigation.

Désinfection Avec un pourcentage de destruction de E.Coli supérieure à 75% moyennant la chloration, l'effluent se trouve bien désinfecté et tous les problèmes d'odeur éliminés.

7.2 Aspect économique.

On prendra en compte aussi bien le coût d'investissement que le coût de fonctionnement. Les méthodes de financement ne seront pas considérées. Le coût annuel par habitant fera l'objet de la comparaison entre les différentes solutions.

Coût d'investissement

Les différents coûts d'investissement calculés dans les chapitres précédents sont résumés dans le tableau ci après

type de solution	coût d'investissement en 10^3 FCFA
Réparation	1700
Bassin de stabilisation	
1 ^{er} Variante	1601
2 ^e Variante	1931
Lagunage aéré	1488
Branchement	2132

Coût de fonctionnement actualisé

Le coût de fonctionnement actualisé se calcule par la formule

$$A_n = R \frac{1 - 1/(1+i)^n}{i}$$

où A_n = coût de fonctionnement actualisé

R = coût de fonctionnement annuel

n = période de conception

- Taux d'intérêt. Le taux d'intérêt pour l'épargne en vigueur en Avril 1984 au Sénégal est d'environ 9%

- Période de conception Les divers ouvrages d'une step. ont généralement des durées de vie différentes. Dans les petites collectivités, la facilité d'extension des réseaux, le taux d'accroissement démographique incertain et le risque de médiocrité des installations font qu'il faut projeter pour une courte durée. Pour cette raison, une période de conception de 15 ans paraît convenable. Donc tous les éléments aussi bien l'équipement mécanique que les ouvrages de génie civil auront une durée de vie de 15 ans.

Avec $i = 9\%$ et $n = 15$, la formule d'actualisation devient

$$A_n = 8.06 R$$

Le tableau ci-après donne les coûts de fonctionnement

annuels et les coûts de fonctionnement actualisés

type de solution	coût de fonctionnement annuel	coût de fonctionnement actualisé
Réparation Bassins de stabilis.	2 001 000	16 128 000
1 ^{re} Variante	260 000	2 096 000
2 ^e Variante	211 000	1 700 000
Lagunage aéré	970 000	7 818 000
Branchement	5 347 000	43 097 000

Les coûts d'investissement et les coûts de fonctionnement actualisés étant calculés, on peut en déduire le coût global ainsi que le coût par habitant.

$$\text{Coût global actualisé} = \text{Coût d'investissement} + \text{coût de fonctionnement actualisé}$$

$$\text{Coût par habitant} = \text{coût global} / \text{Population}$$

L'application de ces deux relations pour une population de 900 habitants conduit aux résultats suivants :

type de solution	coût global en 10^3 FCFA	coût par habi- tant FCF
Réparation	17 828	19 800
Bassins de stabilis.		
1 ^{er} Variante	37 37	4150
2 ^e Variante	36 31	4030
Lagunage aéré	9306	10 300
Branchement	45 229	50 250

La comparaison des coûts présentés ci-dessus montre que le procédé des bassins de stabilisation est la méthode de traitement la plus économique : son coût d'investissement est le plus faible ; son coût de fonctionnement est presque insignifiant devant celui des autres procédés.

Le branchement au réseau de Thiès représente la solution la moins économique. Ceci met en évidence l'intérêt que revêt le recyclage des eaux usées.

Les coûts relatifs des différentes solutions sont représentés dans le tableau suivant :

type de solution	côût annuel par hbt FCfa	indice par rapport à la 2 ^{ème} Variante
Réparation	1320	4.9
Bassins de stabilis.		
1 ^{ère} Variante	277	1.03
2 ^{ème} Variante	269	1.0
Lagunage aéré	690	2.6
Branchement	3350	12

7.3 Discussions et Recommandations

7.3.1 Discussions

En plus des coûts quantifiables précédemment mentionnés, on doit prendre en compte d'autres considérations et éléments difficilement chiffrables en termes monétaires comme

- Les difficultés d'entretien et de réparation
- la facilité de remplacement
- Les risques de panne
- La nature spécialisée de l'équipement et des accessoires.

Eu regard à ces considérations, le procédé de traitement par bassins de stabilisation est de loin plus avantageux que le lagunage aéré et le procédé par boues activées. Il présente aussi l'avantage d'être plus flexible; en effet les variations des caractéristiques des EU n'affectent pas le rendement épuratoire dans ce cas parce que :

nature qui est l'agent moteur de ce mode de traitement s'adapte facilement aux fluctuations inévitables des caractéristiques des S.U. L'adoption du procédé d'épuration par bassins de stabilisation élimine la possibilité d'utiliser les infrastructures déjà existant notamment celles qui relèvent du génie civil. Ce facteur doit être intégré dans la mesure où la durée de vie des installations n'est pas encore terminée. A supposer que la step dont le coût d'investissement estimé à 5 millions en 1983 a été dimensionnée pour une courte durée (15 ans), les $\frac{2}{3}$ de l'ouvrage sont déjà amortis :

$$\text{valeur actuelle de la step} : 5\,000\,000 \times \frac{1}{3} = 1\,700\,000$$

La valeur ainsi calculée doit s'ajouter au coût de la 2^{ème} variante ce qui donne

$$1\,700\,000 + 3\,631\,000 \text{ soit}$$

5331000 frs

La prise en compte de ce dernier facteur ne modifie pas les coûts relatifs des différentes solutions.

En raison du fait que toutes les solutions envisagées répondent aux exigences techniques et que le coût de la 2^{ème} variante est plus compétitif, nous préconisons la 2^{ème} variante comme solution au problème.

La valeur de récupération de l'équipement mécanique défectueux n'apparaît pas dans l'analyse économique mais on en a tenu compte simplement dans le coût des appareils de remplacement; Vu la grossièreté de l'estimation des coûts des appareils à acquérir, l'erreur encourue est beaucoup plus importante que la valeur de récupération qui

est généralement de l'ordre de 5%

7.3.2 Recommandations

Le bon dimensionnement des installations et le choix judicieux du procédé adopté peuvent être totalement compromis par une mauvaise implantation, une construction défectueuse ou une mise en service inadéquate.

1°/ Implantation L'économie générale de la step et son exploitation peuvent être fortement influencées par la nature du site choisi pour l'implantation des bassins et des lits de séchage. Le terrain doit être tel qu'on puisse donner aux bassins la forme et les dimensions requises. Il est nécessaire d'effectuer des levés topographiques afin de voir dans quelle mesure on pourra tirer parti de l'écoulement gravitaire et réduire éventuellement les travaux de terrassement.

2°/ Technique de construction Il convient d'adopter autant que possible les techniques de construction locales. En raison de la présence constante de l'eau dans les installations et des propriétés corrosives de la plupart des eaux usées, il faut assurer l'étanchéité des ouvrages en insistant sur la qualité des matériaux de construction et l'emploi des dispositifs d'étanchéité.

3°/ Mise en service des installations On oublie trop souvent que l'exploitation et l'entretien doivent aller de pair. La réalisation de la step doit être suivie par une véritable gestion de l'ouvrage sous la responsabilité d'un personnel compétent qui devra

coordonner toutes les opérations à effectuer conformément à un programme bien défini. Le contrôle doit essentiellement porter sur :

- la surveillance des installations
- le rendement épuratoire

- Surveillance des installations. Tout d'abord, il faut assurer un nettoyage fréquent afin de maintenir la step au état de propreté et protéger ainsi les installations.

Les installations accessoires et de service constituent la clé du bon fonctionnement d'une step. Elles comprennent les appareils de mesures, l'éclairage, le dispositif de prélèvement des échantillons, le matériel de manutention ...

Il convient d'apprécier l'usure du matériel ; pour cela, un bon planning des opérations s'impose. Il doit comporter plusieurs documents dont : - un tableau faisant mention des caractéristiques des différents appareils

- des fiches d'entretien
- des fiches de contrôle
- des fiches de temps de marche

- Rendement épuratoire La step doit être équipée pour mesurer le volume, déterminer la DBD des EU à l'entrée et à la sortie. Ces mesures permettront d'apprécier l'évolution des paramètres des eaux usées et surtout d'apprécier l'efficacité du traitement et régler au mieux le fonctionnement des installations.

Conclusion

Au terme de cette étude, il convient de tirer les conclusions suivantes relatives à l'adaptation des procédés de traitement au tiers-monde, la réutilisation des eaux usées et l'opportunité de la projection d'une station d'épuration.

De l'étude il ressort que la réparation de la step. actuelle dimensionnée suivant le procédé des boues activées est 5 fois plus chère que le traitement par bassins de stabilisation. Donc la step actuelle ne pouvait se justifier économiquement au moment de sa construction il ya dix ans. Cet exemple illustre bien le problème de l'adaptation des procédés d'épuration au tiers-monde; La technologie du traitement des eaux usées est avancée dans la plupart des pays industrialisés; Il appartient aux pays en voie de développement de profiter de l'expérience acquise en la matière par les pays industrialisés en évitant l'adoption aveugle de pratiques établies. Chaque problème de traitement des eaux est unique et sa résolution doit s'appuyer sur les ressources locales en eau, en hommes et en matériaux.

Le coût très élevé associé au branchement sur le réseau de Thiès (10 fois le coût des bassins de stabilisation) met en évidence l'importance du recyclage des eaux usées; Les eaux usées traitées doivent être considérées comme une ressource supplémentaire; en effet, en les affectant à des usages pour lesquels il n'est pas nécessaire de respecter les normes de qualité applicables à l'eau de boisson (arrosage par exemple), on

économise considérablement les ressources en eau pure.

A la lumière des résultats de l'étude faite en Inde à l'occasion du symposium sur les méthodes économiques de traitement des eaux usées [6], le coût des procédés d'épuration varie beaucoup avec la taille de la population desservie ; Ainsi, quand la population passe de 200 000 à 5000 habitants, le coût par habitant passe de 350 à 900 francs CFA soit presque du simple au triple. Cette augmentation du coût est d'autant plus élevée que la collectivité desservie est petite. Le cas du campus de l'E.P.T illustre bien ce fait avec un coût global de 4030 francs CFA par habitant. Si la réalisation d'une step. est économiquement rentable pour les grandes collectivités, il n'en est pas toujours de même pour les petites collectivités ; Pour ces dernières, le coût devient si élevé qu'il s'avère nécessaire d'étudier l'opportunité d'un tel ouvrage en comparant ses coûts avec ceux des installations d'assainissement individuel.

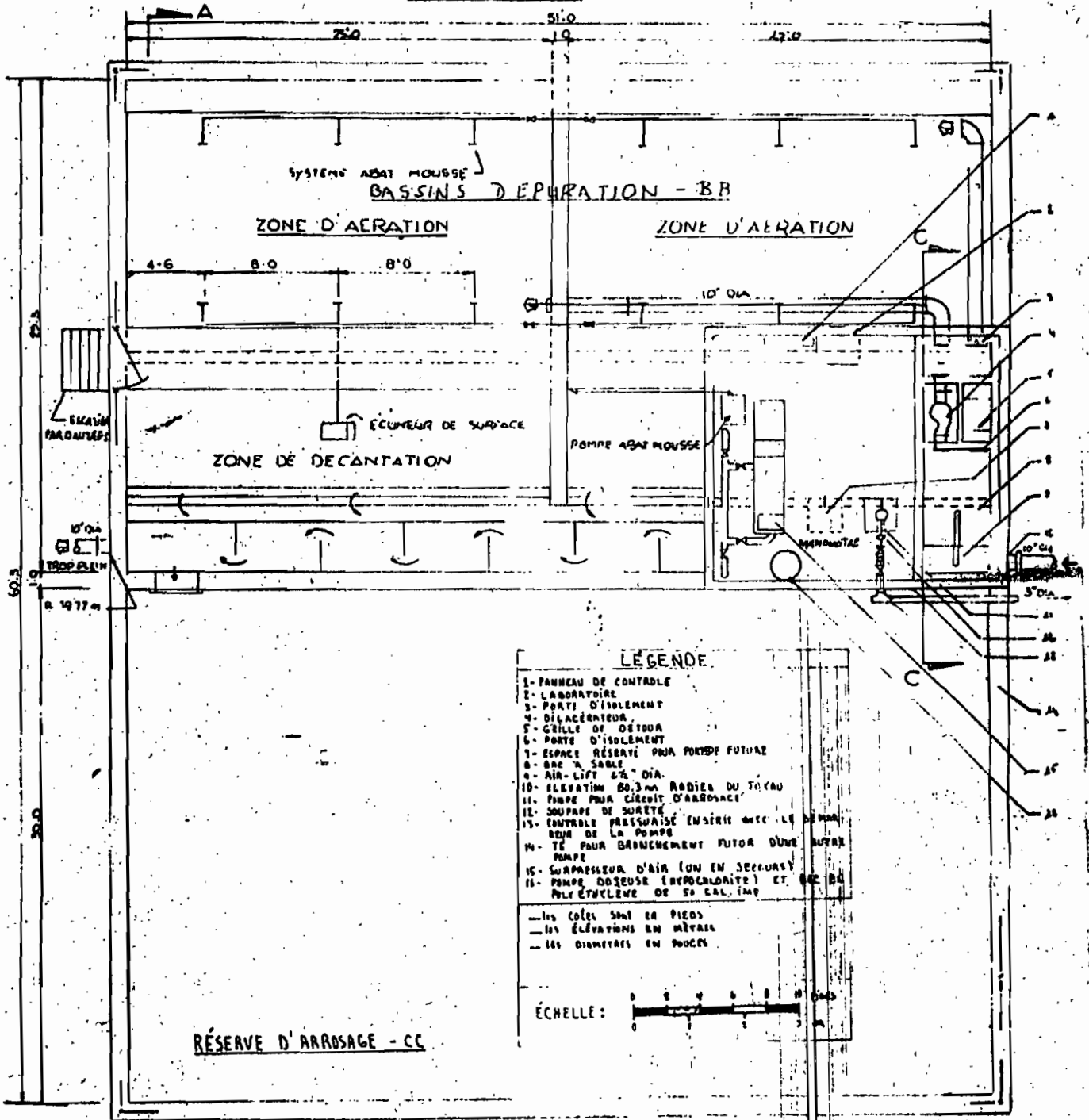
ANNEXE I

Quelques plans de la station d'épuration

actuelle: caractéristiques des bassins

et de l'équipement mécanique.

VUE EN PLAN

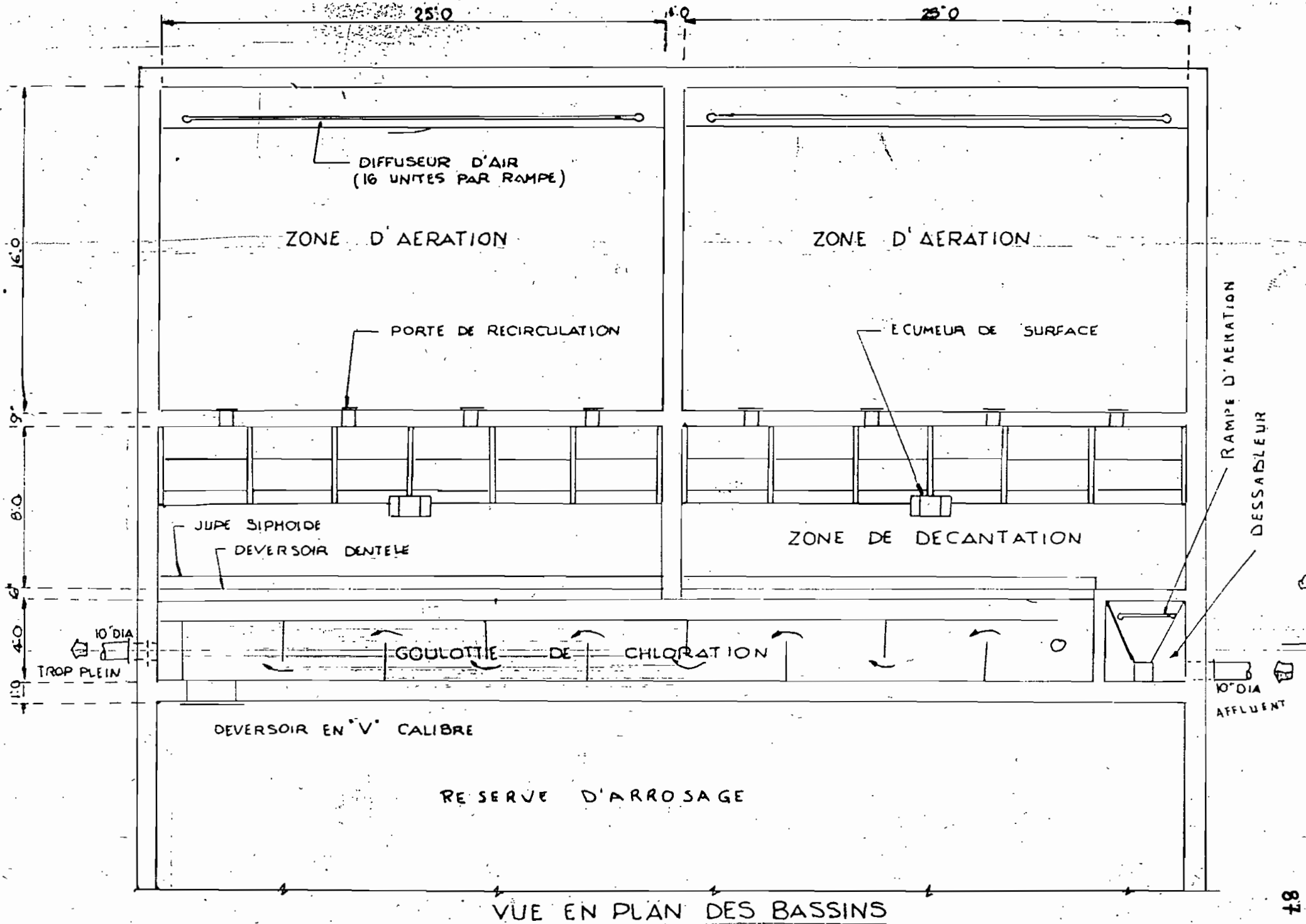


- LEGENDE**
- 1- PANNEAU DE CONTRÔLE
 - 2- LABORATOIRE
 - 3- PORTE D'ISOLEMENT
 - 4- DIFFUSEUR
 - 5- GRILLE DE DÉBOUR
 - 6- PORTE D'ISOLEMENT
 - 7- ÉCUMEUR RÉSERVÉ POUR POMPE FUTUR
 - 8- SAC À SABLE
 - 9- AIR-LIFT 6" DIA.
 - 10- ÉLEVATION 60,3mm RADIEA DU TOIT
 - 11- POMPE POUR CIRCUIT D'ARROSAGE
 - 12- SOUPAPE DE SURETÉ
 - 13- CONTRÔLE PRESURISÉ EN SÉRIE AVEC LE
 - 14- TÈ POUR BRANCHEMENT FUTUR D'UNE
 - 15- SURAPPRESEUR D'AIR (UN EN SECOURS)
 - 16- POMPE DOSEUSE (HYPOCHLORITE) ET DE
 - POLYÉTHYLENE DE 5" CAL. 140
- les cotes sont en pieds
 — les élévations en mètres
 — les diamètres en pouces
- ECHELLE: 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

STATION DEPURATION CAMPUS E.P.T.

Fig. I.1

Fig 1.7



Ecole Polytechnique
de Thies
Bassin d'épuration BB

Équipements mécaniques
Caractéristiques
des appareils

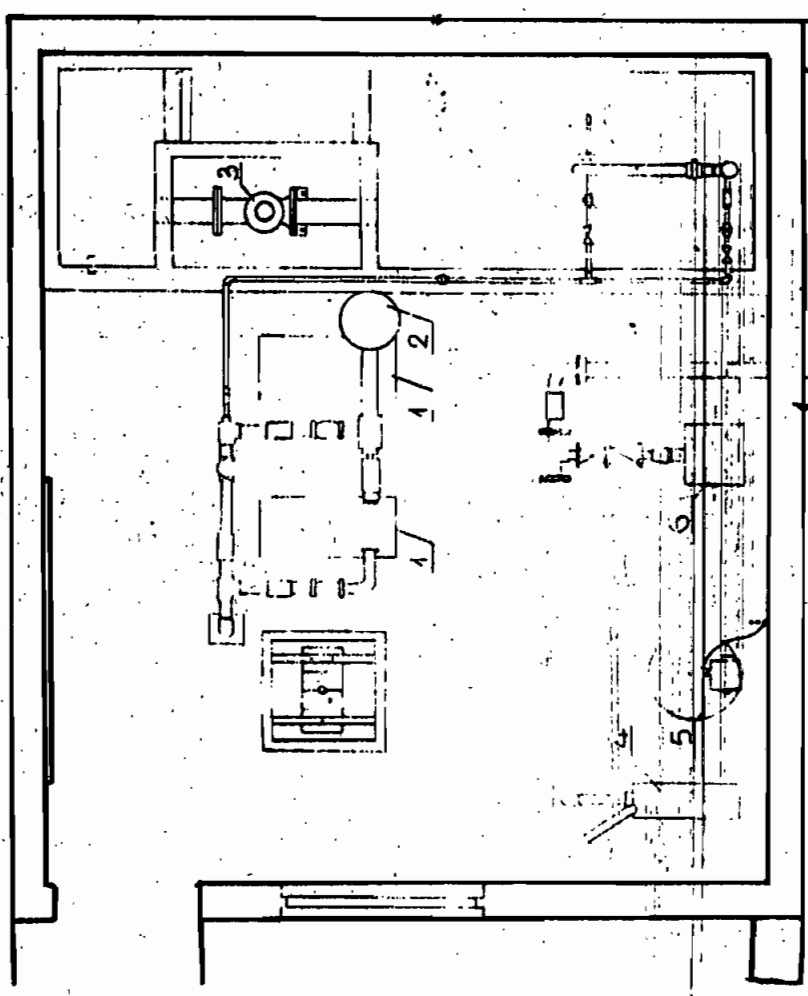
388 A A
Thies, le 4 11 73

sur photo

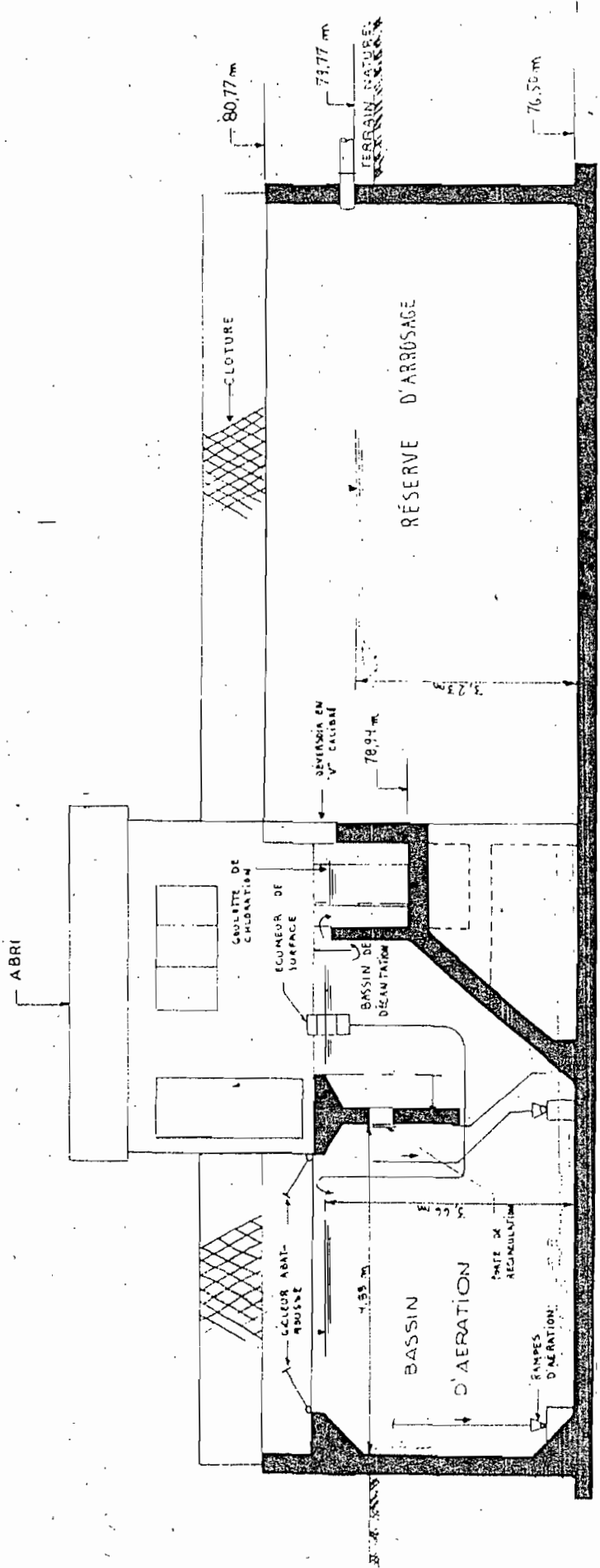
A. Dingy

No	CARACTÉRISTIQUES
6	<p>incluant le crépine. 3 PH/50 CF/300 V TEFC - 1/6" longeur table 20" 1/2" CF, moteur électrique 3 HP/2200 RPM Pompe à turbine vertical VERT-CINE modèle H 4001 "assemblage modèle 995 pour débit de 100 000 USGPD avec 2" diam. 50 gals en polyéthylène 1/2" diam. de aspiration 1 1/2" d'installation 2" 1/2 HP 3 PH/50 or 300 V TEFC. Bore en acier capacité de 50 GPM 1/2" d'1/2" moteur électrique Pompe centrifuge "RAN" 300 modèle 4 A capacité maximum 100 000 USGPD moteur électrique TEFC 1/2 HP/50 CF/3 PH/300 V assemblage modèle "RAN" 300 modèle 4 A Filtre à charbon et 1/2" type DE WETTED 10 000 000 1/2" 1/2" 300/100 V. modèle 1001 modèle 1001 moteur électrique TEFC "surpasser d'un fabricant suisse Schindler"</p>
5	
4	
3	
2	
1	

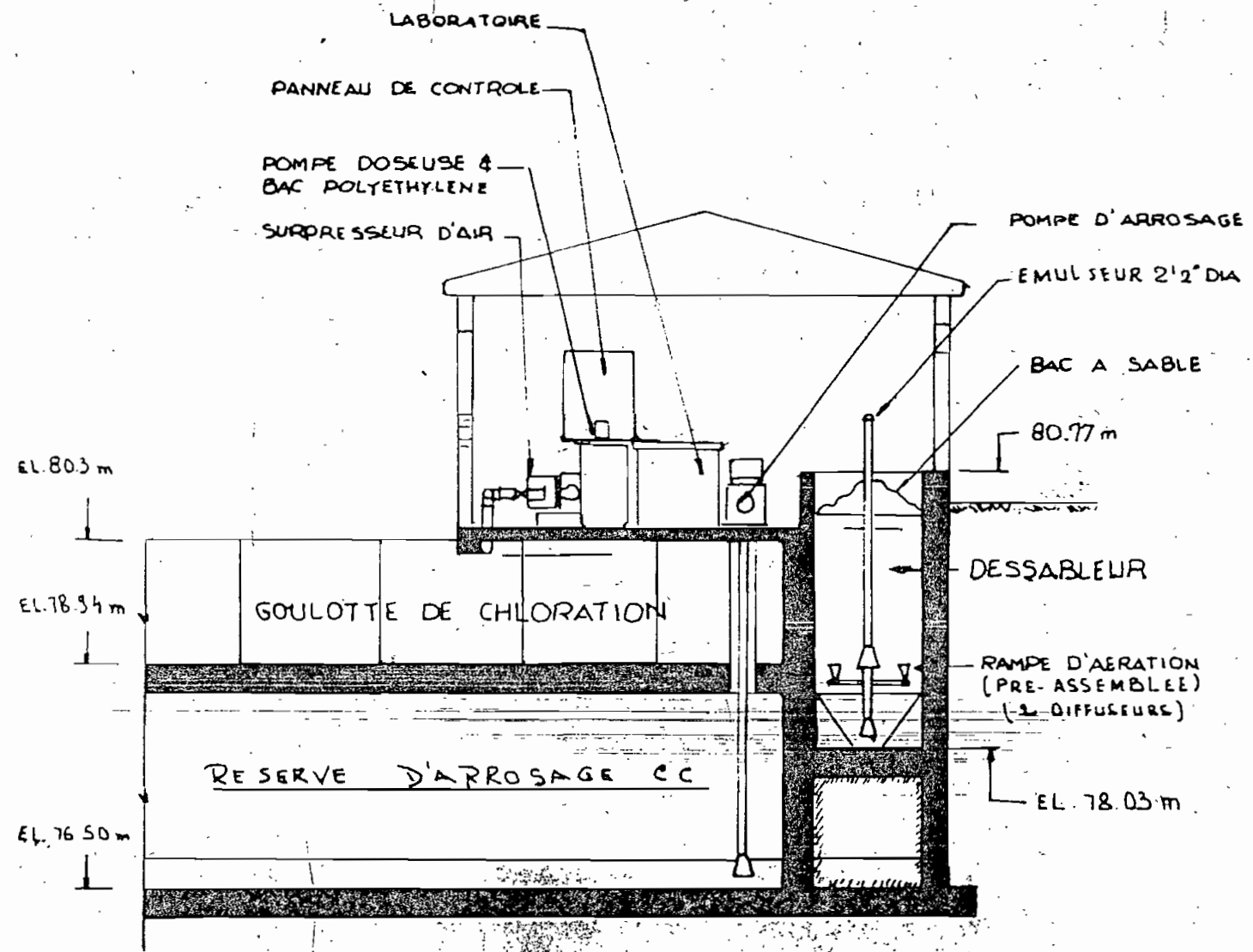
Pour l'équipement mécanique de BB, il faut



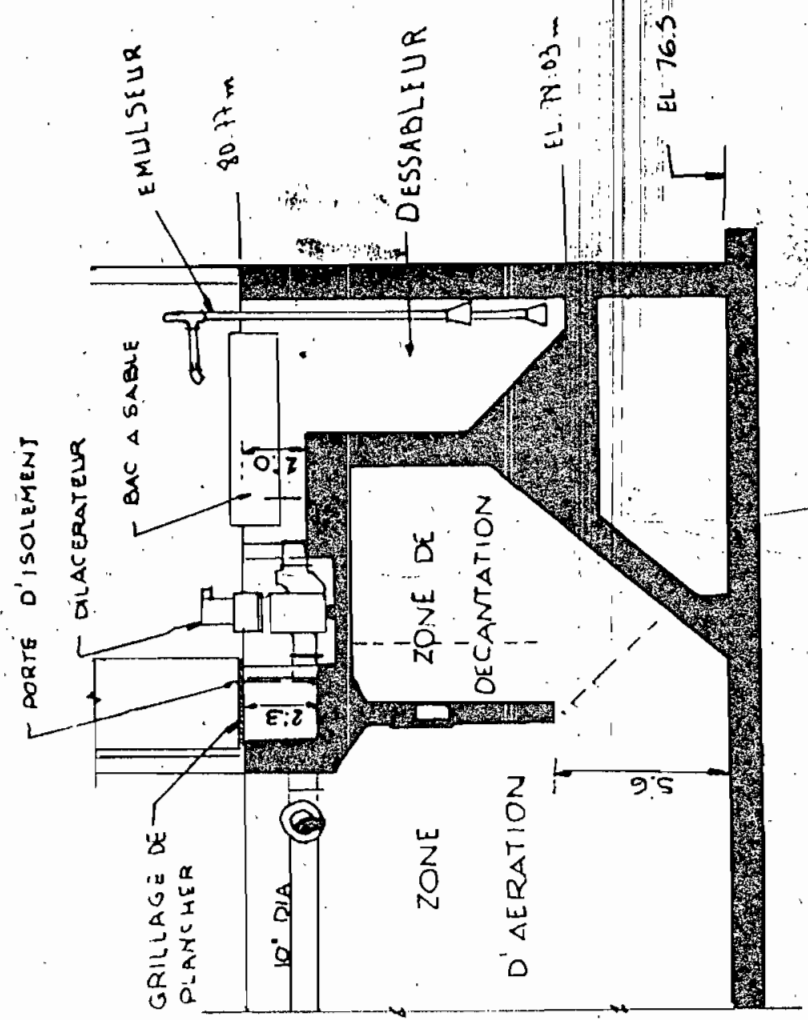
ELEVATION COUPE AA



II.5



COUPE B-B fig 1.9.c



COUPE C-C

ANNEXE II : CARACTERISTIQUES DES EAUX USEES

Estimation de la population

Le bilan de l'enquête menée du 20 au 30 novembre 1978 pour l'estimation de la population du campus s'établit comme suit:

Composition	Population actuelle	Population future
Personnel résident canadien	122	183
Personnel résident sénégalais	328	500
Personnel non résident sénégalais	151	174
Population totale	601	857

Tableau II.1 : Estime de la population cf [1]

Détermination du débit domestique

Les résultats des mesures de débit effectuées par la méthode volumétrique et à l'aide du déversoir de la station d'épuration pendant les heures critiques de consommation sont présentés dans les tableaux II.2 et II.3.

Parallèlement à ces mesures, des estimations de débit ont été faites pour l'année 1979 et pour la population de saturation du campus.

Le débit domestique moyen arrivant à la step. se calcule selon

Serie	Q (l/sec)				
	9 ^H	10 ^H	15 ^H	21 ^H	24 ^H
1	1.65	1.70	1.08	0.59	0.28
2	1.75	1.70	1.91	0.67	0.36
3	1.75	1.75	1.60	0.54	0.23

Tableau II.2 : débits mesurés par déversoir

Serie	Q (l/sec)				
	9 ^H	10 ^H	15 ^H	21 ^H	24 ^H
1	1.85	1.92	1.51	0.98	0.63
2	1.72	2.00	1.43	1.11	0.69
3

Tableau II.3 : débits mesurés par pesage

la formule :

$$Q = q_{uc} P_c + q_{us} P_s + Q_B + Q_I + Q_N$$

où Q = débit domestique moyen arrivant à la step.

q_{uc} = débit domestique unitaire pour la population canadienne

q_{us} = " " " " sénégalaise

P_c = Population canadienne

P_S = population sénégalaise

Q_B = débit domestique total de la buanderie

Q_I = " " infirmerie

Q_N = " " service nettoyage

Les débits unitaires sont fournis dans le tableau suivant:

Composants consommateurs	Consommation journalière ℓ/personne
Population congolaise	300
Population sénégalaise	200
Buanderie	57
infirmerie	475 ⁽¹⁾
service nettoyage	10

Tableau II.4 : débits unitaires

(1) la consommation journalière est exprimée en litres par lit occupé. Selon les renseignements recueillis le nombre moyen de lits occupés serait égal à 2 lits par jour.

Le calcul effectué selon la formule I.1 donne

$$Q_{1979} = 155\,000 \text{ ℓ/j}$$

$$Q_{\text{futur}} = 231\,000 \text{ ℓ/j}$$

Les valeurs données par les estimations sont confirmées par les débits mesurés. Si nous considérons que les débits les plus pro-

ables sont celles de 9 heures et de 10 heures car ces heures correspondent à des périodes de consommation moyenne. On trouve en moyenne 1.75 l/sec soit 151 000 l/j ; ce qui est du même ordre de grandeur que la valeur estimée 155000 l/j.

Calcul de la DBO_5

Les mesures pour la détermination de la DBO_5 effectuées à une température d'incubation de 33°C ont donné les résultats suivants :

% de dilution	5	e	1	0.5	temoin
oxygène dissous mg/l	1.7	5.6	6.2	6.9	7.9

Tableau II.5 : oxygène dissous restant après incubation

Le calcul de la DBO_5 par la méthode de dilution peut se faire en utilisant l'équation empirique suivante :

$$DBO_5 = \left[(DO_b - DO_i) \times \frac{100}{\%} \right] - (DO_b - DO_s) \quad (II.2)$$

où DO_b = quantité d'oxygène dissous restant dans la bouteille témoin après incubation

DO_i = quantité d'oxygène dissous restant dans l'échantillon après incubation.

DO_s = quantité d'oxygène dissous dans l'échantillon non dilué avant incubation ≈ 0 mg/l

Après avoir appliqué la majoration recommandée de 1%, on trouve :

% de dilution	5	2	1	0.5	temoru
DBO ₅ (mg/l)	117.3	108.2	163.2	194.0	-

Tableau II.6 : DBO₅ mesurées à une température d'incubation de 33°C.

Pour être pécutaire, on considère 194 mg/l comme la valeur la plus probable de la DBO₅.

Correction sur la température

La constante de désoxygénation varie en fonction de la température selon la formule :

$$K_T = K_{20} \theta^{(T-20)} \quad (\text{II.3})$$

avec θ = coefficient de température = 1.032

K_{20} = constante de désoxygénation à $T=20^\circ$

$K_{20} \approx 0.1$ (voir les notes sur la constante cinétique page)

K_T = constante de désoxygénation à $T^\circ\text{C}$

On a l'habitude d'interpréter la DBD comme une réaction unique d'ordre 1 soit :

$$\frac{dL}{dt} = -KL$$

il s'en déduit par intégration

$$L = L_0 (1 - 10^{-Kt}) \quad (\text{II.4})$$

où

L = DBD exercée au temps t

L_0 = DBD ultime

k = constante de désoxygénation

En combinant les relations II.3 et II.4 on obtient

$$\text{DBO}_5 \text{ de l'effluent non traité} = 161 \text{ mg/l}$$

Constante cinétique

Les valeurs types de la constante cinétique à 20°C sont données dans le tableau suivant en fonction de la qualité de l'eau

Substance	k_{10}^* en J^{-1}
Eau usée non traitée	0.15 - 0.28
en aéraerobiose	0.12 - 0.22
eau usée traitée	0.06 - 0.10
rivière faiblement polluée	0.04 à 0.08

Tableau II.7 : constante cinétique à 20°C
tiré de [4]

* k_{10} est la constante cinétique moyenne dans le système décimal. La valeur dans le système népérien s'obtient par :

$$K = 2.303 k_{10}$$

K varie avec la température et peut être calculé par la formule de VAN'T-ARRHENIUS

$$K_t = K_{20} \theta^{(t-20)}$$

où K_t et K_{20} sont les constantes cinétiques aux températures $T^\circ\text{C}$ et 20°C .

Selon HERMAN et GLOYNA, le coefficient de température θ vaut 1.085 pour les eaux usées domestiques.

L'application de la formule pour $t = 25^\circ\text{C}$ donne les résultats suivants :

Substance	$K_{10} (J^{-1})$ $T = 20^\circ\text{C}$	$K_{10} \text{ moy} (J^{-1})$ $T = 20^\circ\text{C}$	$K (J^{-1})$ $T = 20^\circ\text{C}$	$K (J^{-1})$ $T = 25^\circ\text{C}$
Eau usée non traitée	0.15 - 0.28	0.215	0.49	0.73
en anaérobiose	0.12 - 0.22	0.17	0.39	0.58
eau usée traitée	0.06 - 0.10	0.08	0.18	0.27
à niveau faibl. pollué	0.04 - 0.08	0.06	0.138	0.21

Tableau II.8 Constante cinétique à 25°C

Besoins en chlore.

La dose de chlore à appliquer dépend de la nature de l'eau usée et des objectifs visés pour la qualité de l'effluent.

Les dosages pour différentes applications sont présentés dans les tableaux II.9 et II.10

Application	Dosage range mg/l	Remarks
Collection		
Slime-growth control	1 - 10	control of fungi and slime-producing bacteria
Corrosion control (H ₂ S)	2 - 9*	control brought about by destruction of H ₂ S in sewers
Odor control	2 - 9*	Especially in pump stations and long flat sewers
Treatment		
Grease removal	2 - 10	Added before preaeration
BOD reduction	0.5 - 10 [†]	oxydation of organic substances
Ferrous sulfate oxidation	‡	Production of ferric sulfate and ferric chloride
Filter-ponding control	1 - 10	Residual at filter nozzles
Filter fly control	0.1 - 0.5	Residual at filter nozzles used during fly seasons
Sludge bulking control	1 - 10	Temporary control measure
Digestate supernatant oxidation	20 - 100	
Digester and IMHDF tank foaming control	2 - 15	
Disposal		
Bacterial reduction	2 - 20	Plant overflows, storm water

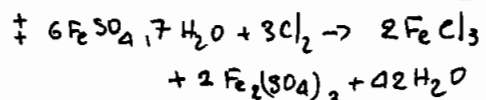
* Per mg/liter of H₂S† Per mg/liter of BOD₅ destroyed

Tableau II. 9 Dosage pour différentes applications tiré de [2]

Tableau II.10 : Doses de chlore types pour la désinfection
tiré de [2]

Effluent from	Dosage range mg/liter
Untreated wastewater	6 - 25
Primary sedimentation	5 - 20
Chemical-precipitation plant	2 - 6
Trickling-filter plant	3 - 15
Activated-sludge plant	2 - 8
multimedia filter following activated-sludge plant	1 - 5

Caractéristiques dimensionnelles des bassins de stabilisation

Tableau II.11 : caractéristiques des bassins de
stabilisation tiré de [4]

Paramètres \ type de bassin	Aérobie	facultatif	Anaérobie
Profondeur (m)	0.2 - 0.3 [*]	1 - 2.5	2.5 - 5
temps de rétention (s)	2 - 6	7 - 50	5 - 50
charge (DBO) (kg/h.j)	111 - 222	22 - 55	280 - 4500
Concentration en algues (mg/l)	100	10 - 50	nulle

* L'efficacité des bassins aérobies dépend des microorganismes aérobies qui entretiennent l'oxygène qui leur parvient par la grande surface d'eau du bassin et que produisent les algues par photosynthèse sous l'influence de la lumière solaire en surface. La profondeur indiquée dans le tableau représente l'épaisseur de la couche

des algues. En pratique, la profondeur est de l'ordre de 1.0 m. Les dépôts peuvent être anaérobiques mais n'affectent pas le fonctionnement du réservoir.

Personnel requis pour une station d'épuration

Tableau II.12 : Personnel d'exploitation tiré de [6]

Procédé de traitement	Population desservie	Personnel d'exploitation		
		chef d'équipe	mécanicien	admin. manœuvre
Etang de stabilisation	5000	-	--	2
	10 000	-	-	3
	50 000	-	1	6
	100 000	-	1	8
	200 000	-	2	8
Lagunage aéré	5000	-	1	3
	10 000	-	1	4
	50 000	-	2	8
	100 000	-	2	8
	200 000	-	2	8
Procédé conventionnel	5000	1	2	5
	10 000	1	3	6
	50 000	1	6	12
	100 000	1	6	15
	200 000	1	6	18

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] A. D. THIAW. Etude de la station d'épuration des eaux usées de L'E.P.T. E.P.T, Juin 79.
- [2] METCALF & EDDY, Inc. Wastewater engineering: collection, traitement, disposal. Mc Graw Hill 1972
- [3] C. TOURE. Station d'épuration des eaux usées
comparaison économique des différents types de step.
Installation d'assainissement individuel.
E.P.F.L - E.P.T 1982
- [4] W. W. ECKENFELDER. Principles of water quality management CBI 1980
- [5] K. IMHOFF. Manuel de l'assainissement urbain.
Cinquième édition Dunod Paris 1970
- [6] COMITE INTER AFRICAIN D'ETUDES HYDRAULIQUES (C.I.E.H).
Etude économique comparative de différents procédés de traitement des eaux usées pour climat tropical.
Ouagadougou Décembre 1972
- [7] C.I.E.H. Conception et construction des lagunes aérées aux Indes
Ouagadougou décembre 1973
- [8] ACTES DU COLLOQUE E.P.T AVRIL 1983 LAC DE GUIERS.
Aménagement et évolution hydro géo chimique du lac de Guiers (non encore publié)

[9] D. A. OKUN & G. PONGITIS. Collecte et évacuation des eaux usées des collectivités. OMS Genève, 1976

[10] E. F. GLOYVA. Bassins de stabilisation des eaux usées. Organisation mondiale de la santé. série de Monographies n°6 Genève, 1972

[11] MM GUERREÉ, GOMELLA et BALETTE. Pratique de l'assainissement. Eyrolles, 1972