

RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL



ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIÈS

GC. 195

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGÉNIEUR DE CONCEPTION

TITRE : ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE
CONCEPTION DES ETANGS D'OXYDATION

DATE : JUIN 1990

AUTEUR : BADEMBO GUIRASSY
DIRECTEUR : SOULEYMANE NDIONGUE
CO-DIRECTEUR :

DEDICACE

A mes parents qui m'ont tout donné
A mon frère et ami MAMADOU GUIRASSY
qui m'a toujours porté en lui
A ma future épouse qui aura à
partager mes peines et joies
A mes amis
A mes frères et soeurs

REMERCIEMENTS

Je remercie très sincèrement monsieur Souleymane Ndiongue, professeur à l'Ecole Polytechnique de Thiès, pour sa grande disponibilité, son soutien constant et l'amour du travail bien soigné qu'il m'a davantage inculqué.

Mes remerciements s'adressent aussi à :

- tous les professeurs qui m'ont donné les pré-requis nécessaires pour pouvoir faire ce projet de fin d'études;
- monsieur Cheikh Fall, ingénieur génie civil de la direction technique de la SONEES, pour avoir mis à ma disposition certains documents importants;
- tous mes condisciples qui ont cultivé en moi l'esprit de collaboration dans le travail, de tolérance et de sacrifice;
- tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à ma formation d'ingénieur et à l'élaboration de ce rapport.

SOMMAIRE:

Plusieurs méthodes de conception des bassins de stabilisation ont été proposées par des chercheurs et spécialistes. Ces méthodes sont essentiellement basées sur des formules empiriques. Elles dépendent donc des conditions climatiques et de la nature des eaux usées des pays où elles ont été établies.

Ce projet a pour but de recenser quelques méthodes déjà publiées, de présenter les avantages et les inconvénients de chacune d'elles, de les analyser et de trouver si possible parmi elles la méthode la plus appropriée en l'absence de données sur les lagunes déjà existantes.

Pour atteindre ce but, nous avons tout d'abord fait :

- l'historique des étangs d'oxydation;
- la classification des bassins de stabilisation;
- un bref aperçu sur les modes de fonctionnement des étangs d'oxydation, sur les caractéristiques des eaux usées et sur la stabilisation biologique.

Par la suite, nous avons procédé à l'étude des différentes méthodes de conception recensées suivie de quelques exemples de calcul des bassins facultatifs.

Nous avons achevé notre étude en faisant quelques recommandations afin de faire un bon dimensionnement des bassins de stabilisation.

TABLE DES MATIERES

	Page
Remerciements	i
Sommaire	ii
Liste des figures	vii
Liste des tableaux	viii
Abréviations et symboles utilisés	ix
Chapitre 1 : INTRODUCTION	1
Chapitre 2 : CONSIDERATIONS GENERALES	3
2.1. Historique du développement des étangs d'oxydation	3
2.2. Classification des bassins d'oxydation	4
2.2.1. Classement en fonction du régime	5
2.2.2. Classement en fonction de la place dans la filière épuratoire	5
2.3. Modes de fonctionnement d'un système d'étangs d'oxydation	6
Chapitre 3 : CARACTERISTIQUES DES EAUX USEES ET STABILISA- TION BIOLOGIQUE	8
3.1. Caractéristiques des eaux usées	8
3.1.1. Caractéristiques et nature des déchets	8
3.1.1.1. Caractéristiques des déchets	8
3.1.1.2. Nature des déchets	9
3.1.2. Mesure de la pollution	9

3.2.	Stabilisation biologique	10
3.2.1.	Classification des microorganismes	10
3.2.2.	Réactions biologiques	10
3.2.3.	Fonctionnement des bassins d'oxydation	11
3.2.3.1.	Processus aérobie	12
3.2.3.2.	Processus anaérobie	13
3.2.3.3.	Nitrification	15
3.2.3.4.	Types de réacteurs ou régimes hydrauliques	16
3.2.3.4.1.	Le régime d'écoulement piston	17
3.2.3.4.2.	Le régime à mélange intégral	17
Chapitre 4 : ETUDE DES METHODES DE CONCEPTION		19
4.1.	Bassins facultatifs	20
4.1.1.	Modèles cinétiques	20
4.1.1.1.	Écoulement à mélange intégral	20
4.1.1.1.1.	Modèle N° 1 : Formule de Marais et Shaw	20
4.1.1.1.2.	Modèle N° 2 : Equation d'Eckenfelder	22
4.1.1.2.	Modèle N° 3 : Écoulement en piston	22
4.1.1.3.	Remarques	23
4.1.2.	Modèles empiriques	26
4.1.2.1.	Modèle N° 4 : Modèle reposant sur la	

	charge par unité de surface	26
4.1.2.2.	Modèle N° 5 : Méthode de Mc Garry et Pescod	29
4.1.2.3.	Modèle N° 6 : Méthode de Gloyna	31
4.1.2.4.	Modèle N° 7 : Formule fondée sur les suggestions du CPHERI	33
4.1.2.5.	Modèle N° 8 : La formule Sud-africaine	35
4.1.2.6.	Modèle N° 9 : La formule de E.F. Gloyna et de E.R. Hermann	37
4.1.2.7.	Modèle N° 10 : Formule appliquée aux USA	38
4.1.3.	Remarques générales	40
4.2.	Bassins anaérobies	41
4.2.1.	Méthodes de dimensionnement	42
4.2.1.1.	Modèle N° 1 : Formule appliquée en Afrique australe	42
4.2.1.2.	Modèle N° 2 : Méthode basée sur la charge organique volumétrique	43
4.2.2.	Remarques générales	44
4.3.	Bassins aérobies	46
4.3.1.	Méthodes de dimensionnement	47
4.3.2.	Remarques générales	48

chapitre 5 : EXEMPLES DE CALCUL	50
5.1. Modèle N° 1	50
5-2. Modèle N° 4	51
5-3. Modèle N° 5	52
5-4. Modèle N° 7	53
5-5. Modèle N° 8	54
5-6. Modèle N° 10	55
Chapitre 6 : RECOMMANDATIONS ET CONCLUSION	57
6.1. Recommandations	57
6.2. Conclusion	59
Annexe 1 : CINETIQUE DES REACTIONS CHIMIQUES	60
Annexe 2 : Tableau A.1 : Valeurs probables de l'énergie solaire visible , en fonction de la latitude et du mois dans l'hémisphère Nord	72
Annexe 3 : Tableau A.2 : Données du projet d'assainissement de la ville de SAINT-LOUIS	73
Bibliographie	74

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 2.1 : Systèmes types de bassins de stabilisation	7
Figure 3.1 : Schéma de nutrition des microorganismes d'un étang aérobie	13
Figure 3.2 : Mécanisme de la digestion anaérobie des boues	14
Figure 3.3 : Ecoulement à piston	17
Figure 3.4 : Mélange intégral	18
Figure A.1 : Relation entre la vitesse de la réaction chimique et la concentration des molécules	62
Figure A.2 : Relation entre la constante cinétique et la température	63
Figure A.3 : Evolution de la DBO	67
Figure A.4 : Modélisation de la DBO	68

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 3.1 : Valeurs de t_p et t_i	18
Tableau 4.1 : Valeurs de la constante K obtenues expérimentalement	24
Tableau 4.2 : Profondeurs recommandées pour les bassins facultatifs , selon les conditions du milieu et le type d'eaux usées	25
Tableau 4.3 : Caractéristiques des bassins de stabilisation	25
Tableau 4.4 : Charge en DBO par unité de surface et par jour dans différentes conditions climatiques	27
Tableau 5.1 : Récapitulation	56
Tableau A.1 : Valeurs probables de l'énergie solaire visible , en fonction de la latitude et du mois , dans l'hémisphère Nord	72
Tableau A.2 : Données du projet d'assainissement de la ville de SAINT-LOUIS	73

ABREVIATIONS ET SYMBOLES

A = Surface

B = Bassin

C = capacité , Volume

°C = degré celsius

Cal = calorie

C_i = Concentration de la molécule I

CPHERI = Central Public Health Engineering Research Institute

DBO = Demande Biochimique en Oxygène

DBO₅ = DBO pour une période d'incubation de 5 jours à 20 °C

DCO = Demande chimique en oxygène

d = profondeur

E = facteur de conversion de l'énergie solaire en énergie chimique

E_a = énergie d'activation

F = coefficient qui tient compte de l'évolution anaérobie des sédiments ; rendement de conversion de la lumière

h = profondeur

I_L = intensité lumineuse

j = jour (s)

K = K_T = constante d'enlèvement de la DBO ou constante cinétique

°K = degré Kelvin

K_n = coefficient de l'installation

$L_a = L_u = DBO_{ultime}$

$L_i = L_0 = DBO_5$ de l'affluent

L_{max} = charge spécifique maximale

L_p = DBO₅ de l'effluent

L_s = DBO satisfaite

L_t = DBO non encore satisfaite

l = latitude ; litre

max = maximal (e)

min = minimal (e)

N = nombre d'habitants desservis ; rendement

N° = numéro

O.M.S = Organisation mondiale de la santé

θ = coefficient de température de réduction ; température moyenne mensuelle

P = DBO₅ de l'affluent ; produit

Q = débit en m³ / j

q = apport d'eau usée par habitant et par jour (l / hab / j)

R = temps de rétention hydraulique ; constante de gaz

R_t = temps de rétention hydraulique

r = taux de consommation d'oxygène , vitesse de réaction

S = énergie solaire ; charge organique totale

S_e = DBO₅ de l'effluent

S_0 = DBO₅ de l'affluent

T = température

T_m = température moyenne pendant le mois le plus froid

t = temps de rétention hydraulique

t_1 = temps de rétention hydraulique pour le régime à mélange intégral

t_p = temps de rétention hydraulique pour le régime à piston

V = volume

X_v = matières volatiles en suspension

Y_a = production d'algues

Y_0 = DBO_u de l'affluent

λ_s = charge spécifique

λ_v = charge organique volumétrique .

Avec le développement de l'urbanisation et de l'industrialisation, le volume des eaux usées domestiques, des effluents industriels, des déchets agricoles et des eaux de ruissellement ne cesse d'augmenter. Toutes ces eaux polluées doivent être assimilées par le milieu récepteur sans nuire à la santé et au bien-être de la société.

Si l'on a pu aussi longtemps et sans inconvénient se débarrasser des eaux usées en les rejetant dans les cours d'eau, c'est que d'une part, ceux-ci ont une énorme capacité de dilution et que d'autre part, ils ont le pouvoir de s'auto-épurer grâce à leur flore microbienne. Néanmoins, le pouvoir récepteur d'un cours d'eau n'est pas illimité et, devant les abus de plus en plus nombreux voire généralisés, il est devenu évident que le maintien d'un milieu aquatique salubre exige en premier lieu, l'épuration des eaux usées avant leur rejet. Donc, ne serait-ce que pour la conservation des ressources en eau, la pollution doit être combattue à la source.

C'est ainsi qu'ayant reconnu le rôle primordial des microorganismes dans l'épuration naturelle des eaux, l'homme a tôt fait de les mettre à l'oeuvre dans des ouvrages conçus à cette fin : il s'agit des traitements biologiques. Or, il est apparu par la suite que ce procédé constitue la solution la plus économique pour le traitement des eaux usées domestiques et de la plupart des eaux usées industrielles surtout pour les régions où le terrain est bon marché, la charge organique variable, les ressources financières limitées et le personnel qualifié en nombre

insuffisant. Ce sont les raisons pour lesquelles les bassins de stabilisation ont été soumis à des études de développement suffisamment poussées.

Plusieurs méthodes de conception des bassins de stabilisation ont été proposées par les auteurs. Cependant, peut-on trouver parmi les publications des spécialistes et des chercheurs une meilleure méthode possible de calcul des étangs d'oxydation? Pour pouvoir répondre à cette question, nous allons tout d'abord nous intéresser à l'historique, à la classification, aux modes de fonctionnement des bassins d'oxydation, aux caractéristiques des eaux usées et à la stabilisation biologique. Nous ferons ensuite l'étude des différentes méthodes de conception recensées et quelques exemples de calcul. Enfin, nous aurons à faire certaines recommandations pour un bon dimensionnement des étangs de stabilisation biologique des eaux usées.

Un bassin de stabilisation désigne n'importe quel bassin exposé à l'air libre et destiné au traitement biologique des eaux usées. Ces bassins sont de grande surface et de profondeur variable. Diverses appellations sont employées pour désigner ces ouvrages : bassins d'épandage, étangs d'oxydation, bassins d'oxydo-réduction etc...

2.1. Historique du développement des étangs d'oxydation.

Depuis des siècles, des bassins sont employés pour accumuler et traiter les déchets d'origine animale ou domestique. C'est seulement au cours des quatre dernières décennies que l'on a défini des critères spécifiques en vue du calcul des bassins, à savoir : besoins volumétriques, taux de charge organique et durée de rétention.

En 1901, la ville de SAN ANTONIO, au Texas, avait aménagé un lac artificiel de 275 hectares (ha). Ce lac, connu aujourd'hui sous le nom de lac Mitchell, est toujours en service.

Pour la construction des premiers bassins peu d'études techniques ont été faites. La géométrie d'un bassin et sa capacité s'improvisaient en fonction de la configuration du terrain dont on disposait. Souvent, les exigences du cours d'eau récepteur n'étaient pas prises en considération. Finalement, le succès des bassins dans le Sud-Ouest des Etats-Unis conduisit à la naissance d'une véritable technique pour l'établissement des projets; l'exploitation de ces bassins n'a cessé de s'améliorer. En Europe, l'évolution fut assez semblable (8).

Il semble que le premier bassin spécifiquement étudié pour traiter des eaux usées brutes ait été créé dans le DAKOTA Nord.

Après une période d'études sur le terrain, de 1940 à 1950, on entreprit de formuler des critères rationnels pour la conception des systèmes de bassins. A partir de 1950, d'importantes communications exposant les résultats de recherches en laboratoire et sur le terrain commencèrent à paraître dans la littérature (8).

Aujourd'hui, on peut trouver de nombreuses analyses de ces travaux. En 1962, il y avait aux Etats-Unis 1647 bassins en service pour le traitement des eaux usées municipales et probablement un nombre égal pour le traitement des eaux usées industrielles et agricoles (8). Des expériences bien réussies ont été faites en Australie, en Nouvelle-Zélande, en Israël, au Brésil, en Afrique du Sud, en Inde et au Canada (8).

Au cours de ces trois dernières décennies, la recherche fondamentale sur les bassins d'oxydation a fait aussi de grands progrès. Des installations de bassins, réalisés à partir d'expériences de laboratoire et d'essais in situ, ont donné des résultats se rapprochant de plus en plus des performances prévues. Des études importantes sur la réduction du nombre de bactéries dans les étangs, sur les conditions d'exploitation et sur la toxicité des déchets industriels ont apporté des enseignements essentiels pour un meilleur calcul et une exploitation plus rationnelle des bassins de stabilisation.

2.2. Classification des bassins d'oxydation.

Les bassins de stabilisation peuvent être classés en fonction

de leur régime (aérobie ou non) ou en fonction de leur place dans la filière épuratoire.

2.2.1. Classement en fonction du régime.

On distingue quatre types de bassins :

- un bassin de stabilisation anaérobie est essentiellement un digesteur n'exigeant pas d'oxygène dissous puisque ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les molécules des déchets organiques complexes;

- un bassin de stabilisation aérobie est un bassin dans lequel des bactéries aérobies détruisent les déchets tandis que les algues, par photosynthèse, fournissent de l'oxygène en quantité suffisante pour maintenir le milieu en aérobiose;

- un bassin de stabilisation facultatif est un bassin dans lequel existe une zone aérobie supérieure (maintenue grâce à la présence d'algues et l'interface air-eau), une zone anaérobie inférieure et une zone intermédiaire dite facultative. Dans un bassin facultatif on peut trouver des organismes aérobies, anérobies et facultatifs;

- un bassin de stabilisation à aération mécanique est un bassin dans lequel des aérateurs mécaniques suppléent ou remplacent les algues pour fournir l'oxygène dissous nécessaire. Ce type de bassin peut fonctionner comme système aérobie ou système facultatif.

2.2.2. Classement en fonction de la place dans la filière épuratoire.

On peut distinguer quatre types :

- bassins de stabilisation primaires : ce sont des bassins qui reçoivent des eaux usées non traitées ou brutes;

- bassins de stabilisation secondaires : ce sont des bassins qui reçoivent des effluents de décanteurs primaires ou ceux provenant d'un traitement biologique secondaire;

- bassin de maturation : c'est un bassin dont la fonction principale est la réduction du nombre des microorganismes pathogènes grâce à un temps de rétention prolongé;

- bassin à poissons : c'est un bassin de maturation employé pour l'élevage de poissons.

Remarques :

- Le mode d'implantation ou d'exploitation peut également servir à classer les systèmes de bassins. Ainsi, des bassins peuvent être conçus pour fonctionner soit isolément, soit en série, soit en parallèle.

- La plupart des bassins de stabilisation utilisés actuellement sont des unités facultatives. A cet égard, ils ressemblent à des cours d'eau ou à des lacs. Des conditions d'aérobiose sont maintenues près de la surface du bassin, tandis que des conditions d'anérobiose régissent près du fond où il y aura toujours un dépôt de débris organiques.

2.3. Modes de fonctionnement d'un système d'étangs d'oxydation

(figure 2.1)

On distingue quelques modes de fonctionnement typiques :

- là où la réduction de la DBO est le principal objectif, il est d'usage d'employer une combinaison de bassins . Le système des bassins en série est généralement employé quand la charge

organique est très élevée et que l'on souhaite réduire le nombre de coliformes. Ce système d'étangs en série peut comprendre des étangs anaérobies, des étangs facultatifs et des étangs de maturation ou uniquement les deux derniers;

- on emploie les étangs en parallèle lorsqu'on veut obtenir une très grande souplesse de traitement. Cette disposition permet une meilleure répartition de la charge organique;

- bien que rarement utilisée, la recirculation offre un moyen d'amener des eaux riches en oxygène des zones proches de la sortie de l'effluent vers la partie du système où l'oxygène doit être fourni à dose élevée. Elle permet aussi de récupérer les algues et de diluer l'affluent.

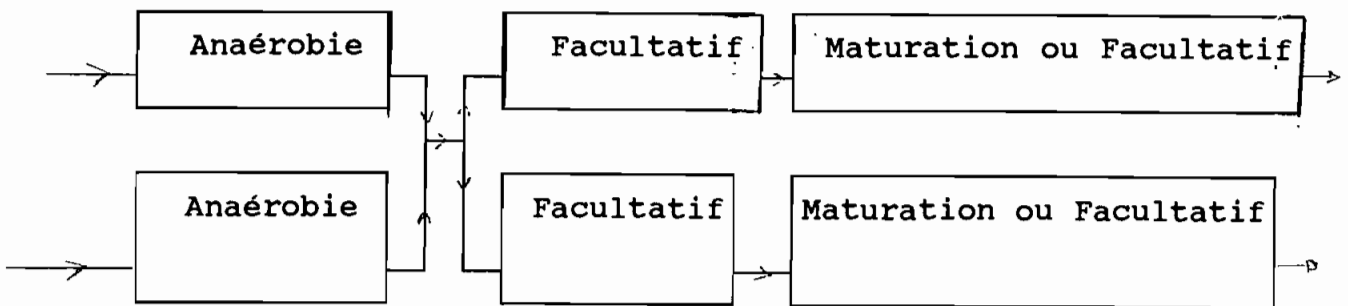


Figure 2.1. Systèmes types de bassins de stabilisation .

Chapitre 3: CARACTERISTIQUES DES EAUX USEES ET STABILISATION BIOLOGIQUE.

L'efficacité d'un bassin de stabilisation sera d'autant plus grande que l'auteur du projet et l'exploitant auront une connaissance plus étendue des caractéristiques des eaux usées et des principes de stabilisation biologique.

3.1. CARACTERISTIQUES DES EAUX USEES.

3.1.1. Caratéristiques et Nature des déchets.

3.1.1.1. Caractéristiques des déchets.

Bien qu'il y ait une grande similitude entre les constituants de base, le volume et les caractéristiques des déchets varient selon les conditions climatiques et les habitudes sociales. La concentration des matières organiques est plus élevée dans les régions où les réseaux d'alimentation et d'égouts sont peu développés que dans celles ayant acquis un niveau de développement satisfaisant de ces infrastructures.

Les matières organiques présentes dans les eaux usées domestiques peuvent être divisées en trois classes principales :

- les protéines, qui représentent 40% à 50% des matières organiques, constituent la principale source de substance nutritive des bactéries. En gros, 50% à 60% des protéines se trouvent dans la fraction dissoute des déchets et 20% à 30% dans la fraction en suspension.

- les hydrates de carbone qui sont constitués des amidons, des sucres facilement dégradables et de la cellulose qui se dégrade moins facilement. Les pourcentages d'hydrates de carbone trouvés

dans les fractions en solution et en suspension sont à peu près les mêmes que dans le cas des protéines.

- les graisses y compris les acides gras, ne sont habituellement pas très solubles et se dégradent difficilement.

3.1.1.2. Nature des déchets.

Les polluants peuvent être classés en deux catégories : biodégradables et non biodégradables.

Les polluants non biodégradables sont généralement d'origine industrielle. Cependant, certains déchets industriels peuvent être transformés en effluents stables.

Les polluants biodégradables sont transformés par les actions biologiques, chimiques et physiques : ainsi, les déchets organiques instables présents dans les eaux usées sont convertis en substances inoffensives. Ces polluants sont d'origine domestique. Les eaux usées contiennent donc des déchets dont la décomposition demande de l'oxygène, des substances nutritives absorbées par les végétaux, des substances chimiques organiques, des minéraux, des sédiments et des matières radioactives.

L'intérêt croissant porté à la qualité de l'eau dans ses multiples usages a conduit à définir pour les eaux usées un certain nombre de paramètres spécifiques.

3.1.2. Mesure de la pollution.

La demande d'oxygène des eaux usées peut être exprimée en termes de demande biochimique d'oxygène (DBO) et de demande chimique d'oxygène (DCO). Ces valeurs ne mesurent pas nécessairement les mêmes choses, mais toutes deux sont d'utiles indicateurs de

la demande en oxygène qui peut être imposée à une installation de traitement des déchets ou à un cours d'eau.

La demande totale d'oxygène provient de trois groupes de substances : matières hydrocarbonées, matières azotées oxydables et certains composés réducteurs. La demande d'oxygène des matières hydrocarbonées et azotées est habituellement exprimée par la DBO, tandis que l'oxygène nécessaire pour oxyder la fraction organique de l'échantillon par le dichromate de potassium ($K_2Cr_2O_7$) l'est par la DCO.

3.2. STABILISATION BIOLOGIQUE.

3.2.1. Classification des microorganismes.

Les microorganismes ne métabolisent que les matières organiques (M.O) biodégradables qui sont contenues dans les eaux usées. On en distingue trois groupes :

- Les microorganismes aérobies qui dégradent la M.O en présence d'oxygène.

- Les microorganismes anaérobies qui dégradent la M.O en absence d'oxygène.

- Et enfin les microorganismes facultatifs qui peuvent dégrader la M.O en présence ou en absence d'oxygène.

La majorité des microorganismes présents dans les procédés d'épuration sont de type facultatif et souvent hétérotrophes, car ils utilisent le carbone organique à la fois comme source d'énergie et comme source de carbone pour la synthèse cellulaire.

3.2.2. Réactions biologiques.

Les principales réactions biologiques qui se produisent dans les bassins de stabilisation comprennent :

- l'oxydation des matières organiques par des bactéries aérobies;

- la nitrification des protéines et autres matières azotées par des bactéries aérobies;

- la réduction des matières organiques par des bactéries anaérobies vivant dans les boues de fond et dans les couches liquides voisines;

- l'oxygénation des couches d'eau de surface par des algues.

Certains faits fondamentaux concernant l'oxydation des déchets organiques sont aujourd'hui bien établis (8) :

- la vitesse d'oxydation est indépendante de la quantité d'oxygène dissous disponible;

- le type et le nombre des organismes présents sont des facteurs importants;

- les variations de la teneur en oxygène peuvent servir de mesure de la quantité et des caractéristiques de la matière organique oxydable.

3.2.3. Fonctionnement des bassins d'oxydation.

La décomposition des matières organiques peut se faire dans des conditions aérobies ou anaérobies.

La décomposition aérobie demande un apport continu d'oxygène libre dissous, et constitue le moyen le plus efficace pour réduire la teneur en matières organiques des déchets liquides.

Si les déchets sont très concentrés, comme c'est le cas avec les matières solides organiques provenant de la décantation des eaux usées domestiques, le processus anaérobie est extrêmement efficace.

3.2.3.1. Processus aérobie (figure 3.1).

Dans le métabolisme aérobie conduisant à la transformation des matières organiques, une grande partie du carbone sert de source d'énergie aux organismes vivants, qui le respirent sous forme d'anhydride de carbone (CO_2). Ces organismes sont surtout des bactéries, mais également des champignons et des protozoaires. Ils se servent du carbone restant, ainsi que de phosphore et d'azote, pour former de nouvelles cellules. Dans les eaux usées domestiques typiques, le poids des cellules produites est approximativement égal à 40% et 60%, respectivement, du poids de la DCO et de la DBO_5 éliminée.

La quantité d'oxygène nécessaire pour stabiliser les matières organiques dans les bassins dépend de la DBO que le traitement doit éliminer. Cette DBO représente l'oxygène qui doit être apporté par les processus photosynthétiques, par diffusion à travers l'interface air-eau, ou fourni par des composés contenant de l'oxygène, tels que les nitrates, phosphores et sulfates. Le taux de consommation d'oxygène constitue un facteur important dans le calcul des installations de traitement.

Les processus aérobie supposent un apport constant d'oxygène, car pendant l'oxydation des matières organiques, c'est l'oxygène qui fixe l'hydrogène et la réaction cesse dès qu'il n'y a plus d'oxygène disponible. Le transfert d'hydrogène s'accompagne d'un dégagement d'énergie.

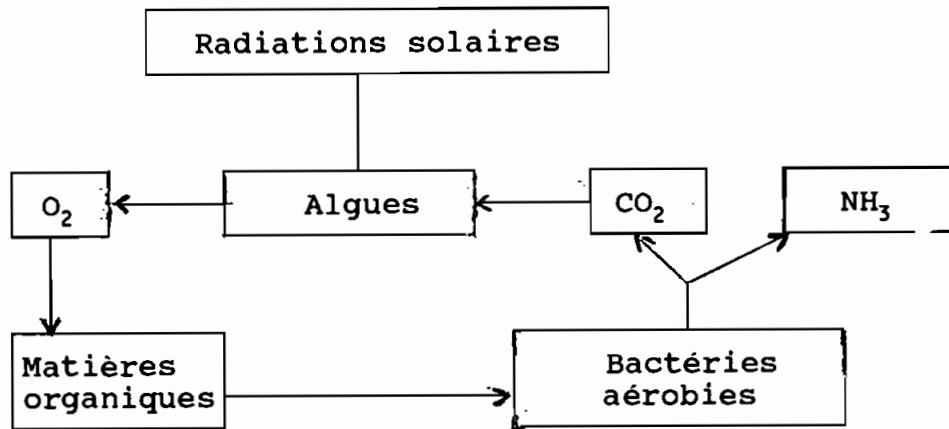


Figure 3.1. Schéma de nutrition des microorganismes d'un étang aérobie

3.2.3.2. Processus anaérobie (figure 3.2)

Le processus de fermentation anaérobie se développe en deux phases.

Tout d'abord, un groupe spécial de bactéries acidigènes, dites hétérotrophes facultatives, dégrade les matières organiques en acides gras, aldéhydes, alcools etc...

Ensuite, des bactéries méthaniques transforment les produits intermédiaires en méthane (CH₄), ammoniacque (NH₄), anhydride carbonique (CO₂) et hydrogène (H₂).

Comme le processus aérobie, le processus anaérobie transforme en protoplasme cellulaire le carbone, l'azote, le phosphore et d'autres nutriments. Toutefois, les mécanismes de la décomposition anaérobie sont extrêmement complexes et ne sont pas encore totalement élucidés.

De l'oxygène est également indispensable à l'accomplissement des processus anaérobies, mais il provient des composés chimiques, et non de la réserve d'oxygène libre dissous. Dans la décom-

position anaérobie, les produits finals sont très complexes, les réactions plus lentes, et les produits obtenus peuvent dégager des odeurs nauséabondes.

Il y a toujours une certaine activité anaérobie dans les vases de fond et dans les sédiments, même dans les bassins prévus pour opérer en aérobie. Dans les bassins profonds, également, il est probable que la couche de liquide se trouvant près du fond contienne des organismes anaérobies.

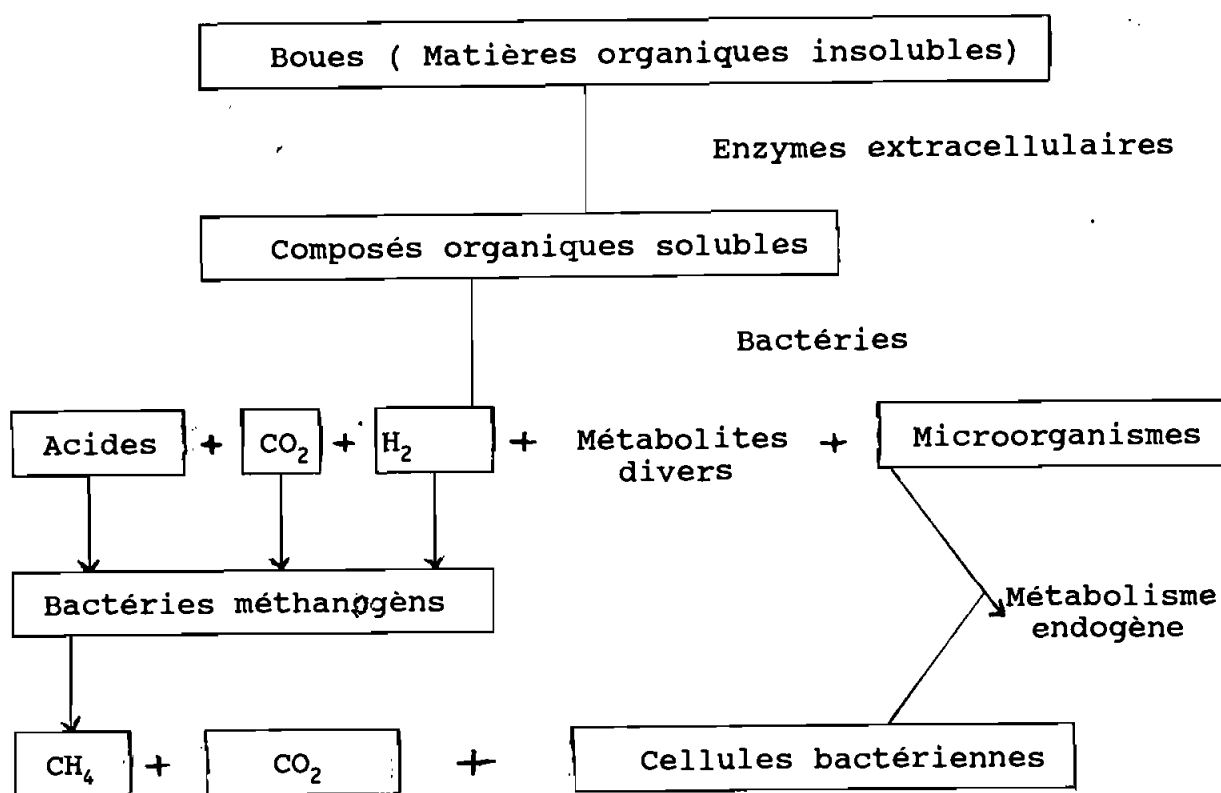
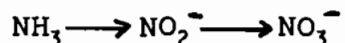


Figure 3.2. Mécanisme de la digestion anaérobie des boues .

3.2.3.3. Nitrification.

La nitrification consiste en l'oxydation de l'ammoniaque en nitrites et en l'oxydation des nitrites en nitrates :



On observe rarement une accumulation des nitrites; la vitesse globale étant contrôlée par la vitesse de conversion de l'ammoniac en nitrites. Cette vitesse est habituellement plus faible que celle qui est relative à l'oxydation des matières carbonées. Cependant, on insiste principalement sur l'élimination de l'azote, afin de réduire à un minimum l'apport des substances nutritives dans l'eau réceptrice car une accumulation de ces matières dans le cours d'eau accélère le processus de vieillissement dénommé eutrophisation. La dénitrification est réalisée par des bactéries anaérobies hétérotrophes facultatives qui réduisent les nitrates à l'état de N_2 , N_2O et NO .

Dans certaines conditions les processus d'oxydation des matières carbonées et azotées peuvent se dérouler simultanément. Toutefois, et ceci de façon générale, la nitrification ne démarre pas avant que la DBO due à l'oxydation des matières organiques ne soit satisfaite.

La nitrification se produit le plus souvent dans les affluents dont une partie des constituants est déjà oxydée. La nitrification représente une demande supplémentaire en oxygène.

Pour que la nitrification se produise efficacement, l'âge des boues doit être plus grand que le temps de duplication des germes nitrifiants (Nitrosomonas et nitrobacter). Dans le cas contraire, les germes seront éliminés du système. Certains auteurs ont montré qu'au-delà de cette valeur limite, les temps de séjour

sont suffisamment élevés pour permettre une nitrification complète. De plus, la nitrification est active dans un domaine de température, variant de 5°C à 45°C, l'optimum se situant entre 25°C et 35°C. L'âge minimum des boues peut être calculé par la relation suivante :

$$\theta_c = 2,13 \times e^{0,098(15-t)}$$

où θ_c en jours et t = température dans le bassin en °C.

Le pH a une très grande influence sur la nitrification. La nitrification est possible dans un intervalle de pH variant de 6 à 9. Comme la nitrification s'accompagne d'une acidification du milieu, il est nécessaire d'avoir une réserve d'alcalinité pour maintenir le pH à une valeur acceptable. Mais le pH augmente pendant les périodes de forte insolation.

La vitesse de nitrification est indépendante de la teneur en oxygène si celle-ci reste supérieure à 2mg/L.

Plusieurs composés organiques et minéraux inhibent la nitrification. Il faut signaler que de fortes concentrations en ammoniac et en nitrites inhibent également la nitrification.

Le taux de nitrification peut être déterminé en réalisant simultanément des incubations de DBO sur des échantillons vierges et sur des échantillons contenant des inhibiteurs de nitrification.

3.2.3.4. Types de réacteurs ou régimes hydrauliques.

Dans le cas des étangs comme dans celui de tout réacteur, on peut distinguer deux régimes théoriques extrêmes et des cas intermédiaires auxquels appartiennent tous les étangs réels.

3.2.3.4.1. Le régime d'écoulement à piston (figure 3.3).

Dans ce régime, l'eau pénètre à l'une des extrémités de l'étang et s'avance "de front" vers l'autre sans qu'il y ait mélange axial; sa durée de séjour, t_p , est uniformément égale au quotient de la longueur de l'étang par la vitesse d'écoulement.

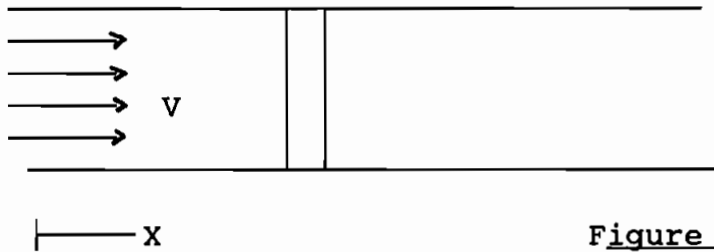


Figure 3.3 : ECOULEMENT A PISTON.

3.2.3.4.2. Le régime à mélange intégral (figure 3.4).

Ce deuxième régime théorique exige que le contenu de l'étang soit homogène, et de même composition que l'effluent; cela suppose que le liquide affluent est uniformément réparti le long de l'étang et que l'agitation suffit à uniformiser la masse liquide.

Ainsi pour ce régime, on peut supposer :

- que la demande en oxygène est constante tout le long de l'étang;
- que la concentration de solides biologiques est uniforme;
- qu'il est résistant aux variations de charge.

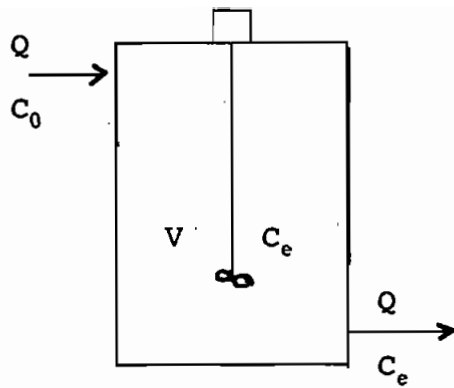


Figure 3.4 MELANGE INTEGRAL.

Le tableau suivant donne les expressions du temps de rétention hydraulique des réacteurs à régime d'écoulement piston (t_p) et à mélange intégral (t_i) pour différents ordres de réaction (voir annexe 1)

Tableau 3.1: Valeurs de t_p et t_i (3)

ORDRES des réactions	t_p (j^{-1})	t_i (j^{-1})
0	$(C_0 - C_e) / K$	$(C_0 - C_e) / K$
1	$\ln(C_0 / C_e) / K$	$(C_0 / C_e - 1) / K$
2	$K C_0 [(C_0 / C_e) - 1]$	$(C_0 / C_e - 1) / K C_e$

Remarque :

Les étangs réels se situent entre ces deux cas extrêmes car il est impossible de réaliser à la perfection l'un ou l'autre. Cependant, c'est par l'étude des extrêmes qu'on peut parvenir à faire une formulation mathématique applicable à tous les cas.

Chapitre 4: **ETUDE DES METHODES DE CONCEPTION.**

Dans ce chapitre, nous nous intéresserons seulement aux méthodes basées sur l'élimination de la DBO qui sont les plus populaires. Ici, notre attention sera surtout portée sur les avantages et les inconvénients de chacune d'elles.

Les critères de conception des étangs d'oxydation varient beaucoup. Cette conception dépend des objectifs du traitement. En général, on a recours à ce type d'ouvrage pour les eaux usées non traitées, mais ces bassins peuvent être également conçus pour traiter les effluents de stations d'épuration primaire ou secondaire, les superflus de boues activées ou les produits de vidange dilués. On peut employer ces lagunes pour prétraiter les eaux usées, réduire la demande biochimique en oxygène (DBO), et diminuer la concentration des agents pathogènes.

Dans certains pays, on s'intéresse tout à la fois à l'élimination de la DBO, des microorganismes, coliformes et autres, et des matières solides en suspension.

Ailleurs, les bassins sont calculés uniquement en vue de l'élimination de la DBO, les critères étant alors la profondeur, la superficie et la charge organique.

La couleur des eaux usées, l'oxygène dissous et certains constituants des déchets industriels sont également d'importants critères de calcul des bassins dans différents pays.

4.1. Bassins facultatifs.

Le bassin facultatif est oxygéné principalement grâce à l'activité photosynthétique des algues sous l'influence du

rayonnement solaire. Cependant, dans les très grands bassins, l'aération par la surface, grâce à l'action du vent, contribue de façon importante à l'apport total d'oxygène.

La température est un facteur très important car elle affecte la vitesse de dégradation biochimique. La température moyenne, les fluctuations journalières et les variations annuelles, influent toutes sur les processus biologiques, physiques et chimiques qui s'accomplissent dans un bassin.

Donc le calcul d'un bassin facultatif dépend d'un grand nombre de conditions locales, mais on dispose néanmoins de plusieurs modèles cinétiques et empiriques qui ont fait la preuve de leur utilité.

4.1.1. Modèles cinétiques.

4.1.1.1. Écoulement à mélange intégral.

4.1.1.1.1. Modèle n° 1: Formule de Mária et Shaw (12)

$$\frac{S_e}{S_0} = \frac{1}{Kt + 1} \quad (4.1)$$

où S_e = DBO₅ de l'effluent (mg/L)

S_0 = DBO₅ de l'affluent (mg/L)

t = temps de rétention hydraulique en jours (t ≥ 7 jours)

K = constante d'enlèvement de la DBO₅ (j⁻¹).

4.1.1.1.1.1. Avantages:

- Le calcul se base sur le rendement souhaité (S_e / S_0), sur la température et sur le temps de rétention.

- Le taux de réduction de la DBO pour différentes valeurs de K et de t peut être calculé. Donc on peut obtenir les rendements théoriques pour diverses périodes de rétention.

- On peut établir un diagramme qui montre bien la relation importante qui lie la durée de rétention à la température.

4.1.1.1.1.2. Inconvénients:

- Le temps de rétention doit être au moins égal à 7 jours.

- Cette équation ne tient pas compte de la différence entre les vitesses de dégradation biologique des matières solubles et des matières solides décantables car on a considéré que la dégradation s'opère selon une réaction de premier ordre.

- La fermentation anaérobie des sédiments n'est pas tenue en compte.

- Les pertes (évaporations, infiltrations, etc...) sont supposées égales aux apports externes (précipitations etc...) aussi bien dans le temps que dans l'espace.

- Le choix d'une valeur K appropriée représente l'une des phases les plus délicates et difficiles lors du dimensionnement des bassins à l'aide de ce modèle.

- Cette formule ne tient pas compte des effets toxiques de certains déchets industriels, de la variation de la charge organique et de l'insolation.

Ce modèle ne suffit pas à lui seul pour faire un dimensionnement correct. Bien qu'il fournisse une base utile, on peut dire qu'il est très idéal. Cependant, malgré tous ces inconvénients, les prévisions sont très bonnes pour les rendements en $DBO_5 \leq 90\%$.

4.1.1.1.2. Modèle N° 2: Equation d'Eckenfelder (5).

$$\frac{S_e}{S_0} = \frac{S_0 (1 + F)}{S_0 + k X_v t} \quad (4.2)$$

où F = coefficient qui tient compte de l'évolution anaérobie des dépôts. Comme l'activité anaérobie est très sensible à la température, F peut varier de 1 à 1,4 selon que l'on passe à des conditions de température hivernale ou estivale, et ce en fonction aussi de la localisation géographique de la lagune.

X_v = matières volatiles en suspension en mg/L.

Cette relation est plus proche de la réalité que la précédente. Car elle tient compte de la faiblesse des vitesses de dégradation de certains composants des eaux usées domestiques, de l'évolution anaérobie des sédiments, de l'insolation et des matières volatiles en suspension.

Toutefois, l'application de ce modèle demande des expérimentations très poussées pour déterminer la valeur approximative de F, X_v et K. Donc ce modèle est plus coûteux que le premier. Par conséquent, en l'absence de données, cette relation ne peut pas être utilisée pour le dimensionnement.

4.1.1.2. Modèle N° 3 : Ecoulement en piston (12).

$$\frac{S_e}{S_0} = 10^{-Kt} \quad (4.3)$$

Ce modèle a les mêmes avantages et inconvénients que le premier.

4.1.1.3. Remarques sur les modèles cinétiques:

- Une étude menée sur un grand nombre d'étangs a montré que le régime hydraulique des bassins se trouve plus près de l'écoulement en piston que du mélange intégral. Pourtant, le modèle du mélange intégral est le plus souvent utilisé, car on assure ainsi un facteur de sécurité (le volume calculé avec l'hypothèse du mélange intégral est supérieur au volume calculé avec l'hypothèse de l'écoulement en piston).

- Le choix d'une valeur K appropriée représente la phase la plus délicate lors du dimensionnement des bassins à l'aide du modèle cinétique.

La vitesse de transformation des matières organiques, K, varie avec la température et peut être calculée par la formule de VAN'T HOFF-ARRHENIUS:

$$K_{T_2} = K_{T_1} \times \theta^{(T_2 - T_1)}$$

où K_{T_2} = constante d'enlèvement de la DBO₅ à T₂ (j⁻¹)

K_{T_1} = constante d'enlèvement de la DBO₅ à T₁

θ = coefficient de température de réduction

T₂ = température de l'eau usée en °C

T₁ = température de référence de l'eau usée en °C

Toutefois, cette relation n'est pas universelle. Car plusieurs réactions de nature biologique ne s'y conforment pas; de plus, la relation n'est vérifiée qu'à l'intérieur d'une variation assez faible de température (annexe 1).

- Au cas où on aurait les moyens de conduire les expériences pour déterminer la constante K, on peut s'inspirer de l'annexe 1. Dans le cas contraire, le tableau 4.1 nous donne quelques valeurs de K obtenues expérimentalement.

Comme le choix de la profondeur doit être fait par le concepteur, il peut se servir des tableaux 4.2 et 4.3.

Tableau 4.1: Valeurs de la constante K obtenues expérimentalement

(12) :

Auteur	Régime hydraulique	$K_{T_2} = K_{T_1} \times \theta (T_2 - T_1)$	$K_{20^\circ C}$
Marais (bas-sins expé.)	mélange intégral	$K_{T_2} = 0,35 (1,085)^{T_2 - 20}$	0,35
Mara (B. Afr. Sud)	mélange intégral	$K_{T_2} = 0,30 \times (1,05)^{T_2 - 20}$	0,30
Zanker (B. Israël)	mélange intégral	$K_{T_2} = 0,80 (1,054)^{T_2 - 20}$	0,80
Ekenfelder	mélange intégral	$K_{T_2} = 0,50 (1,095)^{T_2 - 20}$	0,50
CPHERI (B. INDE)	mélange intégral	$K_{T_2} = 0,23 (1,047)^{T_2 - 20}$	0,23

Tableau 4.2 : Profondeurs recommandées pour les bassins facultatifs selon les conditions du milieu et le type d'eaux usées (8)

Profondeur recommandée (m)	Conditions du milieu et type d'eaux usées
1,0	Température chaude uniforme ; eaux usées prédécantées
1,0 à 1,5	Température chaude uniforme ; eaux usées non traitées
1,5 à 2,0	Fluctuations saisonnières modérées de la température; eaux usées brutes contenant des matières solides décantées
2,0 à 3,0	Importantes variations saisonnières de la température; quantité élevée de sable décantable ou de matières solides décantables

Tableau 4.3 : Caractéristiques des bassins de stabilisation (Tiré de 5)

Bassin	Aérobie	Facultatif	Anaérobie
Profondeur (m)	0,2 à 0,3	1,0 à 2,5	2,5 à 5,0
Temps de séjour (j)	2,0 à 6,0	7,0 à 50	5,0 à 50
Rendement en %	80 à 90	70 à 95	50 à 80

4.1.2. Modèles empiriques.

A partir des résultats obtenus avec de nombreux petits bassins, à l'échelle du laboratoire, avec des installations pilotes de plus grandes dimensions et avec des centaines de bassins en service, de nombreux auteurs ont mis au point des formules que l'on peut utiliser pour le dimensionnement des bassins facultatifs :

4.1.2.1. Modèle N° 4 : Modèle reposant sur la charge par unité de surface (8)

L'expérience a montré que l'on peut faire certaines généralisations concernant la charge organique que peut accepter un bassin facultatif. Le tableau 4.4 indique les charges en DBO qui ont été utilisées avec succès dans diverses régions géographiques, mais il est évident qu'une grande prudence s'impose si l'on veut employer ces données pour l'étude d'un projet.

Tableau 4.4 : Charge en DBO par unité de surface et par jour dans différentes conditions climatiques (8) .

Charges superficielles (Kg de DBO ₅ / ha / j)	Nbre d'habitants desservis par ha	Durée de rétention (jour)	conditions extérieures
Moins de 10	Moins de 200	Plus de 200	Zone glaciale avec couver- ture saison- nière, tempé- rature de l'eau unifor- mément basse et ciel nua- geux variable
10 à 50	200 à 1000	200 à 100	Climat froid, avec couver- ture de glace saisonnière; températures estivales mo- dérées pen- dant une courte saison
50 à 150	1000 à 3000	100 à 33	Climat tempé- ré à semi tropical, cou- verture de glace occa- sionnelle, pas de cou- verture de nuages pro- longée
150 à 350	3000 à 7000	33 à 17	Climat tropi- cal, réparti- tion unifor- me de la tem- pérature et de l'enso- lèvement, pas de cou- verture de nuages saisonnière

Les données du tableau 4.4 ont été établies en partant de certaines hypothèses :

- les estimations de la charge superficielle reposent sur le fait que le volume d'effluent est égal au volume des eaux brutes admises, c'est-à-dire que la somme des pertes par évaporation et infiltration n'excède pas l'apport des pluies;

- le nombre d'habitants desservis par hectare (ha) a été déterminé en supposant un apport de 50g de DBO₅ par personne et par jour, dans les régions en voie de développement;

- la durée de rétention a été considérée pour un volume d'eaux usées de 100 litres par personne et par jour.

Donc le fonctionnement de tout le système dépend de la charge volumétrique, de la charge en DBO par unité de surface et de la concentration de matières organiques.

4.1.2.1.1. Avantages:

- Ce modèle nous donne directement le temps de rétention, la superficie, le volume, le nombre d'habitants desservis et la profondeur.

- L'utilisation de ce modèle demande peu de données; donc il n'y a pratiquement pas d'expériences à effectuer pour déterminer certains paramètres comme c'est le cas dans les autres modèles.

- Ce modèle est sécuritaire car il est rare de trouver dans les pays en voie de développement des charges et débits qui sont à la base des données du tableau 4.4. De plus, la charge superficielle est très faible par rapport à celles données par d'autres modèles (voir exemples de calcul au chapitre 5).

4.1.2.1.2. Inconvénients.

- Ce modèle ne prévoit pas le rendement d'épuration.
- Il est rare que la somme des pertes par évaporation et infiltration soit équivalente à l'apport des précipitations aussi bien dans le temps que dans l'espace.
- Dans les lieux où les pertes (évaporation, infiltration) sont élevées, la concentration des matières organiques peut dépasser largement les hypothèses de calcul du bassin. Aussi, dans beaucoup de pays en voie de développement, le volume d'eaux usées par personne et par jour est nettement inférieur à cent litres.
- IL est rare d'avoir sur le site toutes les conditions climatiques requises pour pouvoir choisir la charge superficielle correspondante. Parfois, on risque de se trouver sur un site dont les conditions extérieures n'ont pas été mentionnées dans le tableau 4.4.

4.1.2.2 Modèle N° 5 : Méthode de Mc GARRY et PESCOD (12).

Cette méthode repose sur l'analyse d'un très grand nombre de données d'exploitation relatives aux bassins situés en zones tropicales et tempérées.

$$L_{\max} = 11,2 (1,054)^{(1,8\theta + 32)} \quad (4.4)$$

Où L_{\max} : charge spécifique maximale admissible
(Kg de DBO₅ / ha / jour)

θ : température moyenne mensuelle en °C

Mara (3) propose de réduire la charge spécifique maximale du

tiers. L'équation (4.4) devient :

$$L_{max} = 7,47 (1,054)^{(1,80 + 32)} \quad (4.5)$$

Les mêmes auteurs proposent également l'expression linéaire suivante :

$$L_{max} = 20T - 120 \quad (4.6)$$

Où T : température en °C

Cette formule est performante à des températures supérieures ou égales à 15 °C.

4.1.2.2.1. Avantages.

- L'application de ces formules nous dit que nous n'aurons pas affaire à un étang complètement anaérobie.

- L'utilisation de ce modèle demande peu de données.

- On peut établir un diagramme qui montre bien la relation qui existe entre la température et la charge spécifique maximale admissible.

- Ce modèle nous permet de déterminer la surface minimale requise pour traiter l'eau usée en question.

- L'application de ces formules nous permet de contrôler l'omission des odeurs nauséabondes.

4.1.2.2.2. Inconvénients :

- Ce modèle ne prévoit pas le rendement.

- Ces formules ne s'appliquent qu'aux zones tempérées et tropicales.

- Ce modèle ne tient pas compte du déséquilibre qui existe entre les pertes (évaporation, infiltration) et les apports externes (précipitations) dans le temps et l'espace, du temps de rétention, de l'influence de la luminosité.

Ce modèle ne suffit pas à lui seul pour faire un dimensionnement fiable. Toutefois, pour connaître toutes les dimensions, il nous faut choisir soit le temps de rétention, soit la profondeur (tableaux 4.2 et 4.3).

4.1.2.3. Modèle N° 6 : Méthode de GLOYNA (8) .

A partir des résultats obtenus sur des installations pilotes et sur des bassins en service (Texas), Gloyna propose la relation empirique suivante pour le calcul du volume des bassins :

$$V = 3,5 \times 10^{-5} \times N \times q \times L_a \times \theta^{(35 - T_m)} \quad (4.7)$$

Où V : volume du bassin (m^3)

N : nombre d'habitants desservis

q : apport d'eau usée par habitant (l / hab / j)

θ : coefficient de température de la réduction = 1,085

T_m : température moyenne de l'eau pendant le mois le plus froid ($^{\circ}C$)

L_a : DBO_{ultime} de l'affluent (mg / L)

On utilisera la DBO_5 pour les eaux usées peu chargées ou ayant subi une première décantation et la DBO_u pour les eaux usées très

chargées ou non traitées.

Cette formule n'est valable que pour les eaux usées dans lesquelles la toxicité industrielle est négligeable et la concentration en composés sulfates est inférieure à 500 mg/L

4.1.2.3.1. Avantages.

- Cette formule nous donne directement le volume nécessaire.
- Ce modèle est sécuritaire car l'on considère la température pendant la période la plus froide.
- On peut tracer à l'aide de ce modèle un diagramme qui indiquera, en nombre d'habitants, la population que peut desservir un bassin donné pour différentes températures.
- La connaissance du volume donne directement le temps de rétention requis.

4.1.2.3.2. Inconvénients.

- Ce modèle ne tient pas compte de la situation géographique du bassin.
- Cette relation ne prévoit pas le rendement d'épuration.
- Ce modèle nécessite parfois la connaissance de la DBO_u qui est un paramètre difficile à évaluer car sa détermination demande du temps.
- Ce modèle ne tient pas compte aussi du déséquilibre temporel et spatial existant entre les pertes et les gains de liquide.
- Cette relation a été établie à partir des observations faites sur les bassins d'une zone géographique donnée (Texas).

4.1.2.3.3. Remarques:

- Selon l'auteur, un bassin ainsi calculé permet une réduction de la DBO de 85% à 90%.

- D'après les expériences menées par l'auteur et ses collaborateurs (1969), le volume et la surface doivent être augmentés si l'on a affaire à des eaux usées contenant plus de 500 milligrammes par litre (mg / L) d'ions sulfates.

- Les rendements signalés ont été obtenus sur la base d'un temps de rétention minimal à une température de 35 °C. C'est pour être sécuritaire que Gloya a pris cette température comme référence car la production d'algues n'est pas optimale à 35 °C et au-delà (7).

4.1.2.4. Modèle N° 7 : Formule fondée sur les suggestions du Central Public Health Engineering Research Institute (CPHERI)

INDE (12)

$$L_{\max} = 375 - 6,25 \times l \quad (4.8)$$

Où l : la latitude du site

L_{\max} : charge spécifique maximale (Kg DBO₅ / ha / j)

4.1.2.4.1. Avantages.

- Ce modèle est plus sécuritaire que le modèle N° 5.

- L'application de ce modèle suppose que le bassin ne sera pas totalement anaérobie et requiert peu de données.

- Cette relation tient compte des facteurs tels que la production d'oxygène, la conversion de l'énergie solaire, la

température, bref de la situation géographique.

- On peut établir un diagramme reliant la surface, la latitude et la population à desservir.

- Le contrôle de l'omission des odeurs est assuré.

- Ce modèle nous permet de déterminer la surface minimale.

4.1.2.4.2. Inconvénients.

- Ce modèle ne prévoit pas le rendement du bassin.

- Cette relation ne peut s'appliquer que dans les zones où les caractéristiques des eaux usées domestiques sont identiques à celles de l'Inde.

- Ce modèle considère qu'il y a égalité entre les apports externes et les pertes dans le temps et dans l'espace.

- L'application de cette relation peut s'avérer peu économique par rapport au modèle N° 5.

- Ce modèle a été établi à partir des eaux usées domestiques donc il ne tient pas compte des eaux usées industrielles.

4.1.2.4.3. Remarques :

- Une étude menée par les chercheurs du C.P.H.E.R.I a montré qu'avec des eaux usées domestiques ayant une charge de 336 Kg de DBO_5 / ha / j, on obtient une réduction de 70% à 85% de la DBO_5 .

Dans beaucoup de régions, il est impossible d'atteindre une telle charge organique même si les conditions de température sont voisines de celles de l'Inde (8).

- Pour arriver à un taux de 90%, il faut généralement augmenter sensiblement le temps de rétention (8).

4.1.2.5. Modèle N° 8 : La formule Sud-africaine (8).

En Afrique du Sud, Marais, Shaw, Meiring et Van Eck ont montré que la charge maximale en DBO₅ (Se_{max}) pour un bassin facultatif est liée à la profondeur, h, par :

$$Se_{max} = \frac{600}{(0,18h + 8)} \quad (4.9)$$

Où h : profondeur (m)

Se_{max} : DBO₅ de l'effluent (mg / L).

Les expériences de ces mêmes auteurs ont montré qu'on pourrait évaluer la DBO₅ de l'effluent S_e si l'on connaît la DBO₅ initiale S_0 , la durée de rétention hydraulique (R_t) en jours et en fixant $K_T = 0,17$. La formule utilisée est la suivante :

$$\frac{S_e}{S_0} = \frac{1}{0,17R_t + 1} \quad (4.10)$$

4.1.2.5.1. Avantages:

- La faiblesse du débit d'eaux usées caractéristique des pays en voie de développement et de la profondeur du liquide due aux infiltrations et à l'évaporation a été tenue en compte.

- Ce modèle considère les charges spécifiques supérieures à celles fréquemment indiquées dans la littérature.

- Ce modèle tient compte des variations saisonnières.

- Les avantages du premier modèle.

- On n'a pas à déterminer la constante cinétique, K.

- Ce modèle est sécuritaire.

- Il est possible de déterminer le temps de rétention et la profondeur du bassin si l'on connaît S_0 et S_e .

- L'application de ce modèle permet non seulement de contrôler l'omission des odeurs mais suppose que le bassin ne sera pas totalement anaérobie.

- Le modèle tient compte de l'évolution anaérobie des sédiments.

4.1.2.5.2. Inconvénients :

- Le temps de rétention doit être au moins de 7 jours.

- Ce modèle ne peut être appliqué que dans les zones ayant les mêmes conditions climatiques et les mêmes caractéristiques des eaux usées domestiques que l'Afrique centrale et australe.

- Ce modèle n'est valable que pour le premier bassin d'une série et la DBO₅ maximale (S_{emax}) doit être comprise entre 71 mg/L et 73 mg/L.

- Ces relations ne tiennent pas compte des effets toxiques de certains déchets industriels.

- La DBO₅ de l'effluent doit rester constante quelles que soient les variations saisonnières de température.

4.1.2.5.3. Remarques :

La formule Sud-africaine est appliquée surtout au cas des régions subtropicales pour des eaux usées domestiques où le rapport matières solides/eau est élevé. Cependant, les matières solides décantables ne doivent jamais être exposées à l'air et au soleil. Il doit y avoir suffisamment de liquide pour remplir les bassins et assurer un fonctionnement satisfaisant, sinon il faut prévoir un prétraitement.

4.1.2.6. Modèle N° 9 : La formule de E.R. HERMANN et E.F GLOYNA

(1958) (7).

$$t_d = \frac{h \times Y_0 \times \theta^{(35-T_m)}}{1,76 \times E \times S} \quad (4.11)$$

Où t_d = temps de rétention en jours

h = profondeur du bassin en m

θ = coefficient de température de la réduction = 1,072

Y_0 = DBO_u de l'affluent en mg / L

T = température moyenne de la période la plus froide de l'eau usée en °C

E = facteur de conversion de l'énergie solaire en énergie chimique et qui varie entre 2% et 6%. En général $E = 4\%$

S = énergie solaire en langleys ($\text{Cal} / \text{cm}^2 / \text{jour}$).

La capacité (volume) du bassin de stabilisation est donnée par l'expression suivante :

$$C = \frac{0,57 \times P \times q \times h \times Y_0 \times (1,072)^{35-T_m}}{E \times S} \quad (4.12)$$

Où C = le volume du bassin en m^3

P = nombre de personnes raccordées

q = apport d'eau usée par habitant en $\text{m}^3 / \text{jour} / \text{hab}$

4.1.2.6.1. Avantages:

- Ce modèle nous donne aussi bien le volume que le temps de rétention.

- Ces relations tiennent compte de la conversion de l'énergie

solaire en énergie chimique, de la luminosité. Donc le site du bassin, la qualité et la concentration des nutriments, la durée relative de l'ensoleillement, la température de l'eau, le degré de mélange, la période de rétention et le pH sont considérés.

- Les autres avantages du modèle N°6 .

- Le coefficient 1,76 de la période de rétention inclut un facteur de sécurité nécessaire pour avoir une production d'oxygène qui nous donnerait un rendement de 85% de la DBO.

4.1.2.6.2. Inconvénients :

- Ce modèle a pratiquement les mêmes inconvénients que le modèle N° 6. Seulement, ici la situation géographique, la conversion de l'énergie solaire en énergie chimique et la quantité d'oxygène requise ont été prises en compte.

- Il est difficile de déterminer certains paramètres tels que le facteur de conversion de l'énergie solaire en énergie chimique et l'énergie solaire.

4.1.2.6.3. Remarques :

- On trouvera en annexe 2 des valeurs d'ensoleillement probables (S) sous différentes latitudes.

- Les remarques faites dans le cadre du modèle N° 6 sont aussi valables pour ce modèle.

4.1.2.7. Modèle N° 10 : Formule appliquée aux USA (10)

$$I_s = 10L_e \frac{Q}{A} \quad (4.13)$$

Avec λ_5 = la charge spécifique en Kg / ha / jour

A = la surface du bassin en m^2

L_i = DBO_5 de l'affluent en mg / L

Q = le débit des eaux brutes (affluent) en m^3

Ces auteurs ont admis comme charge maximale, la valeur donnée par une des relations données par le modèle N° 5 :

$$\lambda_{5max} = 20T - 120 \quad (4.6)$$

Ainsi en égalisant les deux formules on a :

$$A = \frac{L_i Q}{2(T - 6)} \quad (4.14)$$

4.1.2.7.1. Avantages :

- Ce modèle nous permet de calculer directement la superficie minimale requise pour notre bassin.

- On a les mêmes avantages que ceux donnés par la deuxième relation du modèle N° 5.

- Ce modèle nous évite de déterminer la charge organique totale.

4.1.2.7.2. Inconvénients :

Nous avons les mêmes inconvénients que ceux liés à la deuxième relation du cinquième modèle.

Les remarques faites en ce qui concerne l'équation 4.6 de la méthode N° 5 sont valables pour ce modèle-ci.

4.1.3. Remarques générales :

1. Il ressort de cette étude qu'il est très difficile d'établir une équation généralisée qui tienne compte de tous les facteurs qui peuvent influencer les dimensions des bassins facultatifs. Parmi ces facteurs, on peut citer l'intensité lumineuse, le vent, les matières solides totales, le pH, la température, la durée de l'ensoleillement, la période de rétention, les nutriments, les conditions exactes du réacteur biologique, les caractéristiques des eaux à traiter, la production d'oxygène, etc... Néanmoins, l'intensité lumineuse reste un facteur à prendre en considération. Ainsi là où l'on peut s'attendre à de longues périodes de temps nuageux, il faut augmenter la superficie des bassins. Comme la température est liée à la luminosité, elle est en général considérée comme le critère le plus important dans le dimensionnement des bassins. D'ailleurs, plusieurs chercheurs ont constaté que quand la température est uniforme et très élevée, le dépôt des boues est très faible. Alors qu'en saison froide, les boues se dégradent très peu et le fond du bassin devient une zone de stockage des boues. L'élévation de température entraîne une fermentation anaérobie des boues, ce qui réduit leur charge organique mais produit une augmentation de la DBO dans le liquide. Ce phénomène peut s'empirer pour donner parfois une situation non désirable. En effet, si les températures élevées coïncident avec un temps nuageux le bassin se réoxygène difficilement. Car cette situation météorologique réduit le rayonnement solaire et affecte défavorablement la croissance des algues. En conséquence, le choix de la profondeur doit être fait en se basant sur la quantité de matières décantables (boues) et

des conditions climatiques (tableau 4.2). C'est pourquoi on peut dire que la profondeur sera d'autant plus grande que :

- la proportion des matières sédimentables sera élevée;
- la température sera faible ou irrégulière.

Par conséquent, il va de soi que des variations saisonnières de température obligeront à construire des bassins plus profonds.

Pour que le bassin soit facultatif la hauteur doit être comprise entre 1m et 3m (6).

2. On doit prévoir une unité de prétraitement anaérobie partout où il arrive qu'un temps complètement couvert persiste pendant deux semaines ou davantage.

3. Les eaux usées industrielles exigent un volume de bassin plus grand; parce qu'elles ne sont pas facilement biodégradables ou qu'elles sont toxiques pour les algues ou encore parce qu'elles réduisent la teneur en chlorophylle.

4.2. Bassins anaérobies.

On utilise souvent les bassins anaérobies pour le traitement des eaux usées domestiques ou industrielles très chargées. Cependant l'effluent doit subir des traitements subséquents (étangs facultatifs, étangs de maturation etc...). Le prétraitement anaérobie réduit la charge en DBO , modifie la nature des matières solides décantables et permet leur digestion, bref il améliore le rendement des bassins subséquents.

L'inconvénient majeur du traitement anaérobie est la possibilité d'un dégagement d'odeurs nauséabondes résultant de composés de soufre inorganique réduit (sulflures). En conséquence, sa localisation doit tenir compte des habitations.

Il n'existe à l'heure actuelle aucune formule fiable pour le dimensionnement d'un bassin anaérobie. Le design des étangs anaérobies est essentiellement basé sur l'analyse des bassins existant car on ne dispose pas de modèles mathématiques mais plutôt des procédés empiriques.

Toutefois, on peut s'attendre à une élimination de 30% à 40% de la DBO₅ du seul fait de la décantation.

4.2.1. Méthodes de dimensionnement.

Nous aurons à présenter deux modèles. C'est le deuxième modèle qui est le plus connu.

4.2.1.1. Modèle N° 1 : Formule appliquée en Afrique

Australe (8)

$$L_p = \frac{L_0}{K_n (L_p/L_0)^n R + 1} \quad (4.15)$$

Où R = temps de rétention du liquide complètement mélangé (j)

n = exposant à déterminer par expérimentation (pour la Zambie n = 4,8)

K_n = coefficient adopté pour l'installation

L_p = DBO₅ de l'effluent (mg / L)

L₀ = DBO₅ de l'affluent (mg / L)

4.2.1.1.1. Avantages :

- Le calcul se base sur le rendement souhaité et sur le temps de rétention.

- La réduction théorique de la DBO peut être calculée pour

différentes valeurs de R. Donc on peut connaître l'influence de la durée de rétention sur la réduction théorique de la DBO.

- Il existe un coefficient qui tient compte des caractéristiques de l'installation.

- Il a été établi dans les régions où la concentration en DBO est très élevée (pays en voie de développement).

4.2.1.1.2. Inconvénients :

- Ce modèle ne tient pas compte de la variation de température des eaux brutes car il a été déterminé pour une température de 20 °C.

- Il est impossible d'avoir un régime hydraulique intégral pour pouvoir déterminer R.

- Il faudra disposer de beaucoup de données qui sont très délicates à avoir comme par exemple la détermination de n.

- Ce modèle n'est pas universel car il n'est applicable que pour des régions tropicales et subtropicales.

- Cette relation ne prend pas en compte les conditions aérobies qui s'établissent près de la surface du liquide dans le bassin.

- Ce modèle ne suffit pas à lui seul pour faire un design complet.

4.2.1.2. Modèle N° 2 : Méthode basée sur la charge

organique volumétrique (10).

Cette méthode de design des étangs anaérobies repose principalement sur la charge organique appliquée sur une unité de volume du bassin et par jour : c'est la charge organique

volumétrique.

$$\lambda_v = \frac{L_i Q}{V} \quad (4.16)$$

Où λ_v = charge organique volumétrique en g / m³ / j

L_i = DBO₅ de l' affluent en mg / L

Q = débit de l'affluent en m³

V = volume du bassin en m³

4.2.1.2.1. Avantages :

- Ce modèle nous permet de déterminer le volume nécessaire après avoir choisi .

- Cette méthode de conception est très simple et sécuritaire.

- C'est un modèle applicable à tous les pays ayant une réglementation sur la charge organique volumétrique admissible et la détermination des paramètres est facile.

4.2.1.2.2. Inconvénients :

- Ce modèle ne permet pas de connaître directement le rendement.

- Il est très difficile de l'appliquer dans des pays ne disposant pas de réglementation dans le domaine des bassins.

4.2.2. Remarques générales :

1. Pour l'utilisation du deuxième modèle, certains chercheurs ont proposé les valeurs suivantes :

- λ_v = 0,2 à 0,25 Kg DBO₅ / m³ / j

- temps, t , varie de 3 à 5 jours

- h = profondeur = 2,5m à 5m

Ainsi, on peut espérer un rendement de 60% à 70%.

En Israël, une charge de 125 Kg de DBO_u (ou DBO_5) par 1000 m³ et par jour pour un bassin anaérobie primaire a été adopté.

2. Si on doit utiliser le premier modèle pour le dimensionnement des bassins anaérobies, on doit tenir compte de la réduction de la DBO au moment le plus défavorable (période froide). En effet, pour une durée de rétention de 1,2 jour en été, la réduction de la DBO est de 65% à 80% (expérience faite à Melbourne, Australie) alors qu'en période froide une durée de rétention de 5 jours ne réduit la DBO que de 45% à 60%.

3. Le premier modèle a été établi à partir des fosses septiques et des cabinets à eau. Or comme les bassins anaérobies ouverts présentent une grande surface d'exposition à l'air, la perte de chaleur est considérable et ces bassins sont sujets à de grandes fluctuations de température. On peut réduire la perte de chaleur par la surface des bassins ouverts en augmentant la profondeur, ce qui allonge la durée de rétention pour une même surface. Donc l'utilisation du premier modèle pour un bassin ouvert peut entraîner une surestimation du rendement. Car la vitesse de dégradation diminue fortement à mesure que la température s'abaisse et la fermentation devient négligeable au-dessous de 15°C environ; le bassin anaérobie se comporte alors pratiquement comme un bassin de sédimentation.

4. Là où les températures dans les bassins anaérobies sont supérieures à 20 °C, on n'observe généralement pas de boues flottantes, quelle que soit la période de l'année. On a aussi remarqué que la réduction de la DBO augmente en même temps que

le dépôt de boues.

5. Les bassins anaérobies ne sont pas recommandés pour les eaux usées fortement salines et minéralisées, car il y a formation massive de sulfures et la fermentation méthanique est entièrement arrêtée. Les matières organiques sont détruites même en l'absence de fermentation méthanique. Car elles servent à la réduction des sulfates; et la DBO de l'eau surnageante est abaissée. Mais les fortes concentrations en sulfures qui en résultent constituent une charge supplémentaire pour les unités suivantes.

6. D'après certains auteurs américains, si la charge organique volumétrique adoptée est au-dessous de 400 g de DBO_5 / m^3 / jour et si le processus anaérobie est bien établi, alors les problèmes d'odeurs nauséabondes seront négligeables.

7. Gloyna et Marais ont montré que les fosses septiques, les cabinets à eau et les bassins anaérobies ont les mêmes mécanismes. De plus, la diminution de la DBO est fonction du temps de rétention qui est lui-même influencé par la température.

4.3. Bassins aérobie.

Les bassins aérobie sont certainement à envisager pour un traitement peu coûteux des eaux usées.

Cependant, d'après une étude faite par A.J. Drapeau et S.Jankovic pour l'organisation mondiale de la santé (O.M.S), on ne peut pas parler d'étang aérobie à 100%.

Nous pouvons dire que le calcul et le dimensionnement des bassins aérobie sont fondés sur trois critères :

- a. la profondeur minimale et la production maximale d'algues;
- b. l'importance égale donnée à l'élimination de la DBO et à la

destruction des organismes pathogènes (bassins de maturation);
c.l'aération naturelle pouvant entretenir l'activité des bactéries.

4.3.1. Méthodes de dimensionnement des bassins aérobies.

Les méthodes de dimensionnement de ces bassins sont peu développées et les constructeurs sont réduits à faire des estimations. Les bassins aérobies à haut rendement sont encore dans la phase expérimentale. Car on est pas encore parvenu à faire une estimation précise de la densité des algues et d'adapter la production d'oxygène au rendement de conversion de l'énergie lumineuse et à l'intensité de la lumière. C'est ainsi qu'on a pu exprimer la relation directe qui existe entre la production d'oxygène et l'intensité de la lumière (8).

$$O = 0,22 \times F \times I_L \quad (4.17)$$

Où O = production d'oxygène (Kg / ha / jour)

F = rendement de conversion de la lumière (%); les valeurs peuvent varier entre 0,5 et 0,6.

I_L = intensité de l'énergie lumineuse (Cal / cm² / jour).

L'expérience a montré aussi que la production d'algues Y_a est liée au produit du rendement de conversion de la lumière et du rayonnement solaire :

$$Y_a = 0,125 \times F \times I_L \quad (4.18)$$

Où Y_a = production d'algues (Kg / ha / jour)

Le rapport entre la production d'oxygène et la production

d'algues est d'environ 1,6. Le taux maximal de réduction de la DBO est atteint quand le rapport entre l'oxygène produit et l'oxygène requis est d'environ 1,6.

Remarque : Actuellement, un bassin de ce type ne serait pas économique, car il exigerait des soins délicats, mais s'il existe un marché pour les protéines végétales, ce type de bassin pourrait présenter un certain intérêt.

4.3.2. Remarques générales :

- Les bassins aérobies ont en général une profondeur qui ne dépasse pas 0,45m, car celle-ci doit être inférieure à la distance de pénétration de la lumière.

- Il est souvent bon d'effectuer le mélange de tout le volume liquide de l'étang afin d'obtenir un rendement maximal. Cela permettra de maintenir les boues décantées dans des conditions aérobies.

- Les conditions aérobies sont souvent maintenues grâce au transfert de l'oxygène atmosphérique aidé par le vent et le flux du milieu liquide et aussi grâce à la photosynthèse qu'assurent les algues. Donc, ces étangs ne sont performants que dans les régions ensoleillées et libres de gel.

- Il faut signaler aussi que la radiation solaire qui est à la base de la photosynthèse est fonction de la saison, de la latitude, de l'altitude, des conditions météorologiques, bref du site.

- Comme les algues sont très sensibles aux éléments toxiques alors ce type de lagunage est limité au traitement des eaux non toxiques.

- Avec ces bassins, il est important d'enlever les écumes et de séparer les algues de l'effluent, sinon la charge organique entraînée par les algues vers les cours d'eau récepteurs pourrait créer des problèmes.

- Les besoins en oxygène sont calculés de la même façon que pour un système à boues activées.

- Le rapport surface/volume étant élevé, ce type de bassins nécessite un grand espace. Ce phénomène s'explique surtout par le fait que plus la surface est grande, plus le brassage provoqué par l'énergie du vent sera considérable. Ainsi notre bassin sera toujours aérobie.

- Pour faire des estimations on peut se baser sur les données du tableau 4.3.

Pour effectuer certains exemples de calcul dans le cadre de notre projet, nous aurons à utiliser les données d'une ville de notre sous-région en l'occurrence Saint-Louis du Sénégal. Ces données ont été évaluées à deux horizons différents, à savoir pour 35000 habitants branchés au réseau d'égout actuellement et 50000 habitants dans le futur.

Les données nécessaires sont groupées dans le tableau de l'annexe 3. Dans notre cas, nous nous intéresserons seulement à la population actuelle desservie par le réseau d'égout existant qui est de 35000 personnes.

Le choix des valeurs de paramètres de pollution (DBO5, matières en suspensions : M.E.S) a été fait en tenant compte des résultats d'analyses effectuées sur quelques échantillons d'eau d'égout de la ville de Saint-Louis.

Ici, nous nous intéresserons à certains modèles de dimensionnement des étangs facultatifs.

Cet exemple de calcul n'a pas la prétention de choisir un modèle pour la ville de Saint-Louis. Il montre tout simplement à l'utilisateur une démarche à suivre pour le dimensionnement d'un bassin facultatif à l'aide de quelques modèles.

5.1. Modèle N° 1

$$Se/So = 1/(1+Kt)$$

Détermination de K

Pour ce faire, on prend l'expression établie par Mara à partir des bassins d'Afrique du Sud (voir tableau 4.1) :

$$K_{t_2} = 0.30(1.050)^{t_2-20}$$

Nous allons considérer une température de 25°C des eaux brutes.

$$K_{25^{\circ}\text{C}} = 0.30(1.050)^{25-20} = 0.38\text{j}^{-1}$$

Détermination du volume et de la superficie

Prenons un rendement de 90% (tableau 4.3); le temps de rétention sera de :

$$N = ((S_o - S_e)/S_o) * 100 = (1 - S_e/S_o) * 100 = (1 - 1/(Kt+1)) * 100$$

$$\text{d'où} \quad 1/(1+Kt) = 1 - N/100$$

$$\text{d'où} \quad 1/(1+Kt) = 1 - 0.9 = 0.1 \quad \text{alors}$$

$$t = (1 - 0.1) / 0.1 * K = 0.9 / 0.38 * 0.1 = 24$$

$$\underline{t = 24 \text{ jours}}$$

Le volume est :

$$V = Q * t$$

$$\text{Comme } Q = 1736 \text{ m}^3 / \text{j} \quad \text{alors} \quad V = 1736 * 24 = 41664 \text{ m}^3$$

La surface A est :

A partir du tableau 4.2, on prend $h = 1.6 \text{ m}$ et on aura :

$$A = V / h = 41664 / 1.6 = 26040 \text{ m}^2$$

$$A = \underline{26040 \text{ m}^2}$$

Remarque : Pour les autres modèles cinétiques (modèles n°2 et 3) la procédure de calcul est la même, seulement pour l'application du modèle n°2 il faut faire des manipulations supplémentaires pour déterminer certains paramètres (F et X_v).

5.2. Modèle n°4 : méthode reposant sur la charge superficielle

Le dimensionnement se fera en utilisant le tableau 4.4 :

Détermination de la surface

Les conditions climatiques peuvent être assimilées à celles

tropicales.

Nombre d'habitants desservis par hectare

Pour 7000 habitants on a $L=350$ Kg DBO₅ / ha / jour, établie en supposant un apport de 50g de DBO₅ par personne et par jour, dans le cas de Saint-Louis l'apport individuel par jour est de 44g de DBO₅. On aura pour cette charge superficielle, une population de :

$$N = 350 * 10^3 \text{ g DBO}_5 \text{ ha} * j / 44 \text{ g DBO}_5 / \text{hab.} * j \\ = 7954 \text{ habitants / ha}$$

La surface de notre bassin sera :

Pour une population de 35000 habitants :

$$A = 35000 / 7954 = 4.4 \text{ ha}$$

$$A = 44000 \text{ m}^2$$

Le volume est :

Si on choisit une profondeur de $h = 1.6 \text{ m}$.

$$\text{Donc } V = A * h = 44000 * 1.6 = 70400 \text{ m}^3$$

Le temps de rétention t est :

$$V = Q * t \quad t = V / Q = 70400 / 1736 = 40 \text{ jours}$$

Remarque : on pourrait déterminer la superficie du bassin en tenant compte de la charge superficielle et de la charge organique totale qui est de : 1540 Kg DBO₅ / j (annexe 3).

5.3. Modèle n°5 : Méthode de Mc Garry et Pescod

5.3.1. Pour $L_{\max} = 7,47 (1.054)^{1.8\theta+32}$

La superficie du bassin :

a) Calcul de L_{\max}

Comme $\theta=25^\circ\text{C}$ alors $L_{\max} = 7,47 (1.054)^{1.8*25+32} = 428,6 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j. ha}$ b)

La superficie est:

Comme on a la charge organique totale est de $S = 1540\text{KgDBO}_5/\text{j}$
alors $A_{\min} = S/L_{\max} = 1540 / 428,6 = 3.5931 \text{ ha}$

$$A = \underline{35931 \text{ m}^2}$$

Le volume est :

Si on choisit comme profondeur $h = 1.6\text{m}$.

Alors $V = A * h = 35931 * 1.6 = 57490 \text{ m}^3$

Le temps de rétention est :

$$V = Q * t ; t = V / Q = 57490 / 1732 = \underline{34 \text{ jours}}$$

5.3.2 Pour $L_{\max} = 20T - 120$

La superficie minimale est :

a) Calcul de L_{\max}

$T = 25^\circ\text{C}$ alors $L_{\max} = 20 * 25 - 120 = 380\text{KgDBO}_5/\text{ha.jour}$

b) La superficie est :

$$A = S / L_{\max} = 1540 / 380 = 4.06\text{ha} = \underline{40600\text{m}^2}$$

Le volume est :

Si on suppose une profondeur $h = 1.6 \text{ m}$ alors :

$$V = A * h = 40600 * 1.6 = 64960 \text{ m}^3$$

Le temps de rétention est :

$$t = V / Q = 64960 / 1736 = \underline{37\text{jours}}$$

Remarque: On voit que cette deuxième relation est plus sécuritaire et a un temps de rétention plus élevé que l'autre.

On pourrait se fixer aussi le temps de rétention après avoir calculé la surface, A , puis déterminer les autres paramètres.

5.4. Modèle n°7 : Méthode du CPHERI

$$L_{\max} = 375 - 6.25 * l$$

Détermination de la superficie :

Détermination de la latitude :

A partir d'une carte géographique, on trouve pour la ville de Saint-Louis une latitude de $l = 16^\circ$

Calcul de L_{\max} :

$$L_{\max} = 375 - 6.25 * 16 = 275 \text{ KgDBO5/ha.jour}$$

La surface est :

$$A = S / L_{\max} = 1540 / 275 = 5.6\text{ha} = \underline{56000\text{m}^2}$$

Le volume est :

A partir du tableau 4.2, on a $h = 1.6\text{m}$ ainsi le volume devient

$$V = A * h = 56000 * 1.6 = 89600 \text{ m}^3$$

Le temps de rétention :

$$t = V / Q = 89600 / 1736 = 51 \text{ jours}$$

Remarques: - On voit que ce modèle est plus sécuritaire et plus rentable que les modèles de Mc Garry et Pescod.

-On peut se fixer un temps de rétention après avoir calculé la surface A, puis calculer les autres dimensions.

-Comme le temps de rétention est élevé on peut adopter deux bassins facultatifs en série.

5.5. Modèle n°8: La formule Sud-africaine

$$(Se)_{\max} = 600/(0.18h+8) \text{ et } Se = so/(0.17h+1)$$

Calcul du temps de rétention

choix de la profondeur

A partir du tableau 4.2, on prend $h = 1.6\text{m}$

Calcul de Se

$$Se = 600/(0.18 * 1.6 + 8) = 72.4\text{mg/L}$$

Le temps de rétention :

$$Se/So = 1/(0.17t+1) \quad t = (Se/So-1)/0.17 = (810/72.4-1)/0.17$$
$$t = \underline{60 \text{ jours}}$$

Le volume :

$$V = Q * t = 1736 * 60 = 104160 \text{ m}^3$$

La surface :

$$V = A * h ; \quad A = V/h = 104160/1.6 = \underline{65100 \text{ m}^2}$$

Remarque : Si on se réfère au tableau 4.3, le temps de rétention est élevé pour le bassin facultatif. Pour remédier à cela , on adoptera des étangs en série .

5.6. Modèle n°10:

La superficie :

$$A = Li * Q / 2 (T - 6) = 810 * 1736 / 2(25-6) = \underline{37004 \text{ m}^2}$$

Le volume :

A partir du tableau 4.2, on a $h = 1.6\text{m}$

$$\text{d'où } V = A * h = 37004 * 1.6 = \underline{59207 \text{ m}^3}$$

Le temps de rétention :

$$t = V / Q = 59207 / 1736 = \underline{34 \text{ jours}}$$

Remarque: On n'a pas fait les exemples ayant trait aux modèles numéros 6 et 9 faute de données .

Tableau 5.1: Récapitulation

	h (m)	A (m ²)	t (jours)
modèle n°1	1.6	26040	24
modèle n°4	1.6	44000	40
modèle n°5			
a) équation 4.5	1.6	35931	34
b) équation 4.6	1.6	40600	37
modèle n°7	1.6	56000	51
modèle n°8	1.6	65100	60
modèle n°10	1.6	37004	34

Pour la ville de Saint-Louis, le modèle N° 8 est celui qui occupe le plus d'espace et a un temps de rétention qui dépasse largement la valeur limite donnée par le tableau 4.3. Par conséquent, il a le coût le plus élevé. Et il est sécuritaire. Par contre, le modèle N°1 est moins coûteux que tous les autres.

Chapitre 6 : RECOMMANDATIONS ET CONCLUSIONS.

6-1. Recommandations.

Il existe plusieurs variétés de bassins de stabilisation. Le choix d'un type de bassins dépend de plusieurs facteurs. Après avoir effectué ce choix, il faudra procéder au design.

6.1.1. Bassins facultatifs.

L'utilisation d'un modèle dépend des données disponibles, des conditions climatiques etc... Ainsi, en fonction du modèle choisi, la procédure de design peut varier. Toutefois, nous nous proposons d'établir une procédure générale pour un meilleur design.

1. Calculer la superficie et le volume à l'aide d'un des modèles déjà exposés au paragraphe 4-1
2. Estimer ou calculer le temps de rétention soit en utilisant le tableau 4.3, soit le calculer au cas où les données disponibles et le modèle utilisé le permettent.
3. Choisir ou calculer la profondeur. Pour faire le choix il faut s'inspirer des données des tableaux 4.2 et 4.3. Pour des raisons déjà exposées au chapitre 4, la profondeur, h, doit être comprise entre 1 m et 3m.

Remarque : On peut déterminer la profondeur sur laquelle le bassin sera aérobie. Pour ce faire, on peut se servir de cette formule empirique établie par Marais et Shaw (13) :

$$P = \frac{\text{Constante}}{2d + 8} \quad (6.1)$$

Où P = charge en DBO₅ (mg / L)

d = profondeur du bassin (m)

Constante = 1000 pour la profondeur limite de l'aérobiose.

P doit être inférieure à 119mg/L, de préférence $P \leq 100$ mg/L;

Constante = 750 pour la profondeur limite des bassins aérobies secondaires ou tertiaires : $P \leq 89$ mg / L mais de préférence $P \leq 75$ mg / L.

4. Si c'est nécessaire, déterminer la constante cinétique K .

6.1.2. Bassins anaérobies.

Il y a peu de modèles concernant le design des bassins anaérobies. Souvent, le calcul repose sur la charge organique volumétrique admissible. Ce paramètre varie en fonction des pays. Toutefois il y a un autre modèle établi dont l'application a des limites (voir 4.2.1.1).

Cependant, il a été observé que ces genres de bassins ne sont performants que si les boues ont une température supérieure ou égale à 16 °C.

1. Déterminer la charge organique volumétrique

2. Déterminer le volume

3. calculer et adapter le temps de rétention aux données du tableau N° 4

5. Choisir la profondeur. Déterminer la surface. Dans le choix de la profondeur, on doit éventuellement tenir compte du stockage du sable.

6.1.3. Bassins aérobies.

Un bassin totalement aérobie est rare. Il n'existe pas de méthodes de dimensionnement développées et fiables. Dans ce cas,

les constructeurs sont réduits à faire des estimations. On peut se servir aussi de la formule empirique de Marais et Shaw (13).

6.2. CONCLUSION.

L'originalité des procédés de traitement des eaux usées étudiés, réside dans la simplicité de leur conception, de leur réalisation et de leur exploitation. Cependant, il existe une grande diversité de méthodes pour concevoir des étangs d'oxydation. Toutes sont basées sur une oxydation de substrat, et comme telles, elles sont liées à l'activité métabolique réelle des microorganismes. Mais les conditions opératoires varient en fonction de la température, de la nature de la pollution et des caractéristiques des eaux à traiter. Les résultats obtenus dépendent évidemment de ces conditions opératoires.

Aucune méthode ne peut être déclarée meilleure que les autres sur tous les plans. L'étude des différentes méthodes de conception qui nous a permis de donner pour chacune d'entre elles les principaux avantages et inconvénients et de faire certaines analyses, aidera le concepteur à choisir celle qui correspond le mieux à ses besoins.

ANNEXE 1

CINETIQUE DES REACTIONS CHIMIQUES

INTRODUCTION :

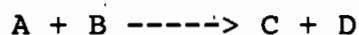
La cinétique des réactions chimiques traite de la vitesse à laquelle les réactifs, les produits ou les substances intermédiaires apparaissent ou disparaissent dans le réacteur où la transformation chimique a lieu.

Tout le processus du traitement biologique des eaux usées s'opère dans un bassin naturel ou artificiel. Ce bassin est communément pris pour le réacteur dans lequel les transformations chimiques ont lieu.

L'ingénieur qui fait le design d'un réacteur est généralement intéressé aux vitesses de variation des composants (par exemple organiques) des eaux usées et de la biomasse produite dans le bassin. De tels paramètres sont importants car ils affectent directement le dimensionnement du réacteur requis.

Il est important de noter que la cinétique des réacteurs chimiques n'est aucunement expliquée par la thermodynamique, car la thermodynamique ne traite que des équilibres et non pas de la vitesse à laquelle les réactions chimiques tendent vers l'équilibre.

Si on a une réaction du type:



alors on s'intéresse à la disparition de A et de B et à l'apparition de C et de D. On peut imaginer que la vitesse de disparition de A et de B dépend des caractéristiques des

molécules ainsi que des probabilités qu'elles se rencontrent.

I/ VITESSE OU CINÉTIQUE DES RÉACTIONS :

La classification des réactions chimiques peut se faire suivant deux bases :

1/ Sur la base du nombre de molécules de réactifs qu'il faut pour obtenir un produit

2/ Sur la vitesse de réaction dépendamment de l'ordre de réaction
Cette dernière classification est importante pour la cinétique du processus biologique.

A) Vitesse de la réaction: (r)

Si on s'intéresse à la disparition des molécules A alors :

$$r = K C_A^a = -dC_A/dt \text{ et } \log(r) = a \log(C_A) + \log(K)$$

où K = facteur de proportionnalité obtenu expérimentalement;

a = facteur expérimental appelé ordre de la réaction. Souvent, a est le nombre de molécules de A impliquées dans la relation stœchiométrique.

C_A = concentration de A

t = temps

D'une façon générale la disparition de A dépend aussi de la concentration de B de sorte que : $r = K C_A^a C_B^b$.

En pratique, si la concentration de B est suffisamment élevée pour être considérée constante durant toute l'expérimentation, alors C_B^b s'ajoute à K et on retrouve les conditions qui permettent d'écrire: $r = K C_A^a$

1_ Ordre de la réaction (n)

Lorsqu'on peut écrire $r = K C_A^n$ on obtient le graphique suivant

pour $n = 0, 1$ et 2

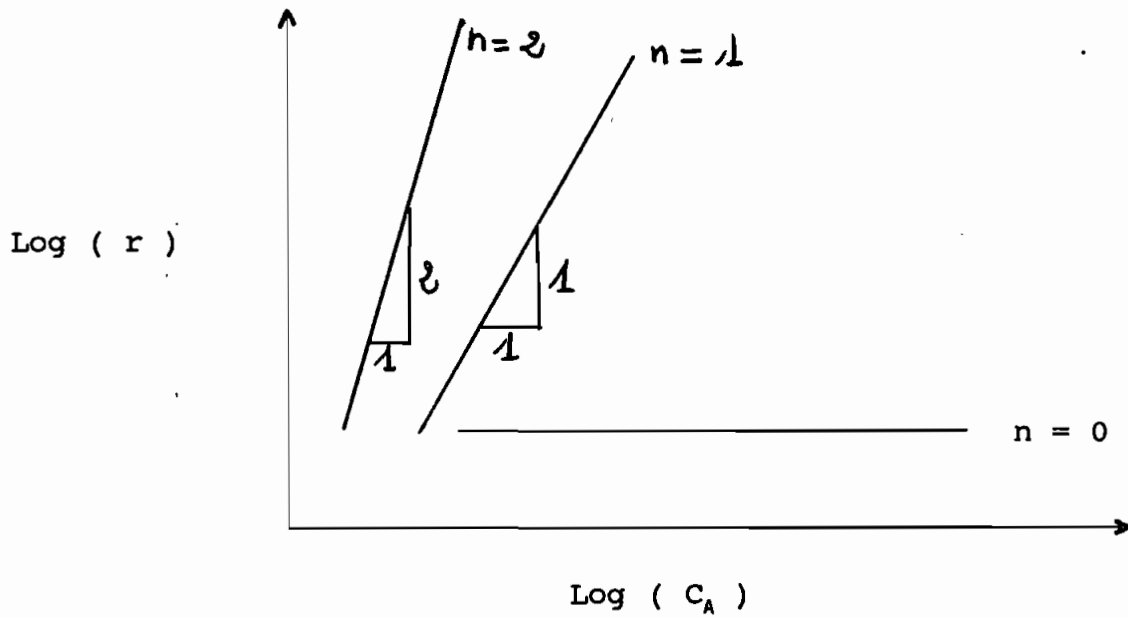


Figure A.1 : Relation entre la vitesse de la réaction chimique et la concentration des molécules .

Pour l'ordre zéro, la vitesse de réaction est indépendante de la concentration .

2_ Effet de la température sur la vitesse de réaction

La vitesse d'une réaction chimique augmente quand la température est élevée à condition que cette élévation de température n'altère pas les réactions ou les catalyseurs. Les réactions biologiques ont la même tendance, cependant une baisse de la vitesse de réaction enzyme-catalyseur peut être observée à une haute température à cause de la sensibilité des enzymes.

Si on considère une réaction $A \xrightarrow{k} B$

Arrhénius a proposé la relation suivante:

$$d \ln(K) / dt = E_a / R * 1/T^2 \implies \ln(K) = -E_a / R * 1/T + \ln(B)$$

où K = constante de vitesse de réaction

E_a = énergie d'activation , cal/mole

R = constante des gaz , 1.98 cal/mole.°K

T = température de réaction, °K

Si on intègre cette équation entre T_1 et T_2 , on a :

$$\ln(K_2/K_1) = (E_a/R) [(T_2 - T_1)/T_2 T_1]$$

Metcalf et Eddy (1972) ont montré que E_a pour un traitement des eaux biologiques usées est comprise entre 2000 et 20000 cal/mole

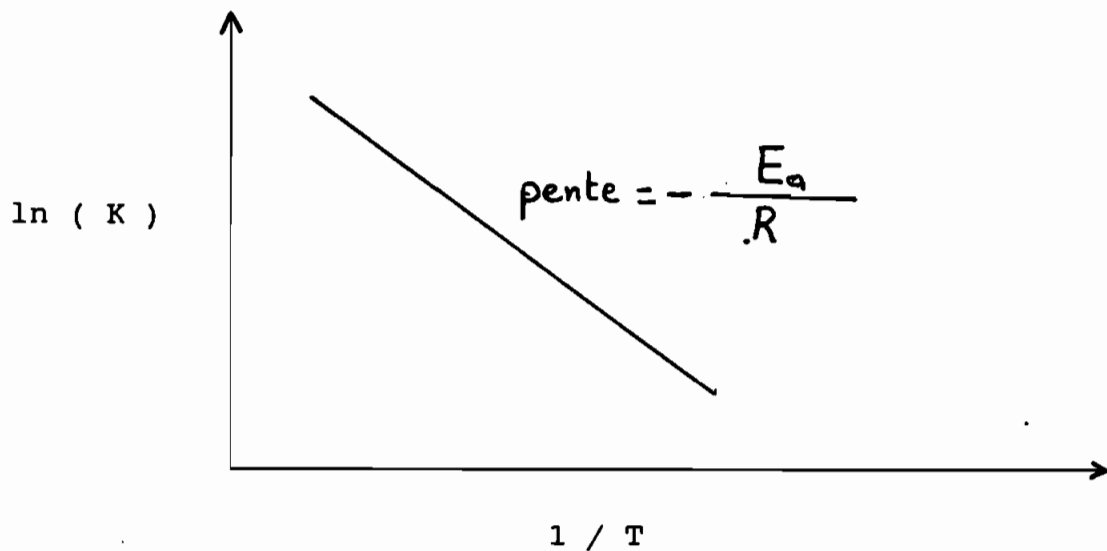


Figure A.2 : Relation entre la constante cinétique et la température.

Pour la plupart des réactions impliquées dans les traitements biologiques $E_a/T_1 T_2$ de la réaction précédente peut être considéré constant. L'équation devient :

$$\ln(K_2/K_1) = \text{constante}(T_2 - T_1)$$

$$K_2/K_1 = e^{\text{constante}(T_2 - T_1)}$$

Habituellement $e^{(\text{constante})}$ est remplacé par le symbole θ

d'où $K_2/K_1 = \theta^{(T_2 - T_1)}$

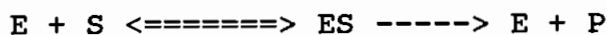
Cette relation n'est pas universelle. Plusieurs réactions de nature biologique ne s'y conforment pas. De plus la relation n'est vérifiée qu'à l'intérieur d'une variation assez faible de température.

3_ Enzymes

Ce sont les protéines qui, produites par les cellules vivantes, agissent comme catalyseur de réactions spécifiques.

L'enzyme se lie, pendant un très court temps à la substance qui subit une transformation. L'enzyme est ensuite libéré.

A titre d'exemple:



E = Enzyme

S = Substrat

P = Produit

Les enzymes accélèrent les réactions d'hydrolyse, d'oxydation et de synthèse.

Enzyme pour l'hydrolyse: Il hydrolyse (addition de molécules d'eau) des substances complexes insolubles en composés plus simples et solubles qui passent à travers la membrane cellulaire. C'est un enzyme extracellulaire.

Enzyme pour oxydation: Enzyme intracellulaire pour les réactions qui fournissent l'énergie aux microorganismes. Les réactions impliquent l'addition ou l'enlèvement d'oxygène ou d'hydrogène. Dans le cas de l'enlèvement d'hydrogène, un atome d'hydrogène est enlevé à la fois. Cet atome est passé d'un réseau d'enzymes à un

autre jusqu'au récepteur final: l'oxygène (O₂) dans des conditions aérobies; les composés oxydés dans des conditions anaérobies.

Enzyme pour la synthèse: C'est un enzyme intracellulaire. Il y a un grand nombre de ces enzymes.

B) Paramètres affectant la croissance des microorganismes

1_ Température

_ microorganismes thermophiles facultatifs:

$$41 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq T \leq 80 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

_ microorganismes thermophiles stricts

$$42 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq T \leq 80 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

_ microorganismes mésophiles

$$17 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq T \leq 47 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

_ microorganismes psychrophiles facultatifs

$$-6 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq T \leq 33 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

_ microorganismes psychrophiles stricts

$$-4 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq T \leq 22 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

1_ Oxygène

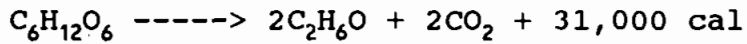
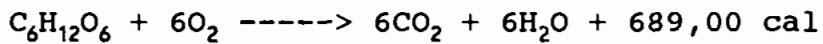
_ microorganismes aérobies : ils utilisent comme accepteur exclusif d'électrons.

_ microorganismes anaérobies : ils utilisent d'autres molécules que l'oxygène comme accepteur d'électrons.

_ microorganismes facultatifs : ils utilisent l'oxygène ou d'autres molécules comme accepteur d'électrons.

_ microorganismes microaériphiles : leur croissance est meilleure lorsque la concentration d'oxygène est très faible.

En général, les microorganismes aérobies et facultatifs oxydent complètement la matière organique alors que les organismes anaérobies ne l'oxyde que partiellement. Cette situation se reflète par la quantité d'énergie dégagée ainsi:

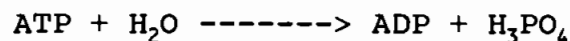


3_ pH

Le pH est un autre paramètre très important dans la croissance bactérienne.

C) Energie

L'excès d'énergie dégagée lors de réactions d'oxydo-réduction est entreposée sous forme d'ATP. Pour utiliser cette énergie la réaction suivante est impliquée:



à concentration standard (1 mole/l)

à pH = 7,0

à T = 30°

l'énergie dégagée par cette réaction est de 8400 cal

($\delta G = -8400$).

L'énergie peut aussi être entreposée sous forme d'ATP mais par l'intermédiaire d'un mécanisme plus compliqué. Un donneur produit des électrons qui sont transférés via un système de transport à un accepteur final (ex. O_2). Le donneur d'électron est un co-enzyme peut aussi avoir d'autres fonctions : porteur d'atomes spécifiques, de groupes fonctionnels etc...

II/ Détermination des paramètres K , DBO_u (L_a) et θ

A/ Evaluation des paramètres K et L_a

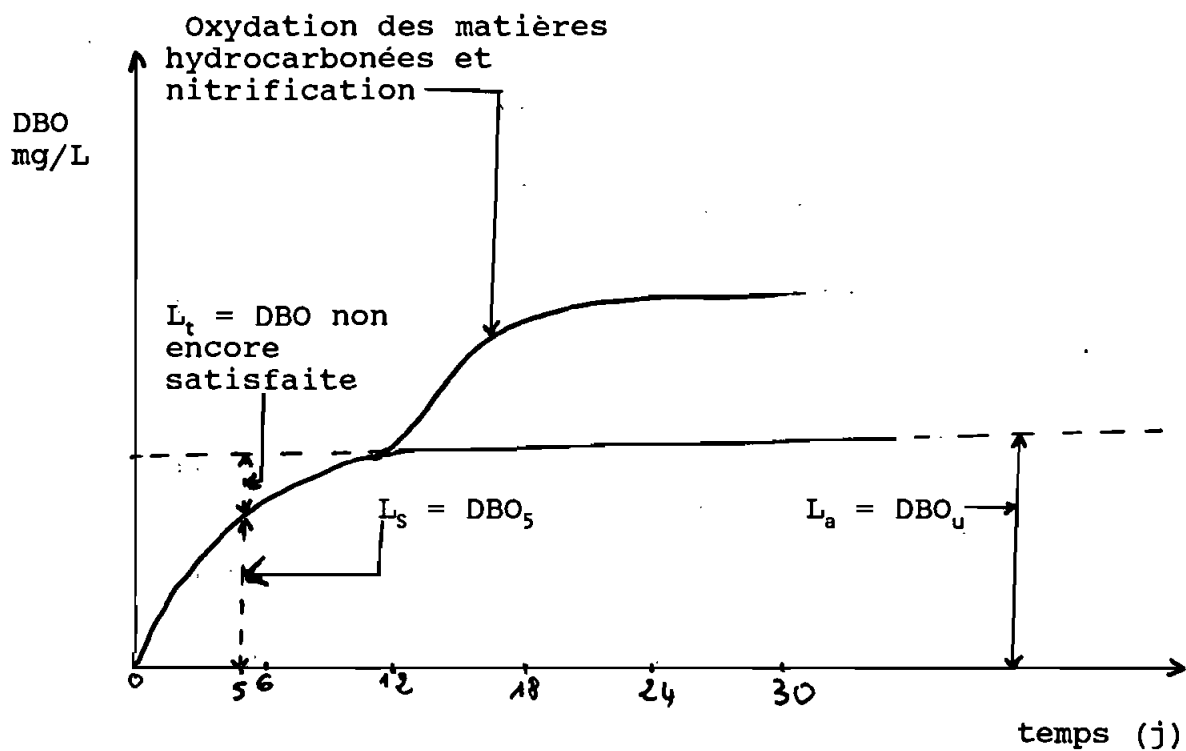


Figure A.3 : Evolution de la DBO .

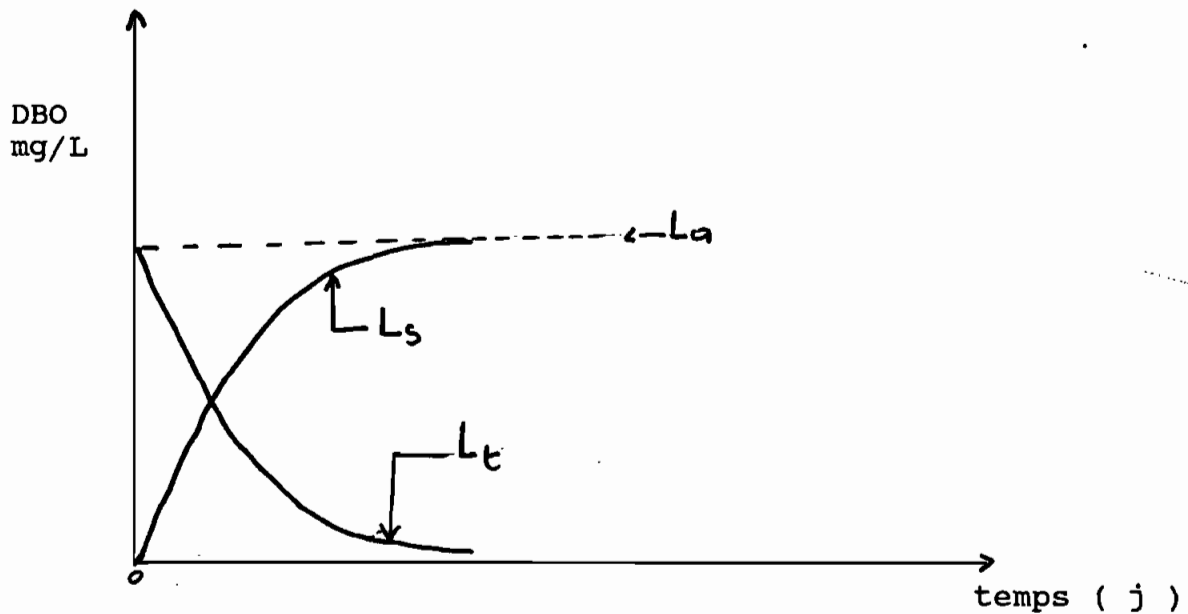


Figure A.4 : Modélisation de la DBO

Comme le montre la figure A.3 , la DBO se manifeste en deux phases . La première phase consiste en une oxydation d'une grande partie des matières hydrocarbonées . La deuxième phase consiste en une nitrification accompagnée de l'oxydation des matières hydrocarbonées non encore oxydées , afin d'assurer l'auto-oxydation du contenu cellulaire ou les besoins de leur métabolisme endogène . Au départ , la matière organique est utilisée par les microorganismes pour assurer leurs besoins énergétiques ainsi que leur croissance . Il en résulte une consommation d'oxygène et une augmentation de la population microbienne .

La stabilisation biologique d'une eau usée peut exiger beaucoup de temps et , dans la pratique , on prend pour référence standard une période d'incubation de 5 jours à laquelle correspond la DBO_5 . Les méthodes de détermination de la DBO ont été exposées

en détail par l'American Public Health Association et al. et par Akerlinch . Des précautions particulières s'imposent lorsqu'on neutralise les eaux usées de l'échantillon et lorsqu'on ensemence l'eau de dilution avec l'eau d'égout , l'eau de rivière polluée ou avec les cultures biologiques spéciales qui se sont adaptées aux déchets industriels particuliers . Pour obtenir la valeur de la DBO maximale , il est également important d'employer la dilution appropriée pour être certain que toute activité toxique est supprimée et que la totalité de l'oxygène dissous n'est pas consommée . Quand on obtient des valeurs croissantes de la DBO avec des dilutions croissantes , il faut continuer d'augmenter les dilutions jusqu'à ce que la DBO se stabilise à son maximum .

La DBO_u (L_a) est la somme de la DBO due aux matières hydrocarbonées déjà satisfaite et la DBO restante de ces matières

$$L_a = L_s + L_t \quad (1)$$

Où : $L_a = DBO_u$ (mg/L)

$L_s =$ DBO satisfaite après t jours (mg/L)

$L_t =$ DBO non encore satisfaite après t jours (mg/L)

La vitesse à laquelle la DBO des matières hydrocarbonées de la première phase sera satisfaite est interprétée d'habitude comme une réaction unique d'ordre 1 , soit :

$$dL_t / dt = - K' * t \quad (2)$$

Où K' = constante de réaction ou constante cinétique (j^{-1})

Donc le taux d'utilisation de l'oxygène est proportionnel à la quantité organique restante .

L'intégration de l'équation donne (voir figure A.4 pour le choix des bornes d'intégration) :

$$\ln (L_t / L_a) = -K' * t \quad \text{ou} \quad \text{Log} (L_t / L_a) = -K * t$$

$$\text{Avec } K' / 2,303 = K$$

$$L_t / L_a = 10^{-Kt} \quad \text{d'où} \quad L_t = L_a * 10^{-Kt}$$

$$\text{De (1) on a } L_s = L_a (1 - 10^{-Kt}) \quad (3)$$

La constante cinétique moyenne , K , varie considérablement en fonction des caractéristiques des eaux usées et de la température.

La méthode des différences logarithmiques permet de calculer L_a . En effet , la différentielle de l'équation (3) est de :

$$dL_s / dt = r = d / dt (L_a - L_a * 10^{-Kt}) = 2,303 * L_a * K * 10^{-Kt}$$

Avec r = la vitesse de consommation d'oxygène .

$$\text{D'où } \text{Log} (r) = \text{Log} (2,303 * L_a * K) - K * t \quad (4)$$

A partir des valeurs corrigées de L_s , on calcule r et on porte sur papier semi-logarithmique r en fonction du temps . La droite ainsi obtenue permet de calculer la pente qui sera de $-K$, ainsi que l'ordonnée à l'origine = $2,303 * L_a * K$.

B/. Détermination du coefficient de température : θ

De la relation de Van't Hoff-Arrhenius on a :

$$\ln (K_2 / K_1) = (T_2 - T_1) * \ln (\theta)$$

Etapas à suivre :

1. On détermine K_1 à une température de référence par le test de

la DBO . En général on considère une température de 20 °C ;

2. Puis on détermine K_2 de l'eau usée pour différentes températures par le test de DBO ;
3. Enfin on représente $\ln (K_2 / K_1)$ en fonction de $(T_2 - T_1)$ sur un papier arithmétique ; La pente de la droite donnera $\ln(\theta)$ Ou sur papier semi-Log on obtient une droite de pente θ .

TABLEAU A.1

VALEURS PROBABLES DE L'ÉNERGIE SOLAIRE VISIBLE, EN FONCTION DE LA LATITUDE ET DU MOIS,
DANS L'HÉMISPHERE NORD *

Latitude	Valeurs maximales et minimales probables de l'intensité de la lumière (I_{Lmax} et I_{Lmin}) en cal/cm ² /jour											
	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Jull.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
0°	255	266	271	266	249	236	238	252	269	265	256	253
	210	219	206	188	182	103	137	167	207	203	202	195
10°	223	244	264	271	270	262	265	266	266	248	228	225
	179	184	193	183	192	129	158	176	196	181	176	162
20°	183	213	246	271	284	284	282	272	252	224	190	182
	134	140	168	170	194	148	172	177	176	150	138	120
30°	136	176	218	261	290	296	289	271	231	192	148	126
	76	96	134	151	184	163	178	166	147	113	90	70
40°	80	130	181	241	286	298	288	258	203	152	95	66
	30	53	95	125	162	173	172	147	112	72	42	24
50°	28	70	141	210	271	297	280	236	166	100	40	26
	10	19	58	97	144	176	155	125	73	40	15	7
60°	7	32	107	176	249	294	268	205	126	43	10	5
	2	4	33	79	132	174	144	100	38	26	3	1

* Adapté d'Oswald (1964b), p. 8, avec l'autorisation des éditeurs.

Valeur moyenne de $I_L = I_{Lmin} + s' (I_{Lmax} - I_{Lmin})$, où $s' = \frac{\text{ensoleillement total (heures)}}{\text{ensoleillement total possible (heures)}}$

Production d'algues, en kg/ha/jour = $Y_a = 0,15 F/I_L$.

Production d'oxygène, en kg/ha/jour = $0,25 F/I_L$.

ANNEXE 3

**Tableau A.2 : Données du projet d'assainissement de la ville de
SAINT-LOUIS.**

<u>Habitants branchés</u>	35000	50000
<u>Eaux d'égout déversées :</u>		
.par habitant et jour (L/hab.Xj)	49,6	62,2
.en total (m ³ / j)	1736	3110
<u>Débits :</u>		
.moyen eaux résiduaires (L/S)	20	36
.infiltration (L/S)	2	—
.débit moyen (L/S)	22	36
.débit maximum (L/S)	50	81
<u>DBO₅ :</u>		
.par habitant (g/hab.j)	44	44
.en total (Kg/j)	1540	2200
.concentration moyenne (mg/L)	810	710
<u>MES :</u>		
.par habitant (g/hab.j)	60	60
.en total (Kg/j)	2100	3000
.concentration moyenne (mg/L)	1100	960

BIBLIOGRAPHIE

1. GROUPEMENT ITALCONSULT - SINCO
Avenant N° 5 , assainissement de la ville de Saint-Louis
(Sénégal) , Programme d'urgence , vol 1 , Traitement des eaux résiduaires au moyen d'un étang biologique naturel , Mémoire de calcul, 24 p.(Mai 1987).
2. BAUDRY J.P , Traitement des eaux , 231 p ,
Editions Le Griffon d'argile Inc . (1984)
3. BENEFIELD L. D. , RANDALL C. W. , Biological Process Design for Wastewater Treatment ,526p., Prenticehall Inc., (1980)
4. DRAPEAU A.J., JANKOVIC S. , Manuel de microbiologie de l'environnement , 251 p., Organisation Mondiale de la Santé, (1977)
5. ECKENFELDER W.W. , Gestion des eaux usées urbaines et industrielles , 503p., Technique et documentation Lavoisier, (1982)
6. EDELINE F. , L'épuration biologique des eaux résiduaires , théorie et technologie , ouvrage de référence et de synthèse à l'intention des étudiants , des ingénieurs et des praticiens , 306p., Editions C.E.B.E.D.O.C s.p.r.l , (1979)
7. FAIR et al. , Water and Wastewater Engineering , vol. 2 , Water Purification and Wastewater Treatment and disposal , John Wiley and Sons Inc. , (1968) .
8. GLOYNA E. F., Bassins de stabilisation des eaux usées ,187p., Organisation Mondiale de la Santé ,série de monographies N°60, (1972)
9. NDIONGUE SOULEYMANE , Notes de cours d'assainissement des eaux dispensé à l'E.P.T , premier semestre 1990 .

10. SHUVAL HILLEL I. et al. , Wastewater Irrigation in developing countries , Health effects and technical solutions , Integrated Resource Recovery , UNDP Project Management , Report N°6, World Bank Technical Paper N° 51 , 324 p.
11. TARDAT-HENRY M., BAUDRY J.P , Chimie des eaux , première édition , 340p., Editions Le Griffon d'argile Inc, (1984)
12. TOURE CH., Stations d'épuration desz eaux usées , Comparaison économique des différents types de step , Installation d'assainissement individuel, 138 p., E.P.F.L et E.P.T, (1982).
13. VALIRON F. et al., La réutilisation des eaux usées , Technique et documentation Lavoisier , 208 pages, (1983)