

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université Akli Mohand Oulhadj - Bouira -
Institut de Technologie



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة أكلي محمد أوحاج
- البويرة -
معهد التكنولوجيا

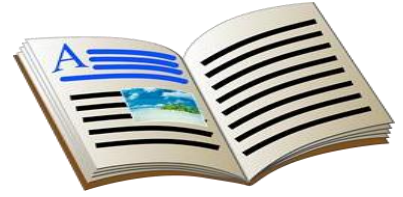
Département de Génie de l'eau

Polycopié de cours

Filière : Génie de l'eau

Spécialité : Génie de l'eau

Niveau : 2^{ème} Année Licence



Procédés Biologiques de traitement des eaux

**Par : Dr IGGUI kahina
Grade : MCB**

Année : 2019/2020

PREFACE

L'eau constitue l'élément majeur du monde minérale et biologique. C'est également le vecteur privilégié de la vie et de l'activité humaine. En tenant compte des usages domestiques, industriels et agricoles, la consommation globale d'eau par an et par habitant peut atteindre mille cinq cents mètres cubes. Cependant l'eau dont nous disposons dans la nature n'est pas suffisamment pure et présente différentes impuretés sous forme de matières en suspension ou en solution. Cette pollution permanente est liée aux rejets industriels, eaux usées d'origine urbaine, à l'emploi dans l'agriculture des pesticides et des engrais ; s'y ajoute la pollution exceptionnelle liée aux déversements intempestifs ou aux accidents de transport. Pratiquement, plus la qualité de l'eau diminue, plus la nécessité de procéder aux traitements des eaux, à des contrôles fréquents et étendus devient impérieuse pour les rendre aptes aux applications envisagées ou après utilisation pour éviter tout dommage à notre environnement.

Le traitement de l'eau est un domaine à la frontière de plusieurs disciplines. Le traitement des eaux usées industrielles fait appel en partie aux mêmes technologies que la purification de l'eau, mais aussi à de nombreuses autres techniques et procédés, comme les bioréacteurs et les procédés biologiques de l'épuration. En effet, Pour l'élimination de la pollution soluble à caractère organique biodégradable, on a recours généralement à des procédés biologiques d'épuration par voie aérobie ou anaérobie. On ne pourra, par contre, assurer la dépollution des rejets renfermant des composés minéraux ou organiques non biodégradables, dont certains ont un caractère toxique, que par l'intermédiaire de procédés physico-chimiques qui selon les facteurs spécifiques de la pollution sont constitués par : les techniques de neutralisation, d'oxydoréduction, de précipitation chimique, procédé physique comme rayonnement ultraviolets (UV), gamma irradiation.

Cet ouvrage est un support pédagogique solide destiné aux étudiants de Licence Professionnelle en Génie de l'Eau et aux professionnels concernés par les problèmes de l'eau, est propose un panorama global et synthétique des procédés physico-chimiques et biologiques de traitement des eaux potable et eaux usées. Le cours, clair et facilement abordable est constitué de trois chapitres, complété par des exercices d'application entièrement résolus. Le premier chapitre concerne la croissance bactérienne et la cinétique microbienne des cultures continues et discontinues qui est la base de tous les traitements biologiques des eaux. Le second chapitre est consacré à la présentation des procédés physico-chimiques les plus couramment utilisés dans la désinfection de l'eau à savoir la désinfection par les produits chlorés, l'ozone et rayonnement ultraviolets. Le chapitre trois analyse les procédés biologique d'épuration de l'eau par voie aérobie ou anaérobie.

SOMMAIRE

Liste des figures.....	i
Liste des tableaux.....	ii
Chapitre I : Cinétiques microbiennes des cultures continues et discontinues	
I. Cinétiques microbiennes des cultures continues et discontinues.....	1
I.1. Notion de croissance Bactérienne	1
I.2. Croissance bactérienne.....	1
I.2.1. Aspects théoriques de la croissance	1
I.2.2. Aspects expérimentaux de la croissance	2
I.2.2.1. Courbe expérimentale de croissance.....	2
I.2.2.2. Détermination graphique du taux de croissance.....	4
Exercice d'application.....	4
I.2.3. Quantification du phénomène de croissance-équation de MONOD.....	5
I.3. Croissance bactérienne continue.....	6
1.3.1. Fermentation continue infiniment (parfaitement) mélangé	7
1.3.2. Fermentation continue à gradient de concentration.....	7
I.4. Croissance bactérienne discontinue.....	7
I.4.1. Fermentation discontinue non alimentée (Batch).....	7
I.4.2. Fermentation discontinue alimentée (Fed Batch).....	8
I.5. Croissance bactérienne avec recyclage de la biomasse.....	10
Chapitre II : Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau	
II. Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau.....	11
II.1. Introduction.....	11
II.2. Sélection d'un procédé de désinfection.....	11
II.2.1. Critères de sélection.....	11
II.2.2. conditions de sélection.....	12
II.3. Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau.....	12
II.3.1. Utilisation des produits chlorés comme agent de traitement de l'eau- chloration	12
II.3.1.1. Principe de chloration.....	12
II.3.1.2. Utilisation du Gaz chloré comme agent de traitement de l'eau.....	14
Exercice d'application.....	15

II.3.1.2.1. Dosage du chlore.....	16
II.3.1.2.2. Avantages et inconvénients du chlore.....	16
II.3.1.3. Utilisation du dioxyde de chlore comme agent de traitement de l'eau...	17
II.3.1.3.1. Mode d'action.....	17
II.3.1.3.2. Avantages et inconvénients du dioxyde de chlore.....	17
II.3.2. Utilisation de l'ozone comme agent de traitement de l'eau (Ozonation)...	18
II.3.2.1. Mode d'action.....	18
II.3.2.2. Production de l'ozone.....	19
II.3.2.3. Principe de fonctionnement	20
II.3.2.4. Dosage d'ozone.....	20
II.3.2.5. Avantages et inconvénients de l'ozone.....	21
II.3.3. Désinfection par les ultraviolets (U.V.).....	22
II.3.3.1. Généralité.....	22
II.3.3.2. Principe de fonctionnement.....	22
II.3.3.3. Les lampes ultraviolet.....	23
II.3.3.4. Dose de rayonnement UVc.....	24
II.3.3.5. Limites de la stérilisation par ultraviolet.....	24

Chapitre III : Procédés biologiques de traitements des eaux

III. Procédés biologiques de traitements des eaux.....	25
III.1. Introduction.....	25
III.2. Procédés biologiques aérobies.....	26
III.2.1. Procédés biologique aérobie à culture fixées.....	26
III.2.1.1. Notion de biofilm.....	26
III.2.1. 1.1. Les facteurs influençant sur la formation et le développement de biofilm.....	29
III.2.1.1.2. Contrôle de biofilm.....	26
III.2.1.1.3. Pénétration de l'oxygène O ₂ et du substrat S dans le biofilm.....	30
III.2.1.2. Lit bactérien.....	32
III.2.1.2.1. Description d'un lit bactérien.....	32
III.2.1.2.2. Principe de fonctionnement.....	33
III.2.1.2.3. Paramètres de fonctionnement	34
III.2.1.2.4. Classification des lits bactériens.....	34
Exercice d'application.....	35
III.2.1.2.5. La conception d'un lit bactérien à forte charge.....	36
III.2.1.2.6. Inconvénients du Lit bactérien.....	37

III.2.1.3. Les disques biologiques (biodisques).....	37
III.2.1.4. Biofiltre.....	40
III.2.2. Procédés biologiques aérobies à culture libre.....	40
III.2.2.1. Procédé de traitement aérobie par boues activées.....	41
III.2.2.1.1. Description générale et principe de fonctionnement.....	41
III.2.2.1.2. Besoin en oxygène.....	43
III.2.2.1.3. Paramètres de fonctionnement.....	44
III.2.2.1.4. Classification des bassins à boues activées	46
III.2.2.1.5. Paramètres de conception et de dimensionnement d'un BBA.....	46
Exercice d'application.....	48
III.2.2.2. Procédé de traitement aérobie par lagunage.....	49
III.2.2.2.1. Introduction	49
III.2.2.2.2. Définition.....	49
III.2.2.2.3. Principe générale de fonctionnement.....	50
III.2.2.2.4. Aspects biologiques du fonctionnement.....	52
III.2.2.2.5. Cinétique de l'épuration.....	53
III.2.2.2.6. Les différents types de lagunage.....	56
III.3.2.2.7. Influence des conditions climatiques sur les performances du lagunage.....	59
III.3.2.2.8. Avantages et inconvénients de procédés lagunage.....	60
Exercice d'application.....	61
III.2.3. Traitement biologique de la pollution azotée.....	61
III.2.4. Traitement biologique de la pollution phosphorée.....	62
Exercice d'application.....	63
III.3. Procédés biologique aérobie.....	64
III.3.1. Introduction.....	64
III.3.2. Le métabolisme du procède bactérien anaérobie.....	64
III.3.3. Paramètres de la digestion anaérobie.....	66
III.3.4. Procédés de la digestion anaérobie.....	67
III.3.4.1. Procédés à culture libre.....	68
III.3.4.2. Procédés à cultures fixes.....	68
III.3.5 Paramètres de dimensionnement	69
III.3.5.1. La charge spécifique.....	69
III.3.5.2. Temps de rétention.....	71
Exercice d'application.....	71
Références bibliographiques.....	72

Liste des figures

Figure I.1 : Représentation schématique de la fonction (4) et (5).....	2
Figure I.2 : Courbe expérimentale de croissance montrant les différentes phases de croissance distinctes par μ	2
Figure I.3 : Schéma de l'assimilation et de dissimilation.....	5
Figure I.4 : cuve de fermentation en croissance continue.....	6
Figure I.5 : Fermentation avec recyclage.....	10
Figure II.1 : Schéma d'un système à hypochlorite.....	13
Figure II.2 : Désinfection par chloration.....	13
Figure II.3 : Génération d'ozone par décharge Corona. Principe.....	19
Figure II.4 : Les principaux composants d'un système d'ozonisation de l'eau.....	19
Figure II.5 : Installation typique à ozone.....	20
Figure II.6 : Coup d'un appareil de désinfection de l'eau aux rayons ultraviolet (UV)..	23
Figure III.1 . Structure d'un biofilm.....	27
Figure III.2 : Schéma de principe du biofilm.....	27
Figure III.3 : Epuisement de l'oxygène dans un biofilm.....	30
Figure III.4 : Flux d'oxygène à travers un élément de biofilm.....	31
Figure III.5 : Photo d'éléments de remplissage d'un lit bactérien.....	32
Figure III.6 : Schéma de principe d'un lit bactérien.....	33
Figure III.7 : Schéma de principe d'une filière type par lit bactérien.....	36
Figure III.8 : Photo de disques biologiques.....	38
Figure III.9 : Schéma de principe des biodisques.....	38
Figure III.10 : Schéma de principe d'une filière type de disques biologiques.....	39
Figure III.11 : Biofiltre.....	40
Figure III.12 : Principe de fonctionnement de procédés à boues activées.....	41
Figure III.13 : Photo de bassins de lagunage.....	50
Figure III.14 : Cycles Biologiques d'une lagune.....	51
Figure III.15 : Photo lagunes aérées.....	57
Figure III.16 : Photo lagune anaérobie.....	58
Figure III.17 : L'utilisation du phosphore par les bactéries en fonction de milieu.....	62
Figure III.18 : Photo d'un digesteur.....	64
Figure III.19 : étape de la dégradation anaérobie.....	66

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Demi-vie de l'ozone.....	21
Tableau II.2 : Caractéristiques des lampes UV.....	23
Tableau II.3 : Doses d'inactivation D de quelques microorganismes communs.....	24
Tableau III.1 : Valeurs de C_{ma} , C_{va} et temps d'aération par type de bassins.....	46
Tableau III.2 : Valeurs de constante k en fonction de la température.....	53

Chapitre I : Cinétiques microbiennes des cultures continues et discontinues

I. Cinétiques microbiennes des cultures continues et discontinues

I.1. Notion de croissance Bactérienne

On trouve les bactéries (microorganismes) dans tous les types d'environnement présents dans la nature : elles colonisent tous les écosystèmes, les sols, les eaux douces (lacs, mares, étangs, rivières...) et les eaux marines, l'air, mais aussi des environnements plus hostiles tels que le fond des océans, les déserts, les pôles, etc. [1]. Les matières organiques en solution et les minéraux dissous permettent le développement des bactéries en divers métabolites. Les bactéries peuvent être très utiles à l'Homme dans de nombreux domaines tels que : dépollution naturelle des eaux usées et des sols pollués, agriculture, médecine humaine et vétérinaire, agroalimentaire et Biotechnologie en pharmaceutiques et/ou industriels.

La croissance est définie comme l'accroissement ordonné de tous les composants d'un organisme. Chez les organismes pluricellulaires, elle conduit à une augmentation de taille ou de masse. Chez les micro-organismes unicellulaires (bactéries), elle aboutit à une augmentation du nombre d'individus (division cellulaire). Parallèlement, cette croissance se traduit par un appauvrissement du milieu en substrats (catabolise) et par un enrichissement en divers métabolites [2].

I.2. Croissance bactérienne

I.2.1. Aspects théoriques de la croissance

Théoriquement, une bactérie, placée dans un milieu convenable peut se multiplier indéfiniment, par fission binaire. La croissance se fait selon une progression géométrique : 1, 2, 4, 8, etc... ou $2^0, 2^1, 2^2, 2^3, \dots, 2^n$ (où n = nombre de générations). Il s'agit d'une croissance exponentielle, mais, en réalité, cette allure exponentielle ne représente qu'une petite partie de la multiplication bactérienne (Figure I.1). Si on part d'une population initiale X_0 , au bout de n divisions, on aura un nombre théorique de bactéries: $X = 2^n X_0$ (1).

Temps de génération G : correspondant au temps qui sépare deux divisions successives (ou temps nécessaire au doublement d'une population). Avec $G = t / n$ (2)

Le taux de croissance (μ) : exprime la vitesse de multiplication des bactéries; c'est le nombre de divisions effectuées par unité de temps. Avec $\mu = n / t$

$\Rightarrow n = \mu t$ (3), (1) et (3) $\Rightarrow x = 2^{\mu t} x_0$ (4), Il s'agit d'une fonction exponentielle (Figure I.1).

Chapitre I : Cinétiques microbiennes des cultures continues et discontinues

Pour la simplifier (linéarisation), on va lui faire subir une transformation logarithmique

(Figure I.1): $\log x = \mu t \log 2 + \log x_0$ (5) $\leftrightarrow \text{Ln } X = \mu t \text{ Ln } 2 + \text{Ln } X_0$ ($Y = aX + b$)

$$\text{d'où } \mu = \frac{\text{Ln } X - \text{Ln } X_0}{t \text{ Ln } 2} \quad \text{et} \quad G = \frac{t \text{ Ln } 2}{\text{Ln } X - \text{Ln } X_0}$$

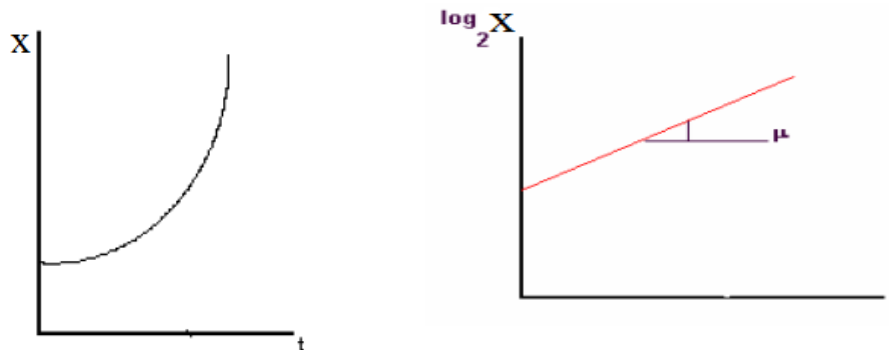


Figure I.1 : Représentation schématique de la fonction (4) et (5).

I.2.2. Aspects expérimentaux de la croissance

I.2.2.1. Courbe expérimentale de croissance

Onensemence un milieu de culture favorable et on assure le suivi de la croissance bactérienne en réalisant des dénombrements bactériens à des intervalles de temps réguliers.

On obtient la courbe suivante (Figure I.2).

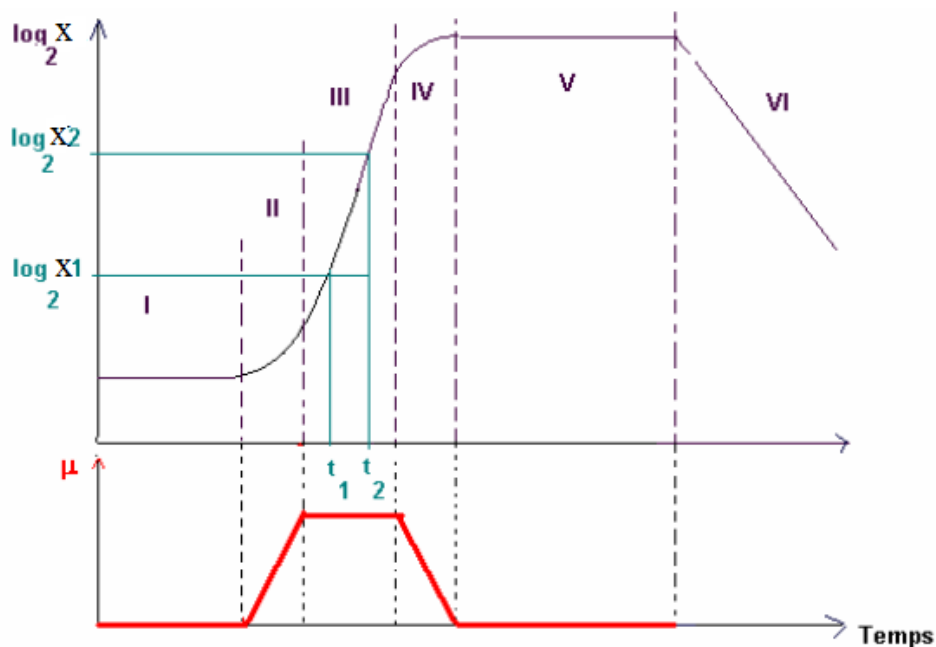


Figure I.2 : Courbe expérimentale de croissance montrant les différentes phases de croissance distinctes par μ

Chapitre I : Cinétiques microbiennes des cultures continues et discontinues

En nous appuyant sur le taux de croissance, la figure ci-dessus nous permet de distinguer 6 phases de croissance [2] :

Phase de latence (I) : C'est le temps nécessaire aux bactéries pour synthétiser des enzymes adaptées au substrat. C'est une période d'adaptation pendant laquelle les cultures ne se divisent pas, c'est-à-dire qu'à un instant (t) le nombre de cellules est égale au nombre initial donc il n'y a pas eu de croissance. Pendant cette période qui peut être très courte, le taux de croissance est nul ($\mu_x = 0$, $\frac{dX}{dt} = 0$). Cette durée d'adaptation dépend :

- du type de micro-organismes
- du nombre de germes inoculés
- de l'état physiologique de ces germes
- de la température du milieu de culture
- des différences de compositions et concentrations entre l'ancien et le nouveau milieu de culture
- s'il s'agit d'algues, de l'intensité lumineuse et de la longueur d'onde des radiations éclairant le fermenteur.

Phase d'accélération (II) : il se produit une augmentation de la vitesse de croissance et du taux de croissance ($\frac{dX}{dt} > 0$, $\mu_x > 0$)

Phase de croissance exponentielle (III) : au cours de cette période la vitesse de croissance est constante ($\frac{dX}{dt} = \text{cst}$), le temps de doublement des bactéries est le plus court et le taux de croissance atteint un maximum ($\mu_x = \text{max}$). Les cellules bactériennes se divisent sans arrêt, tant que les nutriments sont disponibles, les substances toxiques sont absentes et le pH est optimal

Phase de ralentissement (IV) : appelée aussi phase décélération, caractérisée par une diminution du taux de croissance (μ_x diminue) et de vitesse de croissance ($\frac{dX}{dt}$ diminue) . il y a épuisement du milieu nutritif et accumulation des déchets. Il existe un début d'autolyse des bactéries.

Phase stationnaire (V) : correspond à l'arrêt de croissance ($\frac{dX}{dt} = 0$), le taux de croissance devient nul ($\mu_x = 0$) et le nombre de cellules reste stable ($X = \text{cst}$). Il y a une compensation entre les bactéries qui meurent, par autolyse, et celles qui continuent à se multiplier.

Phase de déclin (VI) : c'est une période de décroissance où le taux de croissance est négatif ($\mu_x < 0$), toutes les ressources nutritives sont épuisées, les bactéries ne se divisent plus et le nombre de bactéries viables diminue. Ceci est dû à une lyse cellulaire sous l'action des enzymes protéolytiques endogènes (autolyse).

Chapitre I : Cinétiques microbiennes des cultures continues et discontinues

I.2.2.2. Détermination graphique du taux de croissance

D'après la courbe de la figure 2, le taux de croissance maximum peut être déterminé graphiquement, durant la phase exponentielle de croissance, comme suit:

$$\mu_{x \text{ exp}} = (\log_2 x_2 - \log_2 x_1) / t_2 - t_1$$

Le taux de croissance est très variable selon les espèces et les conditions de culture.

Le temps de génération peut être déterminé comme suit : $G = \text{Ln}2 / \mu_{x \text{ exp}}$.

Exercice d'application

La croissance d'*E. Coli* en milieu non renouvelé est étudié sur un milieu adéquat et dans des conditions favorables. Des mesures effectuées pendant la phase exponentielle aux temps t_1 et t_2 ont donné les résultats suivants :

$t_1 = 2$ heures	$\text{Ln}X_1 = 15.85$
$t_2 = 3$ heures	$\text{Ln}X_2 = 17.95$

- Définir et calculer $\mu_{x \text{ expo}}$ et déduire le temps de génération (on prendra $\text{Ln}2=0.7$).

Réponse

Taux de croissance = vitesse spécifique de croissance en phase exponentielle, constante et maximale dans les conditions opératoires considérées.

Le taux de croissance $\mu_{x \text{ expo}}$ s'exprime par la relation $(\text{Ln}X_2 - \text{Ln}X_1) / (t_2 - t_1)$, soit $(17.95 - 15.85) / (3 - 2) = 2.1 \text{ h}^{-1}$.

Le temps de génération se déduit du taux de croissance par la relation : $\text{Ln}2 / \mu_{x \text{ expo}}$, soit ici $0.7 / 2.1 = 0.33$ heure, soit 20 minutes.

I.2.3. Quantification du phénomène de croissance-équation de MONOD

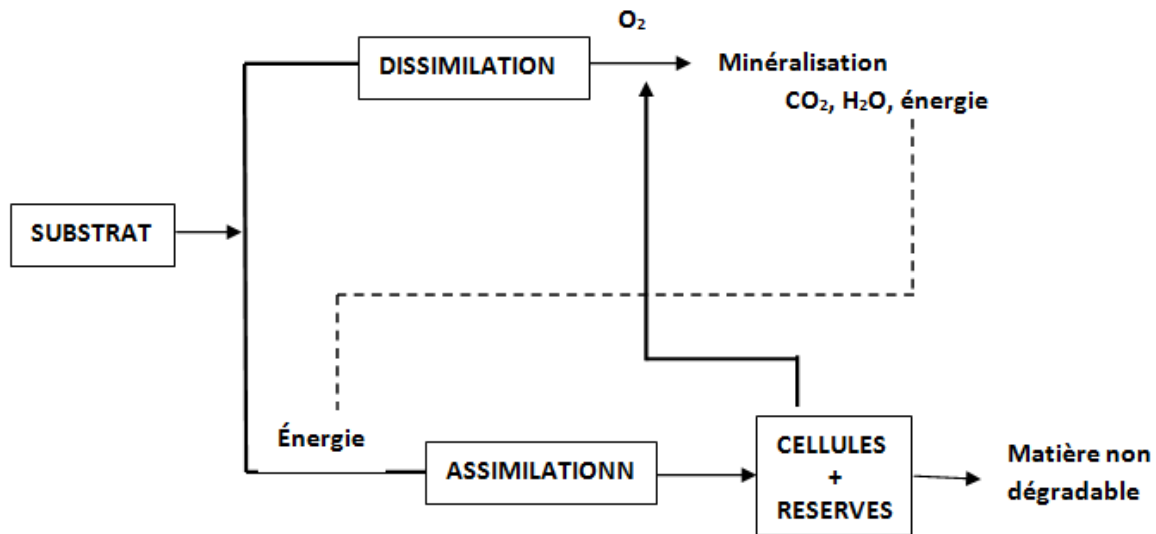


Figure I.3 : Schéma de l'assimilation et de dissimilation [3].

Cinétique de croissance limitée par un substrat

La décomposition cellulaire se poursuit jusqu'à une proportion qui est déterminée par la quantité du substrat disponible. La vitesse de croissance peut être exprimée en fonction de l'apport de nutriment. Si X est la densité de la population bactérienne, en mol/dm³ :

$$\frac{dX}{dt} = -y \frac{dS}{dt} \quad ; \quad -y = \frac{dX}{dS}$$

avec y qui représente le rendement cellulaire vis-à-vis de la concentration en substrat limitant S. On peut aussi écrire :

$$\frac{1}{X} \frac{dX}{dt} = - \frac{y}{X} \frac{dS}{dt}$$

MONOD (1942), s'inspirant des lois de la cinétique enzymatique, a proposé le concept de réaction maîtresse, la plus lente d'une série, et conditionnant de ce fait la vitesse de l'ensemble. On pourrait alors représenter l'assimilation d'un substrat par une équation analogue à celle de MICHAELIS-MENTEN, en remplaçant seulement les vitesses de réaction V et V_{max}, par les taux de croissance μ et μ_{max}. μ sera fonction de la nature chimique et de la concentration du substrat limitant [4].

$$\mu = \frac{1}{X} \frac{dX}{dt} = \mu_{\max} \frac{S}{K_s + S} \quad \text{avec } K_s = \frac{\mu_{\max}}{2}$$

S : Concentration en substrat, K_s : constante de MONOD

μ_{max} : vitesse maximale spécifique de croissance (h⁻¹), μ : vitesse spécifique de croissance (h⁻¹)

Chapitre I : Cinétiques microbiennes des cultures continues et discontinues

La constante de MONOD ou de demi saturation, à la dimension d'une concentration et correspond à la valeur pour laquelle $\mu = \frac{\mu_{\max}}{2}$, dans le cas où S tend vers K_s , il est à noter que l'élément, dont la teneur est limitante, règle la croissance.

La concentration en substrat (S) ou en produit peut être calculée à un temps t quelconque

Par la relation :

$$\begin{aligned} \frac{dS}{dt} = -k[S] &\Rightarrow \frac{dS}{S} = -k dt \Rightarrow \int_{S_0}^S \frac{dS}{S} = k \int_0^t dt \Rightarrow \ln \frac{S}{S_0} = -kt \\ &\Rightarrow [S] = [S_0]e^{-kt} \end{aligned}$$

Cinétique de croissance non limitée par un substrat

Lorsque les concentrations en substrat sont élevées, on peut observer un arrêt de la croissance du microorganisme avant que les substrats soient épuisés.

$$\mu = \frac{1}{X} \frac{dX}{dt} = \mu_{\max} \left(1 - \frac{X}{X_{\max}} \right)$$

Cette relation différentielle présente l'avantage de s'intégrer

$$X = \frac{X_0 \exp(\mu_{\max} t)}{1 - \frac{X_0}{X_{\max}} (1 - \exp(\mu_{\max} t))}$$

I.3. Croissance bactérienne continue

Il y a maintien d'une croissance exponentielle continue lorsque le milieu de culture est renouvelé régulièrement et que les métabolites sont éliminés en même temps. La valeur μ est maximale et constante. La fermentation s'effectue dans un bioréacteur (Figure I.4), où le substrat est introduit tous au long de la réaction. Deux principaux cas sont envisagés :

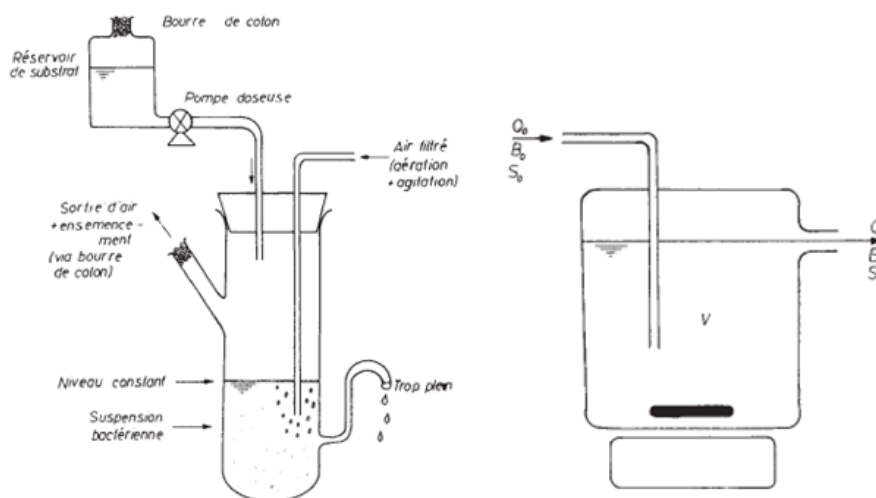


Figure I.4 : Cuve de fermentation en croissance continue [5]

Chapitre I : Cinétiques microbiennes des cultures continues et discontinues

1.3.1. Fermentation continue infiniment (parfaitement) mélangé

La suspension microbienne en fermentation est homogène en tout point de bioréacteur, l'alimentation est soutirage se fait en même débit $Q_E = Q_S = Q$

Le bilan massique par rapport à la biomasse est :

$$Q.X_0 + r_x.V = QX + \frac{d(VX)}{dt}$$

Avec : V : volume du liquide, Q : débit volumique, X_0 , X concentration respectives de la biomasse à l'instant initiale t_0 à l'instant t.

A l'état d'équilibre le bilan sera : $Q.X_0 + r_x.V = QX$

Soit $D = \frac{Q}{V}$ le taux de dilution $D = (X - X_0) = r_x = \mu X$

Le temps de séjour moyen pour que le taux de dilution soit égal au taux de croissance est :

$$\tau = \frac{1}{D} = \frac{X}{r_x} \quad \text{avec } X=0$$

1.3.2. Fermentation continue à gradient de concentration

Le concept du réacteur piston peut être appliqué à la fermentation. C'est un réacteur tubulaire dans lequel le milieu de cultureensemencé (X_0) se déplace en même temps que la fermentation se déroule. La concentration en biomasse et produit augmente progressivement le long du réacteur alors que la concentration en substrat diminue.

Bilan sur la biomasse :

$$QX + r_x dV = Q(X + dX) \quad r_x dV = QdX$$

Le temps nécessaire pour passer d'une concentration X_0 biomasse à une concentration X est donné par l'expression:

$$t = \frac{V}{Q} = \int_{X_0}^X \frac{dX}{r_x}$$

I.4. Croissance bactérienne discontinue

I.4.1. Fermentation discontinue non alimentée (Batch)

La fermentation est réalisée dans un système clos dans lequel un même volume de milieu non renouvelé est utilisé pour la croissance des microorganismes. Le volume dans la cuve de fermentation est donc constant et la quantité de nutriments est limitée.

Le bilan en fermenteur batch est :

$Q_E = Q_S = 0$ (ni entré ni sortie), V = constant

Chapitre I : Cinétiques microbiennes des cultures continues et discontinues

$$\text{Bilan sur le substrat : } -r_S = \frac{d(S)}{dt}$$

$$\text{Bilan sur la biomasse : } r_X = \frac{d(X)}{dt}$$

$$\text{Bilan sur le produit : } r_P = \frac{d(P)}{dt}$$

La concentration en biomasse (X) augmente inversement par rapport à celle du substrat (S) qui lui est consommé. Le produit recherché (P) apparaît et sa concentration augmente. Le temps nécessaire pour passer de la concentration en substrat S_0 à la concentration S, après consommation par le processus de fermentation est donné par la formule suivante :

$$t = - \int_{S_0}^S \frac{dS}{r_S}$$

r_S étant la vitesse de la réaction de fermentation souvent modélisé par l'équation de Monod.

Le temps nécessaire pour passer de la concentration cellulaire X_0 , à la concentration X est donné par la formule suivante :

$$t = \int_{X_0}^X \frac{dX}{r_X}$$

r_X désigne la vitesse de croissance cellulaire.

Par le même raisonnement on peut écrire, si r_P est la vitesse d'apparition du métabolite recherché, le temps nécessaire pour obtenir une concentration finale P de produit est donné par la relation suivante:

$$t = \int_{P_0}^P \frac{dP}{r_P}$$

I.4.2. Fermentation discontinue alimentée (Fed Batch)

Après une phase rapide de démarrage, correspondant à la fermentation discontinue, on introduit le milieu de culture on dit qu'on a atteint la phase exponentielle de croissance (2ème phase). Le débit d'alimentation Q est réglé de façon à ce que la concentration en substrat soit constante dans le fermenteur $\frac{dS}{dt} = 0$ et corresponde à une étape de la phase logarithmique de croissance cellulaire. Le fermenteur est alimenté sans soutirage.

$$\text{Bilan massique par rapport au substrat : } Q \cdot E \cdot S_0 - r_S = + \frac{d(VS)}{dt}$$

$$\text{Bilan massique par rapport à la biomasse : } r_X \cdot V = \frac{d(VX)}{dt}$$

$$\text{Bilan massique par rapport au produit : } r_P \cdot V = \frac{d(VP)}{dt}$$

Chapitre I : Cinétiques microbiennes des cultures continues et discontinues

L'augmentation du volume du liquide dans la cuve est exprimé par : $dV = Q dt$

Dans ces conditions, le volume de milieu en fermentation augmente ainsi que celui de la

biomasse (XV), selon l'expression : $\frac{d(XV)}{dt} = r_X V = \mu X V = V \frac{dX}{dt} + X \frac{dV}{dt}$

$$\frac{d(XV)}{XV} = \mu dt \Rightarrow XV = X_0 V_0 e^{\mu t}$$

L'équation de bilan sur le substrat devient :

$$QS_0 - \frac{r_X}{Y_{X/S}} V = + \frac{d(VS)}{dt} = \frac{S dV}{dt} = Q S$$

$$Q(S_0 - S) = \frac{r_X}{Y_{X/S}} V = \frac{\mu X}{Y_{X/S}} V$$

Avec

$$Q = \frac{\mu X V}{Y_{X/S} (S_0 - S)} = \frac{\mu X_0 V_0}{Y_{X/S} (S_0 - S)} e^{\mu t}$$

$$V = V_0 \int_0^t Q dt$$

$$V = V_0 \frac{\mu X_0 V_0}{Y_{X/S} (S_0 - S)} \int_0^t e^{\mu t} dt$$

En combinant les 3 équations, on déduit la concentration en biomasse à l'instant t

$$X = \frac{X_0 e^{\mu t}}{\left[1 + \frac{X_0}{Y_{X/S} (S_0 - S)} (e^{\mu t} - 1)\right]}$$

La variation de la concentration en biomasse au cours du temps dans le milieu de culture est exprimée par :

$$\frac{dX}{dt} = X \left(\mu - \frac{Q}{V} \right)$$

Si $\frac{dX}{dt} = 0$ on aura $\mu = \frac{Q}{V}$, la concentration en biomasse dans la cuve reste constante, on dit que

le microorganisme est maintenu en phase exponentielle de croissance dans le fermenteur et

$\frac{dV}{dV} = \mu_{\max} dt$. Cette expression donne la loi d'évolution du volume de milieu en fermentation

ou d'évolution dans le temps du débit d'alimentation. A la fin de cette phase on coupe

l'alimentation et la culture évolue en phase de décroissance ou dite de ralentissement puis en

phase stationnaire au cours desquelles on assiste à l'épuisement en substrat du milieu.

I.5. Croissance bactérienne avec recyclage de la biomasse

Si, au lieu d'éliminer la suspension après un seul passage, on lui fait subir une décantation, on peut renvoyer la biomasse dans le réacteur. En cas de recyclage intégral, la biomasse se met à croître au lieu de se stabiliser à une valeur d'équilibre. Un équilibre ne peut être atteint que si on pratique une purge régulière de la biomasse.

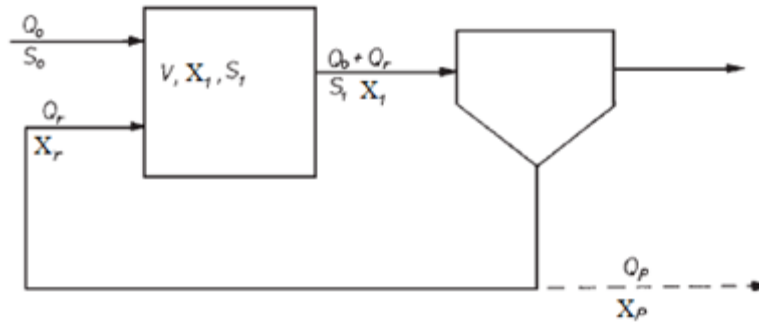


Figure I.5 : Fermentation avec recyclage [5].

Le recyclage permet d'atteindre, dans le réacteur, des concentrations élevées en biomasse, des éliminations de substrat plus rapides et plus complètes, et un effluent bien débarrassé de ses matières en suspension. La plupart des épurateurs industriels fonctionnent avec recyclage des boues. L'appareil comporte cette fois un réacteur complètement mélangé de volume V, alimenté par un débit Q0 d'eau ayant une teneur en substrat S0. A la sortie du réacteur, la suspension bactérienne de concentration en biomasse X1 est décantée. On soutire du décanteur un débit Qr de boue à la concentration de biomasse Xr, que l'on recycle. Le fermenteur parfaitement mélangé est limité dans son fonctionnement par un taux de dilution maximal : $D_{max} = \mu_{max} \frac{S_0}{K_s + S_0}$

Bilan massique par rapport à la biomasse sur le réacteur continu avec recyclage

$$Q_E \cdot X_0 + r_X \cdot V = Q_S X + Q_r X_r + \frac{d(VX)}{dt}$$

La variation de la quantité de biomasse dans la cuve : $\frac{d(VX)}{dt} = \mu V X + Q X_0 + Q_r X_r - (Q + Q_r) X$

Le taux de recyclage est lié à deux paramètres :

- le rapport des débits $\alpha = \frac{Q_r}{Q}$
- le rapport de concentrations cellulaire : $\beta = \frac{X_r}{X}$

En remplaçant on obtient : $\frac{dX}{dt} = \mu X + \alpha \beta D X - (1 + \alpha) X$

En posant : $y = 1 + \alpha - \alpha \beta$ on obtient : $\frac{dX}{dt} = (\mu - yD) X$

On voit que pour que la biomasse soit constante dans la cuve, la condition est que $\mu = yD$.

Chapitre II : Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau

II. Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau

II.1. Introduction

La désinfection est un traitement qui permet de détruire ou d'éliminer les microorganismes susceptibles de transmettre des maladies : ce traitement n'inclut pas nécessairement la stérilisation, qui est la destruction de tous les organismes vivants dans un milieu donné. On peut procéder à la désinfection en ajoutant à l'eau une certaine quantité d'un produit chimique doté de propriétés germicides [6].

Les produits chimiques les plus utilisés sont le chlore, dioxyde de chlore, l'ozone, l'iode, le brome et le permanganate de potassium. On peut également désinfecter l'eau grâce à des moyens physiques : ébullition, ultrason, ultraviolet et rayons gamma. En eau potable la désinfection est assurée par des oxydants chimiques tels que le chlore Cl_2 , le dioxyde de chlore ClO_2 et l'ozone O_3 et dans certains cas, par un procédé physique comme le rayonnement ultraviolets (UV).

Dans ce chapitre nous allons étudier que la désinfection par les produits chlorés, le dioxyde de chlore, l'ozone et le rayonnement ultraviolets.

II.2. Sélection d'un procédé de désinfection

Tous les procédés et les produits de désinfection n'étant pas équivalents, il faut choisir le procédé le plus approprié, compte tenu de certains critères et certaines conditions [7] :

II.2.1. Critères de sélection

a-Débit de l'installation

Pour de petites installations, il est préférable de choisir la stérilisation U.V., qui est simple à mettre en œuvre et économique.

b-Micro-organismes à éliminer

L'ozone est un oxydant puissant qui possède la plus large gamme d'application. Il possède une forte activité virulicide. De plus, il est aussi efficace contre les protozoaires, contrairement aux composés chlorés. Les U.V. sont très efficaces mais certaines algues et moisissures nécessitent des doses d'exposition très importantes.

c-Caractéristiques de l'eau en sortie

La stérilisation U.V. n'ajoute aucun élément extérieur à l'eau. Dans le cas des U.V., les produits issus de la lyse des bactéries changent légèrement la composition de l'eau. L'ozone ajouté à l'eau change temporairement ses caractéristiques mais il se décompose peu à peu en

Chapitre II : Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau

oxygène moléculaire. Le chlore laisse des dérivés dans l'eau, dont certains présentent une toxicité que l'on connaît encore mal.

II.2.2. conditions de sélection

Un désinfectant et un procédé de désinfection doit [3,7] :

- Ne pas être toxique pour les humains ou les animaux ;
- Être toxiques à faible concentration pour les microorganismes ;
- Être soluble dans l'eau ;
- Former avec l'eau une solution homogène ;
- Être efficace aux températures normales de l'eau de consommation (de 0 à 25°C)
- Être stable afin de favoriser le maintien d'une certaine concentration résiduelle ; pendant de longues périodes de temps ;
- Ne pas détériorer les métaux ni endommager les vêtements lors de la lessive ;
- Exister en grande quantité et être vendu à un prix abordable ;
- Être facile à manipuler et ne faire courir aucun danger aux opérateurs ;
- Permettre une mesure aisée de sa concentration.

II.3. Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau

II.3.1. Utilisation des produits chlorés comme agent de traitement de l'eau – Chloration

II.3.1.1. Principe de chloration

La chloration est la méthode de désinfection de l'eau la plus fréquemment utilisée. Les produits chlorés (chlore, dioxyde de chlore, eau de javel, ...etc.) ont un grand effet bactéricide grâce à leur pouvoir oxydant qui permet la destruction des germes pathogènes. Il existe plusieurs méthodes pour ajouter des produits chlorés à l'eau (autorisés pour l'eau potable et l'eau de baignade) (Figure II.1 et II.2). Dans la pratique, on procède généralement de la façon suivante : d'abord on produit une solution aqueuse de gaz chloré ou d'hypochlorites et ensuite on l'injecte à l'eau à traiter en quantité suffisante avec une pompe pour injection ou un injecteur Venturi, et l'on attend que le chlore agisse [7].

Pour l'eau de javel, livrée sous forme liquide, est stockée dans une cuve avant d'être reprise par une pompe doseuse pour être injectée dans le bassin de contact où transite l'eau à désinfecter. Le chlore gazeux est livré et stocké sous forme liquéfiée dans des bouteilles (ou tanks) sous pression [9].

Chapitre II : Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau

Par connexion sur la bouteille, le chlore gazeux est soutiré pour être mélangé grâce à un hydroéjecteur à une eau de service, ce qui permet la production d'eau chlorée. Celle-ci est injectée dans le bassin de contact. Il est également possible de produire les solutions *in situ* par électrolyse de solutions aqueuses de chlorure de sodium, le gaz chloré produit ainsi se dissout immédiatement dans l'eau [9,10].

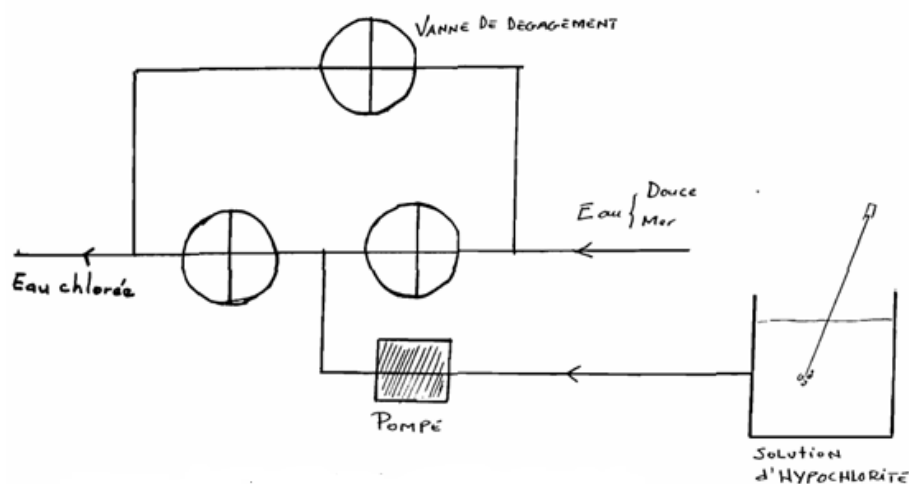


Figure II.1 : Schéma d'un système à hypochlorite [8]

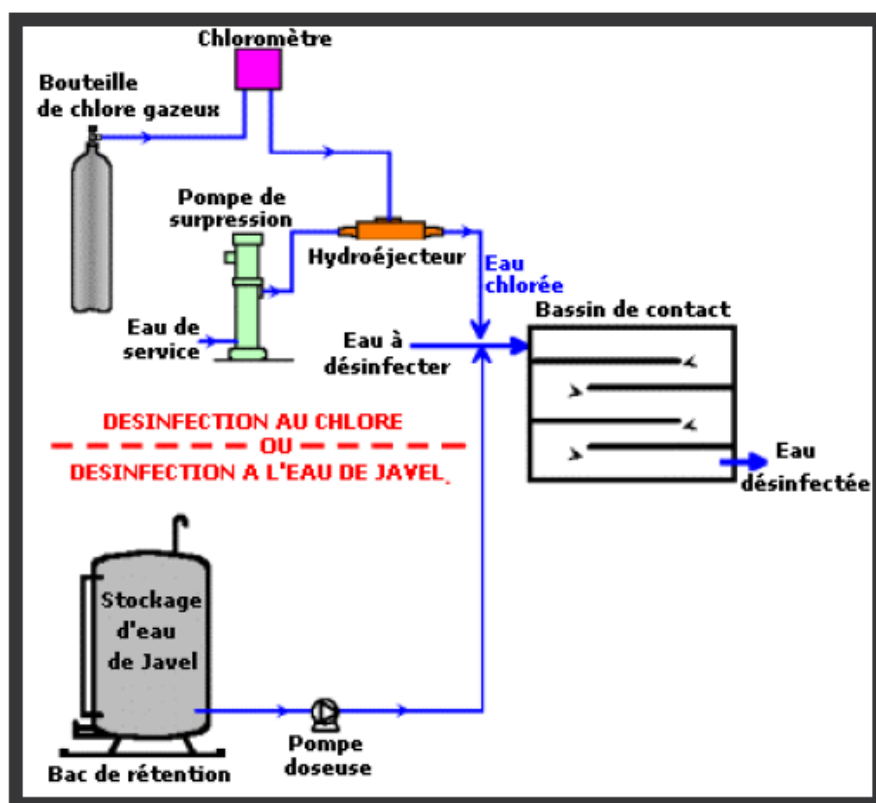
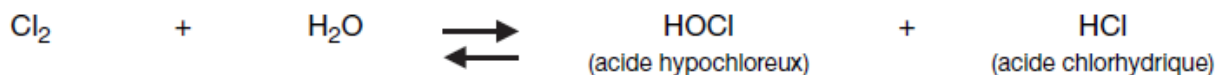


Figure II.2 : Désinfection par chloration [9]

Chapitre II : Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau

II.3.1.2. Utilisation du Gaz chloré comme agent de traitement de l'eau

L'action germicide du gaz chloré (Cl_2) repose essentiellement sur l'acide hypochloreux (HOCl) qui se forme dans l'eau [10] :



La réaction du Cl_2 avec l'eau (H_2O) produit de l'acide hypochloreux (HOCl) et de l'acide chlorhydrique (HCl). L'acide chlorhydrique (acide fort) provoque une baisse de la valeur du pH si aucun tamponnage n'est prévu.

C'est pour cette raison qu'il faut le cas échéant régler la valeur de pH avec un alcalin. La réaction ci-dessus est une réaction d'équilibre. L'état d'équilibre dépend de la valeur du pH et de la température.

Acide hypochloreux

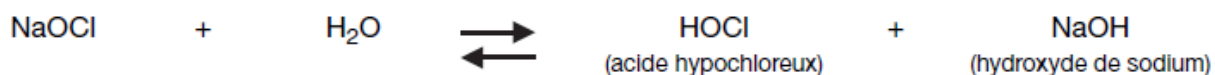
HOCl est un acide faible ($\text{pK}_s = 7.5$). Si le pH est plus élevé, HOCl se dissocie de plus en plus en créant des ions hypochlorites ClO^- [9] :



Les ions hypochlorites possèdent également un effet désinfectant, toutefois nettement plus faible que celui de l'acide hypochloreux (HOCl). C'est pourquoi plus la valeur du pH de l'eau est élevée, plus il faut de chlore et il faut un temps d'action plus long ou une température d'action plus élevée.

Hypochlorite

Une possibilité pour désinfecter l'eau est l'utilisation d'hypochlorites, par exemple de l'hypochlorite de sodium (NaOCl) [10].



L'hydroxyde de sodium (base forte) produit par la réaction provoque une augmentation de la valeur du pH si l'eau est faiblement tamponnée ; le cas échéant, il faut corriger la valeur du pH en ajoutant un acide.

Chapitre II : Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau

Influence de la température et du pH

L'état d'équilibre entre le gaz chloré dissous dans l'eau (Cl_2 (aq.)), l'acide hypochloreux (HOCl) et l'hypochlorite (OCl^-) dépend de la température mais en premier lieu de la valeur du pH [10,11].

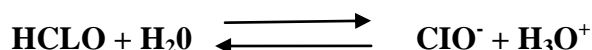


C'est pourquoi dans la pratique on fait un compromis, on règle une valeur de pH comprise entre 7.2 et 7.4. On a indiqué le pourcentage de HOCl, le pourcentage de OCl^- est égal à :

$$(\%) \text{OCl}^- = 100 - (\%) \text{HOCl} \quad [4].$$

Exercice d'application

Une usine procède à la potabilisation de l'eau la désinfection de l'eau en utilisant l'acide hypochloreux (HClO). L'équation de la réaction s'écrit



- De quel procédé physico-chimique s'agit-il ?
- Calculer le pourcentage de l'acide hypochloreux (% HClO) pour un pH = 4

On donne $K_a = 2,3 \cdot 10^{-8}$

Réponse

$$\text{Avec } K_a = \frac{[\text{ClO}^-][\text{H}_3\text{O}^+]}{[\text{HClO}]} \text{ ce qui implique } \frac{K_a}{[\text{H}_3\text{O}^+]} = \frac{[\text{ClO}^-]}{[\text{HClO}]}$$

$$\text{Avec } (\%) \text{OCl}^- = 100 - (\%) \text{HOCl}$$

$$\text{Donc on peut écrire que } \frac{K_a}{[\text{H}_3\text{O}^+]} = \frac{100 - \% \text{HClO}}{\% \text{HClO}} = \frac{100}{\% \text{HClO}} - 1 \quad \dots (1)$$

$$(1) \Rightarrow \frac{K_a}{[\text{H}_3\text{O}^+]} + 1 = \frac{100}{\% \text{HClO}} \text{ donc } \% \text{HClO} = \frac{100 [\text{H}_3\text{O}^+]}{K_a [\text{H}_3\text{O}^+] + 1} = \frac{100}{\frac{K_a}{[\text{H}_3\text{O}^+]} + 1}$$

$$\text{Pour pH}=4 \text{ et } K_a = 2,3 \cdot 10^{-8} \Rightarrow \% \text{HClO} = 99,96 \%$$

Chapitre II : Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau

II.3.1.2.1. Dosage du chlore

Le chlore libre en mg/l (Cl_2) correspond au taux de chlore dans l'eau qui a été additionnée de chlore ou d'hypochlorite [12]. Suivant la qualité de l'eau brute, on peut ajouter jusqu'à 1.2 mg/l de Cl_2 dans l'eau potable. Lorsque le traitement est terminé, la teneur en chlore libre ne doit pas être supérieure à 0.3 mg/l (annexe 3 du décret sur l'eau potable).

Conformément au décret sur l'eau potable, l'eau potable doit présenter, dans le cas de la désinfection avec du chlore, après traitement une teneur résiduelle en Cl_2 de 0.1 mg/l (§1 alinéa 4 du décret sur l'eau potable). Pour les cas particuliers, le décret sur l'eau potable autorise l'ajout au maximum de 6 mg/l de Cl_2 [10].

Pour l'eau de baignade la norme DIN 19 643, Partie 1 (préparation de l'eau des piscines et des bains) fixe les valeurs limites suivantes pour le chlore libre :

En général : 0,3 - 0,6 mg/l de Cl_2

Bains bouillonnants chauds 0,7 - 1,0 mg/l de Cl_2

Pour le chlore combiné et les méthanes trihalogènes, considérés comme des chloroformes, la norme DIN 19 643, Partie 1 fixe des valeurs limites maximales de 0,2 mg/l et 0,02 mg/l.

On considère qu'il y a désinfection de l'eau si la concentration fois le temps de contact respecte les valeurs suivantes :

- 0.5 ppm × 30 minutes pour chlore libre
- 0.2 ppm × 15 minutes pour le dioxyde de chlore

Par contre, la consommation pour l'oxydation de la matière organique ne peut qu'être estimée: elle sera de l'ordre de 3 à 5 fois la DCO. Il est donc judicieux de dimensionner les installations en prévoyant une injection de chlore calculée sur la base de 4 à 5 fois la DCO, tout en sachant que la consommation effective pourrait être nettement plus faible [7].

II.3.1.2.2. Avantages et inconvénients du chlore

Avantages

- Désinfectant éprouvé, fiable et économique.
- Inactive un large spectre des agents pathogènes présents dans l'eau.
- Il est facile de mesurer et de réguler le taux résiduel dans l'eau.
- Mn (II+), Fe (II+) et les sulfures d'hydrogène sont oxydés.

Chapitre II : Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau

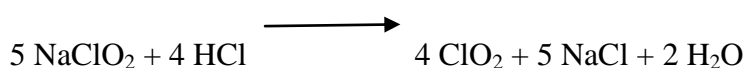
Inconvénients

- Pouvoir désinfectant fonction du pH.
- Possibilité de formation de sous-produits indésirables, par exemple des méthanes trihalogènes à partir d'acides fulviques et humiques (→ nuisible à la santé, cancérigène).
- Formation de chloramine en présence d'ammoniaque ou d'amines (piscine → odeur désagréable, irritation des yeux et des muqueuses, nuisible à la santé).
- Formation de chlorphénol si l'eau contient du phénol (→ modification de l'odeur et du goût).
- Très dangereux en cas de dégagement non contrôlé de gaz chloré.

II.3.1.3. Utilisation du dioxyde de chlore comme agent de traitement de l'eau

II.3.1.3.1. Mode d'action

Le dioxyde de chlore (ClO_2) est dissous dans l'eau sous forme de gaz. L'hydrolyse comme pour le chlore ne fonctionne pas. L'effet désinfectant du dioxyde de chlore repose sur une oxydation des substances indésirables ; le dioxyde de chlore est réduit en chlorite (ClO_2^-) [10]. À cause de son explosibilité, le dioxyde de chlore ne peut pas être stocké sous forme comprimée ou de solutions très concentrées. C'est pourquoi on produit le ClO_2 sur le lieu d'utilisation, à partir de chlorite de sodium (NaClO_2) et de chlore (Cl_2) ou d'hypochlorite de sodium (NaClO), ou bien à partir de chlorite de sodium et d'acide chlorhydrique (HCl) :



II.3.1.3.2. Avantages et inconvénients du dioxyde de chlore

Avantages

- Pouvoir désinfectant moins dépendant du pH que celui du chlore.
- ClO_2 possède un pouvoir désinfectant (oxydant) supérieur à celui du chlore.
- Les substances désagréables qui modifient l'odeur ou le goût de l'eau (par exemple des phénols, des algues) sont oxydées (transformation en substances dont le goût et la couleur sont neutres).
- $\text{Mn}(\text{II}^+)$ et $\text{Fe}(\text{II}^+)$ sont oxydés, même sous forme complexe.
- ClO_2 est très stable dans l'eau. Lorsque la réaction est terminée, le résidu peut être maintenu longtemps (ce qui évite une repollution si les conduites sont longues).
- Le ClO_2 ne forme pas de chloramine avec l'ammoniaque.

Chapitre II : Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau

- Il n'y a pas formation de méthanes trihalogènes puisque les composés initiaux sont oxydés. Il est possible d'éviter la formation d'autres composés organiques halogènes en contrôlant exactement les conditions de la réaction.

- Il n'y a pas formation de chlorphénols nauséabonds avec les phénols.

- Les limites pour l'odeur et le goût sont supérieures à celles pour le chlore.

Inconvénients

- Considérablement plus cher que la chloration.

- Il est possible de créer des sous-produits indésirables comme le chlorite et le chlorate lors de la fabrication du ClO_2 .

- Destruction du ClO_2 par la lumière du soleil.

- Très dangereux en cas de dégagement non contrôlé de dioxyde de chlore.

II.3.2. Utilisation de l'ozone comme agent de traitement de l'eau (Ozonation)

L'ozone a été découvert en 1840, la première installation de désinfection fût réalisée en 1904 à NICE à l'usine BON VOYAGE. La société CEO, compagnie de l'eau et de l'ozone, pût alors être créée [4].

II.3.2.1. Mode d'action

L'ozone est un des oxydants les plus forts qui réagit très vite avec les impuretés dans l'eau et les rend inoffensives. L'ozone peut se décomposer dans l'eau en radicaux hydroxyles, suivant un mécanisme complexe. Les radicaux hydroxyles libres appartiennent aux oxydants les plus forts se présentant dans l'eau. L'oxydation des substances dans l'eau peut être soit indirecte avec des radicaux hydroxyles très réactifs, soit directe avec de l'ozone. Le choix du mécanisme d'oxydation dépend des conditions régnantes (pH très élevé, présence de rayon UV → radicaux hydroxyles favorisés). Toutefois, dans le traitement de l'eau, le pouvoir oxydant de l'ozone dépend moins de la valeur du pH [10]. .

Outre la désinfection, il est possible d'utiliser l'ozone pour :

- oxydation de substances inorganiques y compris Fe (II+), Mn (II+) et les sulfures ;

- oxydation des impuretés organiques y compris les substances qui modifient la couleur, l'odeur et le goût, ainsi que les impuretés phénoliques et les pesticides ;

- avec le traitement à l'ozone avant une chloration : réduction de la quantité de chlore nécessaire et diminution des substances qui formeraient des sous-produits indésirables avec le chlore.

II.3.2.2. Production de l'ozone

La synthèse de l'ozone se fait selon la réaction [4]. $3 \text{O}_2 \rightleftharpoons 2 \text{O}_3$

L'enthalpie de formation à partir de l'oxygène est de 142.12 kJ pour la réaction. Il est donc nécessaire de fournir de l'énergie. Cet apport ne peut pas être thermique, car toute élévation de température provoque la décomposition de l'ozone [4].

L'ozone est fabriqué directement sur le lieu d'utilisation par décharge électrique ou de façon électrolytique [9]. (figure II.3 et 4). Pour produire de l'ozone, on utilise selon le procédé de l'air ou de l'oxygène. L'ozone est formé en soumettant l'air desséché à un champ électrique entre deux électrodes conductrices situées en regard l'une de l'autre.

L'électrode centrale est en acier inoxydable et celle servant de masse, est constituée par un tube en acier inox refroidi par l'eau. L'espace délimité entre elles constitue deux diélectriques, dont l'un est en verre borosilicaté très mince à face interne recouverte d'aluminium pur et l'autre, l'air admis dans l'ozoneur. Sous l'action d'une tension élevée de l'ordre de 15000 à 20000V, l'air s'ionise et devient conducteur. On note l'apparition de décharges lumineuses bleutées et la formation d'ozone [4].

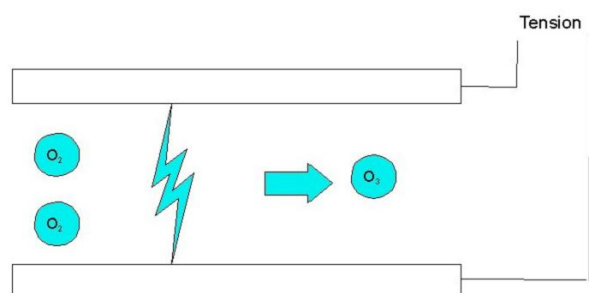


Figure II.3: Génération d'ozone par décharge Corona. Principe [7].

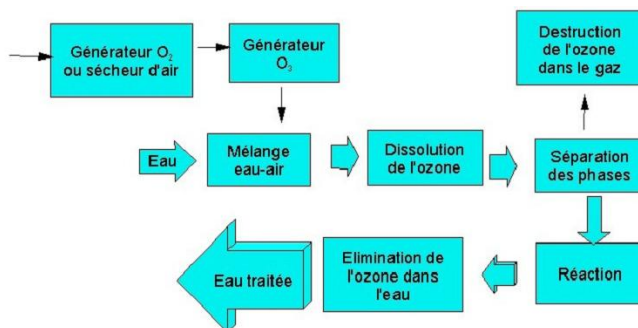


Figure II.4: Les principaux composants d'un système d'ozonisation de l'eau [7].

II.3.2.3. Principe de fonctionnement

Le principe est relativement simple, mais il faut disposer d'un équipement spécial, d'une alimentation en oxygène pure et d'un opérateur convenablement formé. L'ozone est obtenu en faisant passer de l'oxygène pur dans un générateur à ozone [8].

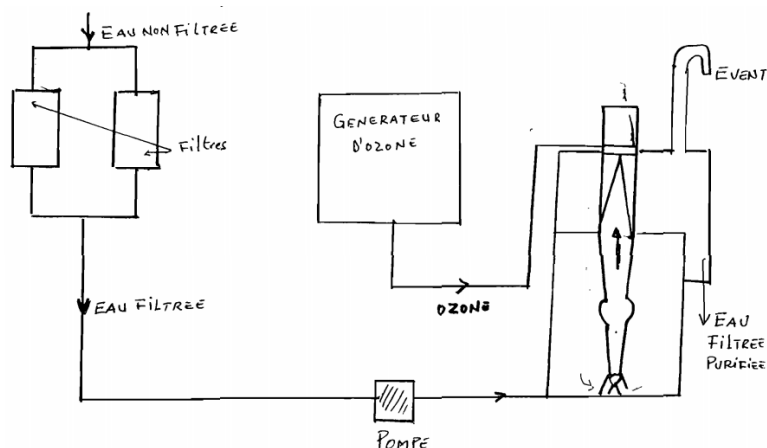


Figure II.5 : Installation typique à ozone [8].

On fait barboter l'ozone à travers un diffuseur à gaz au fond d'une colonne d'absorption en sens inverse de l'eau (Figure II.5). La durée de rétention est critique et les dimensions de la colonne d'absorption sont fonction du débit de l'eau. L'ozone et l'oxygène excédentaires sont purgés par le haut de la colonne d'absorption. L'ozone est un germicide beaucoup plus puissant que le chlore et l'addition d'ozone est facilement contrôlable. Mais il est difficile d'avoir de l'oxygène pur et l'ozone dans l'eau donne facilement de l'oxygène pur. On peut également donner des solutions corrosives pour les tubulures métalliques. Il faut noter aussi que l'ozone est toxique et par conséquent, l'eau doit être aérée avant d'être utilisée, pour éliminer l'ozone restant.

II.3.2.4. Dosage d'ozone

Pour le dosage, il faut respecter une valeur minimum de concentration fois temps de contact pour désinfecter l'eau. Avec l'ozone, il est admis que cette valeur est de : 0.4 ppm au bout de 4 minutes. Cela signifie que l'on peut aussi utiliser une dose plus faible mais un temps de contact plus important (par exemple 0.2 ppm au bout de 2 minutes) ou inversement augmenter la concentration : il faut que le produit du temps de contact par la concentration reste constant. Demi-vie : période pendant laquelle la concentration d'ozone diminue de moitié [7].

Chapitre II : Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau

Tableau II.1 : Demi-vie de l'ozone

Milieu	Demi-vie
Gaz	Env. 20 minutes
Eau, pH= 6.0	Env. 20 minutes
Eau, pH= 7.0	Env. 15 minutes
Eau, pH= 8.0	Env. 20 minutes

II.3.2.5. Avantages et inconvénients de l'ozone

Avantages de l'ozone

Ces désavantages sont compensés par une série d'avantages qui rendent l'ozone très intéressant dans nombre d'applications industrielles :

- Fort pouvoir désinfectant (supérieur au Cl_2 et au ClO_2), c'est pourquoi on le laisse agir que peu de temps, pas de dérivés dangereux, contrairement au chlore.
- Action biocide indépendante du pH.
- Oxydation très complète, agit par oxydation des substances organiques (par exemple humines) en améliorant l'odeur, le goût et la couleur de l'eau.
- Se décompose ou s'enlève facilement, sa décomposition ne crée que de l'oxygène dissous ("sans résidu").
- Pas de stockage de produits dangereux, L'ozone ne forme pas de sous-produits contenant des halogènes (exception : si l'eau contient des ions Br^- → formation d'ions bromates, bromoforme, acétique bromé etc.).

Inconvénients de l'ozone

- **Investissement plus élevé** : l'expression usine à gaz est certainement appropriée dans le cas de l'ozonisation, puisque ce gaz est produit sur place : il en résulte que le coût d'exploitation est réduit par rapport à des systèmes où l'on doit acheter le désinfectant, par contre l'installation est inévitablement plus complexe et plus coûteuse.
- **Système plus complexe** : L'ozone doit être produit, puis dissous dans l'eau, le gaz résiduel doit être extrait de l'eau, etc. Le système résultant est inévitablement plus complexe à installer et à utiliser qu'une pompe à injection de chlore, par exemple. Il n'y a pas de membranes résistantes à l'ozone : cela pose un problème à certaines industries particulières, comme l'agro-alimentaire, qui veulent en général désinfecter l'ensemble de la chaîne de traitement : si un osmoseur est prévu, cela est

Chapitre II : Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau

possible avec le chlore en choisissant une membrane en acétate de cellulose par exemple, alors que c'est électivement impossible avec l'ozone.

- Consommation en énergie plus élevée, puisque l'ozone est produit par décharge électrique
- Si on utilise de l'air pour créer O₃, il peut se former des sous-produits indésirables comme des oxydes azotés (→ formation de dérivés nitrés organiques).
- Possibilité de formation de sous-produits indésirables dans l'eau : aldéhydes, cétone, acide carboxylique, bromate et composés organiques bromés en présence d'ions bromures.
- À cause de sa forte réactivité, l'ozone se dégrade relativement vite. C'est pourquoi pour éviter une éventuelle repollution de l'eau ou la formation d'un biofilm dans le système de distribution, il faut utiliser un deuxième désinfectant.
- L'ozone est corrosif et très toxique (dangereux en cas de fuite non contrôlée).

II.3.3. Désinfection par les ultraviolets (U.V.)

II.3.3.1. Généralité

La découverte des effets bactéricides des radiations solaires date de 1878. La première désinfection par UV fut installée à MARSEILLE en 1906 [4]. Le domaine des rayons ultraviolets se situe dans la fourchette 200-400 nm. Les UVA, B et C se situent respectivement entre 400-315, 315-280 et 280 à 200nm [9]. Les premières sont responsables de la pigmentation de la peau. Les UVB permettent la synthèse de la vitamine B à partir de précurseurs présents dans l'alimentation. Seuls les UVC présentent une action bactéricide [4]. L'irradiation aux rayons U.V. a été fréquemment employée dans le traitement des eaux. Les rayons (U.V.) ne modifient pas les caractères organoleptiques ou physiques de l'eau, la surexposition ne produit pas d'effet néfaste pour la qualité de l'eau et la désinfection se déroule sans aucune adjonction de produits chimiques.

II.3.3.2. Principe de fonctionnement

Le principe de la stérilisation de l'eau par ultraviolet est très simple : on éclaire l'eau avec des rayons UVC, qui ont un effet germicide maximum pour une longueur d'onde de 253,7 nm (figure II.6) [4, 7,9]. Ils inhibent la réplication de l'ADN en provoquant la dimérisation de bases thymiques adjacentes. Les microorganismes présentent une résistance relative par rapport à la référence unitaire *Escherichia coli*. Les moisissures du type *Aspergillus* et *Rhizopus* ont

Chapitre II : Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau

un indice de 50. Les bactéries présentent une résistance comparable comprise entre 1 et 2.3, à l'exception des spores de *bacillus anthracis* et *subtilis* qui atteignent 3.3 [4]. .

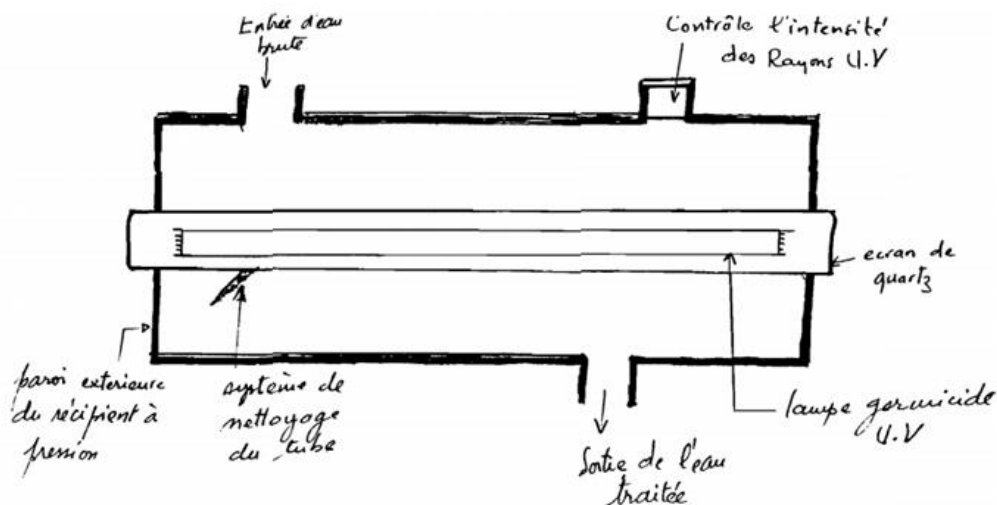


Figure II.6 : Coup d'un appareil de désinfection de l'eau aux rayons ultraviolet (UV) [3].

II.3.3.3. Les lampes ultraviolet

La production d'UV est réalisée par des lampes contenant un gaz inerte et des vapeurs de mercure [4,6-7]. .

Tableau II.2 : Caractéristiques des lampes UV [4].

	Puissance en W	Rendement UVC en %	Température à la surface gaine	Fréquence de nettoyage	Durée de vie en h	utilisation
Basse pression	20-200	40	25-40	3 semaines à 2 mois	8760	Eau usée
Moyenne pression	1000-5000	8	500-900	quelques jours	13000	Eau potable

Le passage d'un courant électrique provoque l'excitation des atomes d'Hg qui émettent en retour des rayons de longueur d'onde comprise entre 240 et 270 nm. Les lampes sont recouvertes d'une gaine protectrice en quartz. Elles sont disponibles en basse ou moyenne pression. Une lampe conventionnelle de 64W peut désinfecter $10 \text{ m}^3\text{h}^{-1}$. Le tableau résume les caractéristiques des lampes UV.

Chapitre II : Procédés physico-chimiques de désinfection de l'eau

II.3.3.4. Dose de rayonnement UVc

En pratique, le dimensionnement se fait en général sur la base des normes applicables pour la stérilisation de l'eau potable. Celles-ci prescrivent une dose de rayonnement germicide (D). La dose requise pour assurer une désinfection correcte est de 160 J.m^{-2} aux USA, 250 J.m^{-2} dans plusieurs pays européens et 400 à 250 J.m^{-2} en Suisse avec la correspondance 1 m W.s.cm^{-2} égale 1 mJ.cm^{-2} [4]. Elle dépend de la résistance du microorganisme, de l'intensité de la radiation et du temps d'exposition en secondes. La turbidité joue également un rôle fondamental car elle modifie le pourcentage de transmission des UV dans l'eau. L'on trouve dans la littérature des tableaux donnant les Doses de rayonnement UVc qui permet d'inactiver 90.0% des micro-organismes [4].

Tableau II.3 : Doses d'inactivation D de quelques microorganismes communs [7].

Micro-organisme	D en mJ.cm^{-2}
<i>Escherichia Coli</i>	3.0
<i>Pseudomonas auroginosas</i>	5.0
<i>Staphylococcus Aureux</i>	2.18
<i>moisissures</i>	30 à 300
<i>Algues</i>	300 à 600

II.3.3.5. Limites de la stérilisation par ultraviolet

Par sa simplicité et son efficacité, la stérilisation par ultraviolet est une solution très attrayante. Il faut toutefois aussi être conscients des limites de cette technologie : La stérilisation par ultraviolet inactive mais n'élimine pas physiquement les bactéries : les bactéries restent dans l'eau sous forme de particules inactives [7]. Dans beaucoup d'applications, cela ne pose pas de problèmes, mais dans certains cas, comme en micro-électronique, par exemple, il faut combiner la stérilisation par ultraviolet avec la micro-filtration ou l'ultra-filtration pour éliminer les particules que sont devenues les bactéries inactivées par le stérilisateur U.V. de l'eau .

Pas d'effet rémanent : si des bactéries sont déjà présentes en aval du stérilisateur UV, elles resteront actives. La stérilisation U.V. n'a donc absolument aucun effet sur les biofilms.

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

III. Procédés biologiques de traitements des eaux

III.1. Introduction

Les procédés de traitements biologiques reproduisent les procédés d'autoépuration existant dans le milieu aquatique. Les techniques biologiques d'épuration utilisent ainsi l'activité des microorganismes pour dégrader les polluants des eaux résiduaires (ER) et oxyder les composés azotés jusqu'au stade nitrate.

On distingue différents procédés de traitements biologiques :

- Procédés de traitements biologiques aérobies à culture fixe
- Procédés de traitements biologiques aérobies à culture libre
- Procédés de traitements biologiques anaérobies

Pour évaluer l'épuration d'une eau usée par voie biologique on prend en compte du rapport DCO/DBO₅ ou DBO₅/DCO

- DCO/DBO₅ < 1,66 veut dire ER susceptible d'être épurer biologiquement, et que les matières oxydables sont constituées d'une grande partie de matières fortement biodégradables ;
- 1,66 < DCO/DBO₅ < 2,5 veut dire ER peu susceptible d'être épurer biologiquement, et que les matières oxydables sont moyennement biodégradables ;
- DCO/DBO₅ > 2,5 veut dire ER non épurer biologiquement ;
- DBO₅/DCO < 0,5 veut dire présence de matières organiques difficilement biodégradable, l'inverse DBO₅/DCO > 0,5 matières organiques facilement biodégradable. D'une manière générale ce ratio doit être proche de 1.
- Le ratio C/N/P qui idéalement devrait être 100/5/1 pour une digestion optimale de la pollution par les biomasses épuratrices.

La DBO₅: demande biochimique en oxygène en 5 jours. Elle indique la quantité d'oxygène consommée par les micro-organismes pour réduire la fraction biodégradable en cinq jours d'incubation à 20°C [13].

La DCO: demande chimique en oxygène. Elle indique la quantité totale d'oxygène qui sera consommée par une attaque chimique avec un oxydant puissant [13].

Les M.E.S: matières en suspension. Quantité de matières non dissoutes.

Les M.V.S: matières volatiles en suspension. Partie biodégradable des MES.

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

L'équivalent- habitant (ou EH) : se définit comme étant la pollution produite par habitant et par jour, exprimée en g d'O₂ nécessaire à sa dégradation. On exprime en équivalent habitant non seulement le pouvoir polluant des eaux usées domestiques mais aussi ceux des rejets industriels et agricoles. Un EH « hydraulique » correspond à 150 l d'eaux usée; un EH « organique » à 60 g de DBO₅ [14].

III.2. Procédés biologiques aérobies

III.2.1. Procédés biologiques aérobies à culture fixées

Un procédé biologique aérobie de type culture fixées est un procédé biologique dans lequel le développement d'une culture bactérienne, accrochée sur un support fixe ou mobile, sous forme de biofilm est favorisé [15]. Ce biofilm est régulièrement arrosé de bas en haut. On définit :

- ❖ Le lit bactérien « LB » à garnissage plastique ou minéral,
- ❖ Les disques biologiques,
- ❖ Le biofiltre ou lit immergé.

III.2.1.1. Notion de biofilm

En ruisselant, l'eau à épurer forme un film liquide qui sera traversé par l'oxygène venant de l'air, et par le CO₂ formé dans la biomasse. On imagine en général les biofilms comme étant un simple entassement de bactéries sur une surface [16]. En fait, il s'agit de structures complexes dans lesquelles les micro-organismes sont intégrés et reliés par un réseau de polymères extracellulaires (Figure III1). En effet, la bactérie possède une membrane constituée d'une double couche lipidique, dont sortent de courts filaments liposaccharidiques, et ces derniers émettent (grâce à un enzyme polymérase) de longs filaments polysaccharidiques [17]. Ceux-ci constituent un feutrage collant appelé *glycocalyx*, qui amarre très fermement un groupe de bactéries au support inerte. Ce *glycocalyx* est chargé négativement et constitue un micromilieu relativement abrité et renouvelé en oxygène O₂, en substrat S, etc.

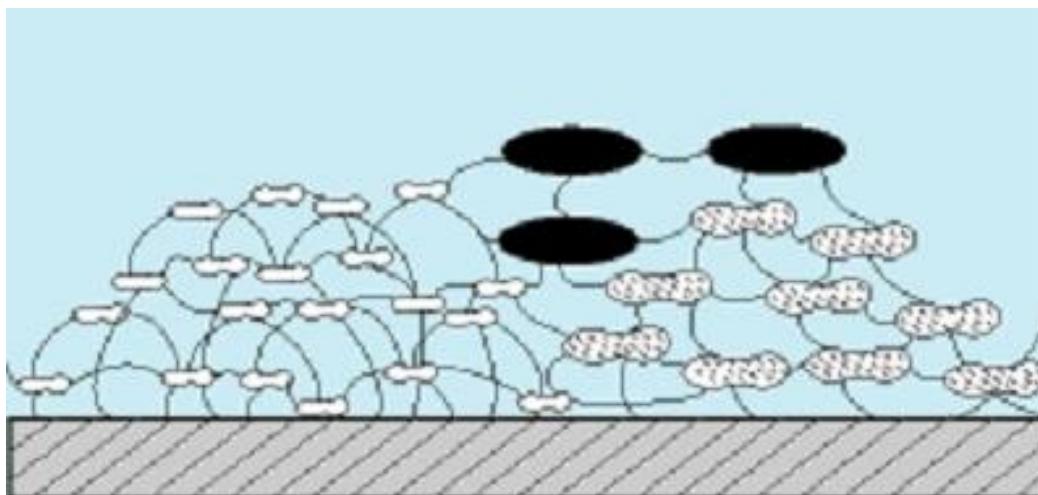


Figure III.1. Structure d'un biofilm [16].

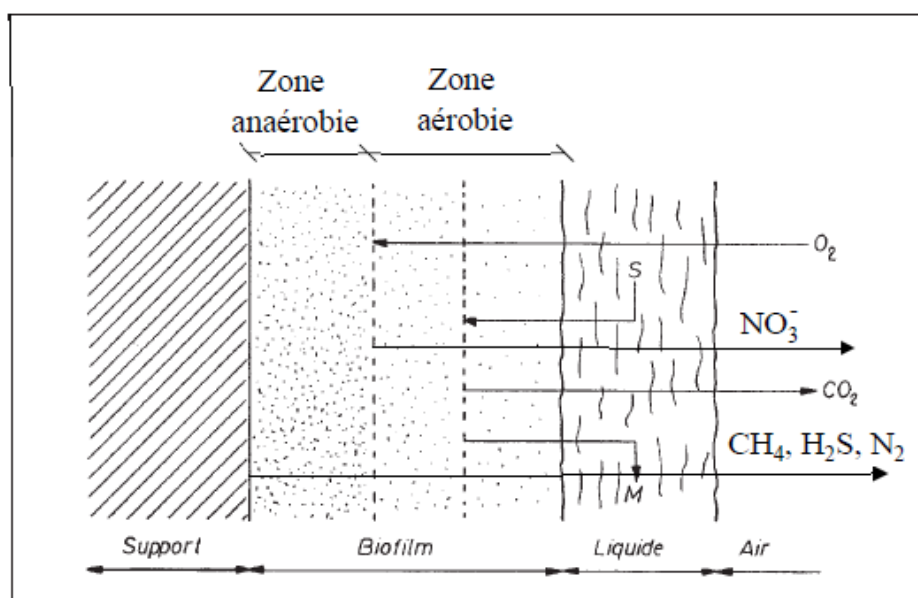


Figure III.2 : Schéma de principe du biofilm [17].

Le substrat et les produits non volatils seront échangés entre la biomasse et le film liquide. Le biofilm, étant constitué par un empilage irrégulier de cellules, présente des canalicules par où les échanges de masse pourront se faire. Comme la migration du substrat est environ 3 à 5 fois plus lente que celle de l' O_2 on pourra obtenir trois couches dans le biofilm, de l'extérieur vers l'intérieur (Figure III.2) :

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

- Couche aérobie recevant du substrat, en croissance ;
- Couche aérobie ne recevant pas de substrat, non en croissance mais en respiration endogène ;
- Couche anaérobie, ne recevant ni oxygène, ni substrat, en fermentation gazeuse.

Cette troisième couche prend une teinte noire, et devient fragile à cause des bulles de gaz qui s'y forment. Finalement, le film entier se détache par lambeaux, entraînés dans le courant liquide, et le support dénudé est à nouveau colonisé. Ce phénomène précieux, par lequel l'épaisseur du biofilm se régularise automatiquement, est l'autocurage. Il y a donc deux mécanismes simultanés qui régulent l'épaisseur du biofilm :

- l'abrasion continue ;
- le décollement périodique.

Lors de (re)colonisation du support, l'épaisseur du biofilm s'accroît exponentiellement pendant environ 3 jours, puis ralentit sous l'effet des limitations de transfert. D'une manière générale, les petites anfractuosités du support sont rapidement comblées par le biofilm, de sorte que la surface utile est inférieure à la surface réelle. Par contre, ces anfractuosités fournissent des refuges de biomasse, qui permettent une recolonisation plus rapide après décollement.

La migration du substrat étant lente, elle est le facteur limitant du processus d'épuration. Il est donc inutile de rechercher la formation de films épais, et de nombreux essais ont montré que l'épuration était fonction de la surface exposée, et non du poids de biomasse (qui d'ailleurs reste lui aussi constant, grâce à l'autocurage).

L'efficacité d'un biofilm évolue en fonction de son épaisseur ; au-delà de 150 μ l'efficacité maximum est atteinte. En pratique, l'épaisseur s'équilibre à une valeur qui est en fonction de la DBO₅ de l'eau percolante . Lorsque la DBO dépasse 800, il est important de diluer l'eau par un recyclage de l'effluent, sous peine d'avoir un film trop épais provoquant l'engorgement du lit. En effet, même qu'au-delà de 400 l'oxygène peut commencer à être limitant, son transfert devenant inférieur aux besoins respiratoires. L'apparition de zones réductrices entraîne un risque d'odeurs, qui disparaîtront grâce au recyclage. En raison des difficultés d'accès au film, il est pratiquement impossible de déterminer l'âge moyen des cellules quittant le lit.

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

III.2.1. 1.1. Les facteurs influençant sur la formation et le développement de biofilm

a- Temps

Les biofilms peuvent se former très rapidement. Des expériences ont montré que des bactéries communes dans l'eau comme les *pseudomonas aeruginosa* peuvent adhérer à une surface d'acier inoxydable au bout de 30 secondes. Toutefois, les temps typiques de formation de biofilms sont plutôt de l'ordre de quelques heures à quelques semaines.

b- Vitesse d'écoulement

Même si l'écoulement est turbulent, il y a toujours une sous-couche laminaire dans la couche limite de l'écoulement, sous-couche dont l'épaisseur varie de quelques dizaines à quelques centaines de microns. Un rinçage n'élimine pas le biofilm dans cette épaisseur. L'épaisseur de la sous-couche limite est en principe l'épaisseur maximum d'un biofilm classique (formé essentiellement de bactéries). Les couches d'algues peuvent par contre atteindre des épaisseurs de plusieurs dizaines de cm. Si l'écoulement dans une conduite est laminaire, rien n'empêche aussi un biofilm classique d'occuper à terme l'ensemble de la section d'une conduite. Il faut donc impérativement dimensionner les réseaux de distribution d'eau ultra pure sur la base d'un écoulement turbulent. En première approximation, on planifie le système en prévoyant une vitesse d'écoulement de 1.7 à 2.3 m/s.

c- Espaces morts

Souvent l'on trouve des boucles de distribution avec une vitesse d'écoulement élevées, mais des espaces morts : des Tés, des brusques changements de diamètre, etc. Il est évident que ce genre d'espaces sans écoulement turbulent seront les lieux où se développeront des biofilms.

d- Barrières antibactériennes

Il est clair que le biofilm ne peut commencer à se développer que si des bactéries arrivent dans le système. La présence d'une barrière antibactérienne comme un osmoseur, ou un stérilisateur U.V. peut fortement retarder l'apparition, puis le développement du biofilm. Les réseaux d'eau déminéralisée alimentés par de l'eau déminéralisée uniquement par échange d'ions ne sont pas munis de barrière contre les bactéries : le développement de biofilms est donc favorisé.

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

III.2.1.1.2. Contrôle de biofilm

Des expériences ont montré que la vitesse de pénétration du chlore dans un biofilm est lente : le chlore pénètre seulement de 100 μm à l'intérieur du biofilm. La destruction de biofilms avec du chlore (en pratique de l'eau de javel) prend au moins 8 heures. D'après l'état actuel des connaissances, le temps de contact a plus d'importance pour la destruction de biofilms que la concentration, et les temps de contact doivent être très longs. L'ozone étant un désinfectant beaucoup plus puissant, il est usuel d'utiliser une concentration entre 0.4 et 2.0 ppm, et de faire circuler l'eau ozonée pendant 2 à 6 heures.

Le biofilm, grâce à la diversité des bactéries qu'il contient, peut constituer une véritable pile électrochimique et causer la corrosion de conduites. L'augmentation de la rugosité des conduites par la corrosion aboutit à des couches limites laminaires plus épaisses, ce qui favorise encore la croissance des biofilms.

III.2.1.1.3. Pénétration de l'oxygène O_2 et du substrat S dans le biofilm

Cette pénétration a été étudiée à l'aide d'une microélectrode à O_2 [17]. On a obtenu les profils suivants à 26 °C (Figure III.3), qui confirment qu'il n'est pas nécessaire de rechercher des films trop épais :

A : S = 20 mg/l, film aérobie, respiration limitée par S.

B : S = 500 mg/l, film anaérobie, respiration limitée par O_2 .

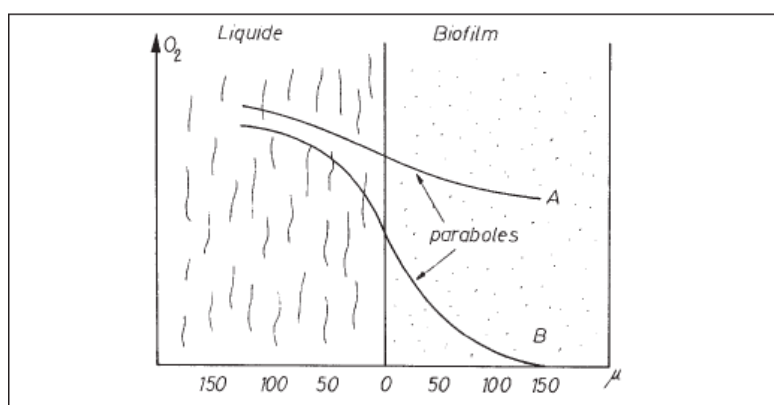


Figure III.3 : Epuisement de l'oxygène dans un biofilm [17].

Le calcul de la diffusion de l'oxygène peut se faire comme suit, à travers un élément de film d'épaisseur ∂x , de surface A, et parallèle à l'interface (Figure III.4).

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

On a le bilan massique :

Débit entrant – débit sortant = accumulation dans l'élément + utilisation dans l'élément

$$A(F + \partial F) - AF = \frac{(\partial C)}{\partial t} (A\partial x) + R(A\partial x)$$

On tire alors, en divisant par le volume $A\partial x$ de l'élément :

$$\frac{\partial F}{\partial x} = \frac{\partial c}{\partial t} + R$$

$A\partial x$ = volume de l'élément ;

F = flux massique par unité de surface et de temps ;

C = concentration au temps t ;

R = vitesse de consommation.

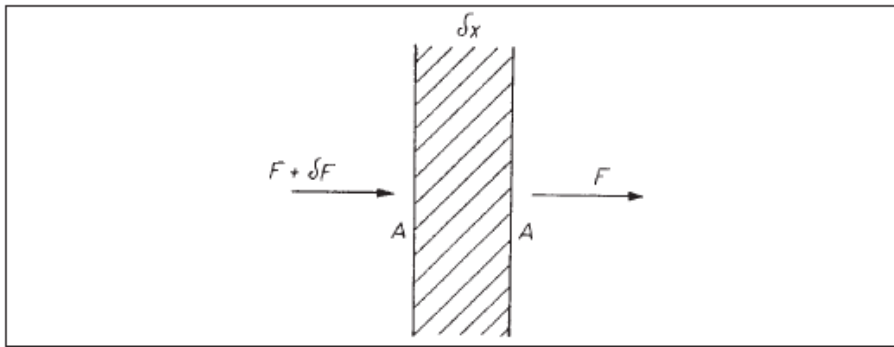


Figure III.4 : Flux d'oxygène à travers un élément de biofilm [17].

Le flux étant causé par la diffusion, pour exprimer F on utilisera la première loi de Fick :

$$-F = -D \frac{\partial C}{\partial x} = D \frac{\partial c}{\partial x}$$

qui exprime que le flux F , ou transfert de la masse M en un temps t , est proportionnel au gradient de concentration (D est le coefficient de diffusivité, en cm^2/s). En différenciant cette équation par rapport à x et en la portant dans la précédente, on trouve :

$$-D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} = \frac{\partial F}{\partial x} = \frac{\partial c}{\partial t} + R$$

Hors du biofilm, $R = 0$ et il reste la seconde loi de Fick.

Dans le film, supposé à l'équilibre, on a $\frac{\partial c}{\partial t} = 0$ et il reste $-D \frac{d^2 c}{dx^2} = R$

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

Cette équation peut être intégrée une fois dans la zone superficielle où R peut être considéré comme constant (il vaut environ 1,5 mg O₂/l.min), c'est-à-dire non limité par C ni par x.

On trouve l'équation d'une droite : $-D \frac{dc}{dx} = \frac{R}{D} x + K$

et en intégrant une seconde fois on obtient une parabole correspondant bien aux résultats expérimentaux de la Figure III.3. La pente de la droite permet le calcul de D, qui vaut environ 4.10⁻⁷ cm²/s, soit 70 fois moins que dans l'eau à la même température : 2,7.10⁻⁵ cm²/s pour O₂. En fait la microélectrode décèle, dans les canalicules du biofilm, de fréquents changements de concentration, qui indiquent qu'il ne s'agit pas réellement de diffusion moléculaire passive, mais bien d'un transfert par de nombreux microtourbillons aléatoires. Reprises récemment, ces mesures ont montré que l'oxygène pénètre dans le biofilm jusqu'à – à peu près – 0,2 mm, et que la réduction des sulfates commence à ± 1,3 mm de profondeur, la concentration en sulfures pouvant monter jusqu'à ± 20 mg/l au fond d'un biofilm épais.

III.2.1.2. Lit bactérien

III.2.1.2.1. Description d'un lit bactérien

Les lits bactériens (LB) sont les systèmes d'épuration artificielle qui reproduisent industriellement l'effet épurateur du sol. En général, ils sont utilisés pour les eaux très chargées et pour les installations inférieures à 2000 équivalents habitats (EH). Un lit bactérien est constitué d'un bassin (garnissage) (Figure III.5) rempli de pouzzolane, roche poreuse d'origine volcanique pour le support minéral ou de type nid d'abeille pour support plastique, sur laquelle les micro-organismes forment un biofilm plus au moins épais [18-19]. La hauteur du lit bactérien est de 1 à 3 m pour un garnissage classique et de 6 à 12 m pour des garnissages plastiques [18].



Lit bactérien

éléments de remplissage du lit bactérien

Figure III.5 : Photo d'éléments de remplissage d'un lit bactérien [18].

III.2.1.2.2. Principe de fonctionnement

L'effluent contenant la pollution ruisselle sur le support et pénètre dans le biofilm et l'oxygénation est apportée par ventilation naturelle de bas en haut du lit qui repose sur une grille [18]. La distribution régulière de l'effluent est réalisée par des éléments fixes (rigoles, rampes fixes) ou mobiles (sprinklers rotatifs). Le temps de passage de l'eau au sein du système est très court, de l'ordre de quelques minutes. Le développement du biofilm se fait d'une manière continue, jusqu'à ce que la surface totale du support soit couverte par une couche monocellulaire. A partir de ce moment-là, la croissance continue par production de nouvelles cellules qui viennent recouvrir la couche initiale.

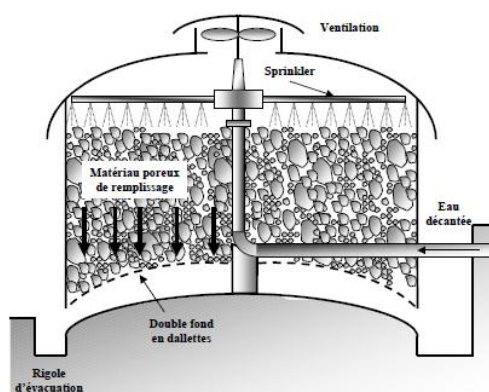


Figure III.6 : Schéma de principe d'un lit bactérien [20]

Le décrochage de la biomasse est spontané par une augmentation de la phase endogène, par l'action des larves et par la vitesse de passage du fluide. Une décantation secondaire est indispensable. Deux modes de fonctionnement peuvent apparaître, en fonction des conditions d'exploitation : érosion continue de la biomasse, et érosion de la biomasse avec détachement périodique du biofilm. Si au contraire les conditions d'arrosage ne permettent pas une érosion suffisante, la croissance du film bactérien n'est pas freinée. Il finit par atteindre une épaisseur telle que la diffusion de l'oxygène n'est plus possible jusqu'à la base du film et il se crée une zone anaérobie profonde. Un équilibre s'établit entre la zone anaérobie et la zone aérobie, jusqu'à épuisement des réserves de la zone profonde. La masse du biofilm augmente et des métabolites gazeux se dégagent à sa base, qui diminue la surface de contact avec le garnissage. Un détachement continu et uniforme est donc préférable à un décrochage périodique. A ce titre, les conditions d'arrosage sont un facteur important pour expliquer les performances, car elles déterminent le détachement du biofilm.

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

Le recyclage de l'effluent traité en tête de réacteur est souvent pratiqué pour améliorer les performances. L'oxygène doit être réparti de manière uniforme à la base du massif de filtre et apporté par injection d'air à travers de buselures. Les rendements d'épuration sur lit bactérien peuvent atteindre 85 à 95 %. Par ailleurs, ce procédé génère des boues fermentescibles et des nuisances olfactives [14].

III.2.1.2.3. Paramètres de fonctionnement

Le dimensionnement d'un lit bactérien se repose sur deux paramètres : la charge hydraulique et organique. La DBO éliminée dépend de la nature de l'eau usée, la charge hydraulique (C_H), la température (T) et aussi la nature du matériau de remplissage.

- **La charge hydraulique (ou vitesse superficielle)** : est égale au débit admis sur lit, y compris le recyclage, divisé par la surface horizontale du lit (A)

$$C_H(m/h) = \frac{Q(m^3/h)}{A(m^2)} \text{ ou } Q(1 + R) \text{ (R : taux de recirculation)}$$

- **La charge organique volumétrique (C_v) en DBO et DCO** : est exprimée en kg par m^3 de matériau et par jour.

$$C_v = \frac{Kg DBO_5/j}{V}$$

- **La charge organique surfacique (C_s) en DBO et DCO** : est exprimée en kg par m^2 de surface développée et par jour.

$$C_s = \frac{Kg DBO_5/j}{A}$$

III.2.1.2.4. Classification des lits bactériens

Anciennement, les lits bactériens étaient classés en faible, moyenne, forte et très forte charge, avec des valeurs correspondantes pour les charges hydrauliques et organiques. Pour les eaux résiduaires urbaines, on distingue deux types : lits à faible charge et lits à forte charge.

a) Lit à faible charge :

Dans ce cas $C_H < 0,4 \text{ m/h}$ et $C_v = 0,08 - 0,15 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3 \cdot \text{j}$

Le substrat à quantité réduite maintient les bactéries aérobies dans un état proche de la respiration endogène et l'effluent est bien nitrifié. La biomasse produite n'est pas arrachée du fait de faible débit. De même elle se minéralise progressivement au cours du traitement et devient facilement décantable. La surface de lit est importante de l'ordre de $1 \text{ m}^2/15$ habitant avec une hauteur entre 1,5 et 3 m. Ce système engendre des investissements très importants.

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

b) Lit à forte charge :

C'est le type le plus réponsus avec $C_V=0,7-0,8 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3.\text{j}$ et $C_H > 0,7 \text{ m/h}$

Pour maintenir cette charge hydraulique le recyclage est nécessaire. L'auto-curage de matériau sur lequel ne subsiste qu'une mince couche active permet des échanges rapides et enlève au lit la tache de dégrader lui-même la matière cellulaire formée. Ce qui implique nécessairement l'emploi d'un clarificateur à la sortie de lit pour recueillir les matières décantées.

Exercice d'application

Soit un effluent après traitement par le procédé lit bactérien «LB», présente une concentration en DBO_5 de l'ordre de 250 mg/L pour lequel on adopte une charge volumétrique (C_V) égale à 0.4 Kg de $\text{DBO}_5 / \text{m}^3/\text{jour}$. Le débit est de 1000 m^3/jour et la hauteur du LB est de deux mètres ($h=2\text{m}$).

- Calculer le volume du LB
- Calculer la surface du LB
- Déterminer sa charge hydraulique (C_H)
- Déduire le type de LB

Réponse

$$\text{On a } C_V = \frac{\text{Kg DBO}_5/\text{j}}{V} \Rightarrow V = \frac{\text{Kg DBO}_5/\text{j}}{C_V} = \frac{[\text{DBO}_5] \times Q}{C_V} = \frac{1000 \times 0.25}{0.4} = 625 \text{ m}^3$$

$$V = S \times h \Rightarrow S = 312.5 \text{ m}^2$$

$$C_H (\text{m/h}) = \frac{Q (\text{m}^3/\text{h})}{A (\text{m}^2)} \Rightarrow C_H = \frac{1000}{312.5 \times 24} = 0.13 \text{ m/h}$$

D'après les valeurs du C_H et C_V le LB est à faible charge

III.2.1.2.5. La conception d'un lit bactérien à forte charge

Dans le cas général, la station à lit bactérien est constituée d'un décanteur primaire, lit bactérien et un décanteur secondaire avec des ouvertures de recirculation pour LB fonctionnant en forte charge (figure III.7).

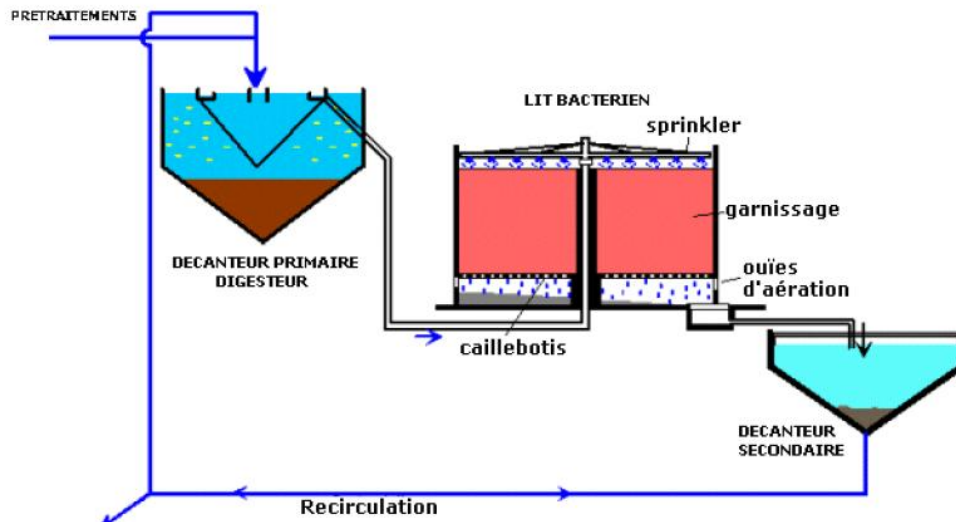


Figure III.7 : Schéma de principe d'une filière type par lit bactérien [14].

a) Recyclage de l'eau et la boue

Le mode de recirculation n° 1 est le plus communément employé. Les boues secondaires sont recyclées en continu: le débit de recirculation étant prélevé au fond du clarificateur, celui-ci peut avoir une surface calculée uniquement pour une vitesse correspondant au débit à traiter Q . Par contre, le décanteur primaire doit être calculé pour recevoir $Q(1+R)$, si R est le taux recyclage.

b) Garnissage

Les matériaux utilisés comme garnissages doivent présenter les caractéristiques suivantes :

- Une grande surface \rightarrow granulométrie la plus petite que possible qui permet l'accrochage de plus de biomasse, pour un volume de matériau donné ;
- Des interstices suffisamment larges (taux de vide) \rightarrow pour éviter le colmatage, bonne recirculation d'eau et bon passage d' O_2 et permet d'appliquer des charges hydrauliques plus importantes,
- Bonne résistance mécanique, chimique et un poids spécifique plus faible permet de réduire le génie civil nécessaire à leur support, et de réaliser des grandes hauteurs d'empilage.

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

Suivant la nature du matériau utilisé on distingue :

- les lits bactériens à remplissage traditionnel : pouzzolanes, du coke métallurgique ou des cailloux siliceux concassés (40-80 mm), briques creuses, terre cuite et gravier (80 - 120 mm) avec un indice de l'ordre de 50 %. Ce type de lit bactérien a été surtout utilisé sur les eaux résiduaires urbaines (ERU)
- les lits bactériens à remplissage plastique destinés souvent aux eaux résiduaires industrielles (ERI). Ces matériaux plastiques mis en œuvre en vrac ou ordonnés. Ces matériaux peuvent être sous forme de disque, anneaux ou toutes formes en PVC ou PE. La surface développée est de 150 à 200 m²/m³ avec un indice de vide de 90 %.

III.2.1.2.6. Inconvénients du Lit bactérien

Les inconvénients majeurs des lits bactériens sont les suivants :

- tendance au colmatage, surtout avec les supports traditionnels,
- variation des rendements d'épuration, par une création de zones mortes et de chemins préférentiels,
- très sensible au gel, car il faut que le haut et le bas du lit soient bien ouverts afin de permettre une aération naturelle suffisante.

Les lits bactériens sont quelquefois associés à un traitement par boues activées pour les fortes charges.

III.2.1.3. Les disques biologiques (biodisques)

Les disques biologiques ou les biodisques sont des disques enfilés parallèlement sur un axe horizontal tournant [18]. Ces disques plongent dans l'eau à épurer pendant une partie de leur immersion ils se chargent de la pollution dissoute (substrat) puis émergent dans l'air (émersion) pendant le reste du temps, ils absorbent de l'oxygène nécessaire à la respiration des microorganismes [19]. Ces derniers se développent et forment un film biologique (biofilm) épurateur sur les deux faces des disques. L'épuration a lieu de deux façons :

1. par le biofilm attaché aux disques de surface, et
2. par la biomasse en suspension dans l'auge de volume.

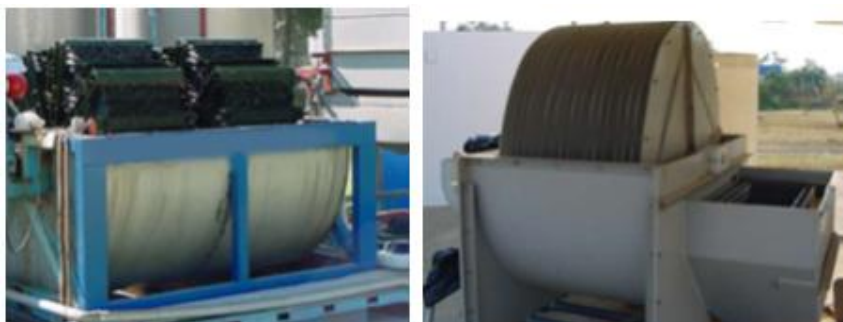


Figure III.8 : Photo de disques biologiques [18]

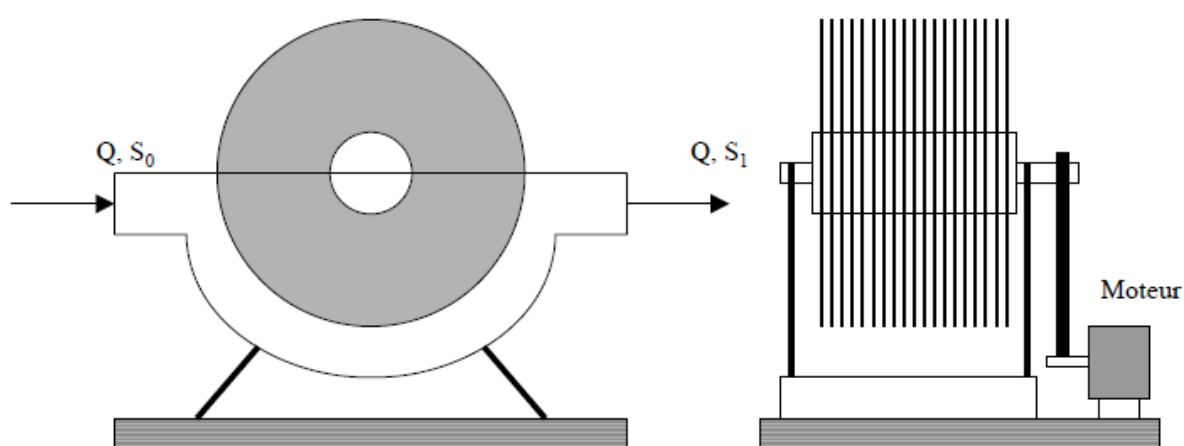


Figure III.9 : Schéma de principe des biodisques [18].

Les disques ont un diamètre de 1 à 3 m, sont espacés de 20 mm pour éviter le colmatage et tournent à une vitesse de 1 à 2 tr mn^{-1} . De par la rotation, la biomasse se trouve donc alternativement en contact avec l'eau à traiter et l'oxygène de l'air. La mise en rotation des disques est généralement assurée par un moteur électrique. Quelques réalisations prévoient une aide à la rotation et à l'oxygénation par une insufflation d'air complémentaire sous des godets solidaires de certains disques. Ceux-ci, réalisés en polystyrène, PVC ou feuilles de polyéthylène ondulées.

Des que le film biologique dépasse une épaisseur de quelques millimètres, il se détache et est entraîné vers le décanteur finale où il est séparé de l'eau à épurée [19]. Les boues en excès se sont soit renvoyées par pompage périodique vers l'ouvrage de tête soit récupérées dans un clarificateur secondaire avant rejet dans le milieu naturel (voir figure III.10).

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

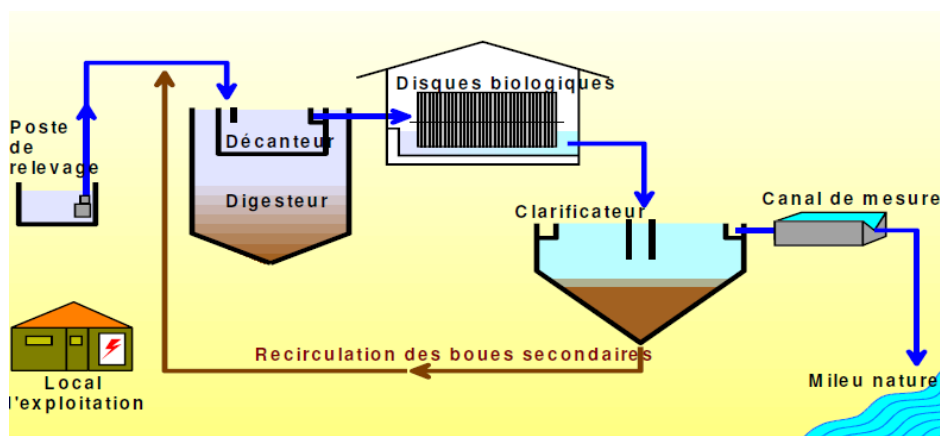


Figure III.10 : Schéma de principe d'une filière type de disques biologiques [14]

Il faut veiller à ce que la vitesse périphérique des biodisques ne dépasse pas 20 m min^{-1} (en pratique 13 m min^{-1}), pour obtenir un bon mélange dans l'auge, un bon transfert du substrat et éviter un décrochage excessif du biofilm. En général, pour les eaux usées domestiques, la vitesse de rotation est 2 trs/min pour 2 m et 1,2 trs/min pour 3 m. La colonisation des biodisques a lieu en quelques jours, et l'épaisseur du biofilm varie entre 1.5 et 3 mm. Ce procédé s'adapte bien aux fortes charges des effluents.

Il élimine la DBO_5 , la DCO et l'ammoniac de façon satisfaisante. Il faut rappeler que les boues représentent 1 à 1.3 litres/hab/jour c.a.d 0.8 à 1 kg de MES par Kg de DBO_5 éliminé. Les réalisations comprennent souvent plusieurs étages de disques, les premiers servant à l'élimination du carbone organique, les derniers pouvant servir à la nitrification. Les charges sont exprimées en g de DBO_5 par m^2 de surface de disque et par jour: en général, elles ne dépassent légèrement 25 à 30 $\text{g/m}^2\cdot\text{j}$.

Avec des charges nettement inférieures, une nitrification est envisageable mais la sensibilité à la température est grande.. L'inconvénient majeur de ces systèmes est leur sensibilité au gel et aux intempéries, ils nécessitent donc un local couvert et clos. De plus, ce dispositif d'épuration ne supporte pas d'arrêt de rotation. La partie émergée sèche rapidement, alors que la partie immergée continue à se charger. Cela crée un grand déséquilibre qui détériore le moteur lors de la remise en route.

L'efficacité de traitement dépend de certains paramètres :

- La vitesse de rotation : plus elle est importante plus le rendement augmente, mais il y a une certaine limite.
- Nombre d'étages, l'optimum est 14 ;

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

Capacité : en DBO soluble: 15 à 30 g /m².jour : charge hydraulique: de 0,04 à 0,16 m³/m².jour

Les deux paramètres de dimensionnement d'un bassin à disques biologiques sont :

- La charge superficielle C_s (g DBO₅/m² de disque.J)
- La charge hydraulique C_H (L/m².J)

III.2.1.4. Biofiltre

Ce traitement consiste à faire transiter les eaux usées dans une cuve contenant un support d'un matériau filtrant immergé qui assure d'une part, la rétention des matières en suspension par filtration et d'autre part, la fixation d'une biomasse épuratoire (Figure III.11) [19].

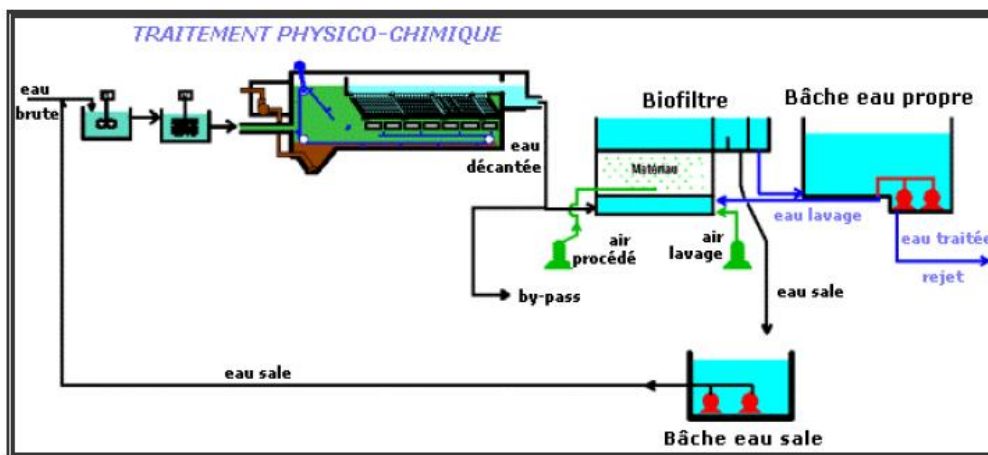


Figure III.11 : Biofiltre [19]

L'air est insufflé par le bas; l'eau peut être introduite par courant ascendant ou descendant suivant la technique utilisée. Les micro-organismes adhérents à chaque grain sous la forme d'un film biologique épurateur. Le film biologique permet l'assimilation de la pollution et la filtration de la boue produite d'où le terme "biofiltre". Les eaux sales retournent en tête de traitement afin que les boues biologiques soient piégées dans le décanteur primaire (ou bien un traitement physico-chimique).

III.2.2. Procédés biologiques aérobies à culture libre

On appelle procédé biologique aérobie de type culture libres, un procédé biologique dans lequel on provoque le développement d'une culture bactérienne dispersée et en suspension, sous forme de floes au sein du liquide à traiter, tous deux contenus dans une cuve appelée « réacteur biologique » [15].

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

On définit alors :

- ❖ Procédé intensif par boues activées
- ❖ Procédés extensif par lagunage

III.2.2.1. Procédé de traitement aérobie par boues activées

III.2.2.1.1. Description générale et principe de fonctionnement

Le procédé à boues activées consiste en un réacteur biologique aérobie, où les microorganismes flottent librement dans un liquide aéré, sous forme de petits amas appelés BIOFLOCS. Le mélange eau usée-bioflocs est appelé LIQUEUR MIXTE. Le procédé, inventé à Manchester en 1914, reproduit industriellement l'effet épurateur des rivières. Il est devenu le principal procédé actuel d'épuration [17].

Le principe de boues activées est basé principalement sur l'activité de cultures bactériennes maintenues en état aérobie dans le bassin d'aération et alimentées par l'eau à épurer [20]. Le schéma de base est illustré en Figure III.12.

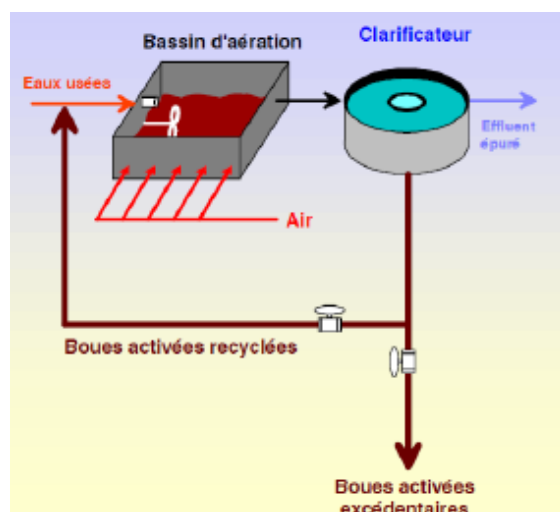


Figure III.12 : Principe de fonctionnement de procédés à boues activées [21].

1. Bassin d'aération

Le bassin d'aération constitue le cœur même du procédé dans lequel s'effectuent les réactions biochimiques à l'origine de l'épuration. Les matières organiques contenues dans l'eau se transforment en carbone (sous la forme de dioxyde de carbone CO_2) sous l'action des bactéries aérobies [18]. Les résidus ainsi formés, contenant ce stock de bactéries, sont appelés "boues".

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

L'apport d'air dans le bassin d'aération est destiné à y satisfaire des besoins d'oxygène dissous (de l'ordre de 2 mg.l^{-1}) requis pour la satisfaction de la DBO_5 et pour la respiration de la masse cellulaire ; il est destiné aussi à contribuer au brassage et au maintien en suspension des BA. Ce brassage est indispensable pour homogénéiser le mélange et éviter les dépôts. La concentration en MS dans le bassin d'aération peut, suivant les situations, évoluer entre 2 et 12 g l^{-1} . Ces MS sont essentiellement des matières vivantes mesurables sous la forme de matières volatiles MV.

L'aération est réalisable dans des bassins de 4 à 5 m de profondeur par :

- Des aérateurs de surface (turbines, disque rotatifs)
- Des buselures d'insufflation d'air surpressé en grosses bulles
- Des poreux assurant la distribution de fines bulles.

Plusieurs configurations de bassins d'aération peuvent être mises en œuvre :

- Conventionnel (le plus fréquemment utilisé)
- Contact stabilisation
- Alimentation étagée
- Mélange intégral (complet)

2. Clarificateur (décanteur secondaire)

Après un temps de séjour dans ce bassin d'aération, l'effluent est renvoyé dans un clarificateur, appelé aussi décanteur secondaire placé à l'aval du bassin d'aération (Figure III.12). Il a la double fonction de clarifier l'eau en traitement (l'eau épurée est séparée des boues par décantation) et de concentrer les boues activées (BA) pour en permettre le recyclage continu en amont du bassin d'aération. Ce recyclage est nécessaire pour réensemencer l'eau de l'épuration et y assurer une forte concentration en BA compatible avec la charge désirée de l'épuration et un âge suffisamment élevé des BA, tout particulièrement requis pour l'élimination maximal de DCO. Les boues en excès sont envoyées dans une unité de traitement spécifique, en vue de leur épandage agricole ou de leur élimination

Chaque ouvrage de décantation est caractérisé par une vitesse ascensionnelle (ou charge hydraulique superficielle).

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

Cette vitesse est calculée en divisant le débit admis dans l'ouvrage par sa surface libre (ou surface utile intéressée par la remontée de l'eau épurée) :

$$v_a = \frac{Q}{S}$$

v_a : vitesse ascensionnelle exprimée en $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ ou m^3/h

Q : débit en m^3/h

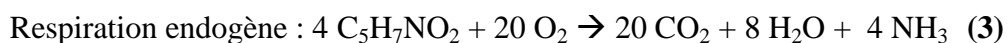
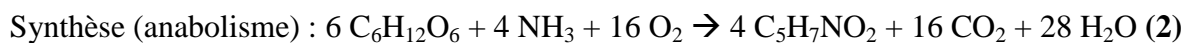
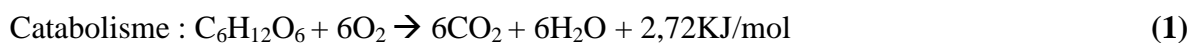
S : surface de l'ouvrage en m^2

Pour un décanteur normalement dimensionné et bien exploité, la vitesse ascensionnelle admissible est d'autant plus faible que l'aptitude des boues à la décantation est mauvaise, ou la concentration de ces boues est élevée. Elle est une fonction décroissante du paramètre fictif V_c (volume corrigé) exprimé en ml/l , obtenu en faisant le produit de l'indice de boue I_B (qui permet d'apprécier l'aptitude de la boue à la décantation) par la concentration en boues à l'entrée du décanteur C_{BA}

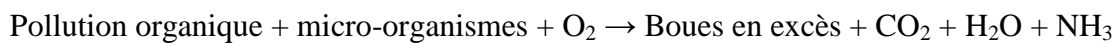
$$V_c = \text{indice de boue} \times \text{concentration en MES des boues} = \text{Volume corrigé (en ml/l)}$$

III.2.2.1.2. Besoins en oxygène

Le procédé est dit aérobie si l'oxygène est associé aux réactions [20] :



Le bilan global de l'épuration se traduit par :



Les besoins théoriques en oxygène représentent la somme : (36)

- de l'oxygène consommé pour fournir l'énergie nécessaire à la synthèse (16)

- et de l'oxygène consommé pour la respiration endogène (20)

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

→ Pour la synthèse:

Il a été montré expérimentalement qu'à une masse constante de cellules synthétisées correspond une masse de matière organique, exprimée par la DBO, éliminée.

On appelle a'_u (Kg d'O₂/Kg de DBO₅) la fraction de la DBO ultime utilisée pour la synthèse :

$$a'_u = \frac{16 O_2}{36 O_2} = 0,45$$

On appelle a_u la fraction de la DBO ultime utilisée pour l'oxydation complète de la matière vivante :

$$a_u = \frac{20 O_2}{36 O_2} = 0,55$$

Et le paramètre a_{mu} c'est la masse de cellules formées par masse de DBO ultime éliminée :

$$a_{mu} = \frac{4 C_4H_7NO_2}{36 O_2} = 0,39$$

Pour une certaine quantité de la DBO ultime, une fraction a_u , de l'oxygène, est utilisée pour la synthèse de a_{mu} mg de matière vivante cellulaire telle que: $a_u = 1.42 a_{mu}$

Alors les besoins pour la synthèse bactérienne s'expriment sous la forme : $a'_u \times$ DBO ultime éliminée.

Et les besoins pour la respiration endogène (dans une station), seule une fraction b_u des 4 C₅H₇NO₂ synthétisées est transformée en CO₂ et H₂O :

$$b'_u = b_u \frac{20 O_2}{4 C_5H_7NO_2} \quad (\text{Kg d'O}_2/\text{Kg MVS.J})$$

Les besoins globaux en oxygène sont : ($a'_u \cdot$ DBO ultime éliminée)+(b'_u. masse de matière vivante)

Par commodité :

- a' est relatif à la DBO₅ et non pas DBO ultime,
- b' est relatif à la masse de la matière volatile et non à celle de matière vivante.

III.2.2.1.3. Paramètres de fonctionnement

a)La charge massique appliquée C_{ma} : C'est le rapport entre le flux journalier de pollution (exprimé en kg de DBO₅ par jour) entrant dans l'aérateur et la masse de boues (masse bactérienne) contenues dans ce réacteur de volume V.

$$C_{ma} = \frac{\text{nouriture}}{\text{biomasse}} = \frac{\text{DBO}_5 (\text{Kg/j})}{1 \text{ Kg de MVS dans BA}}$$

$$C_{ma} = \frac{Q \times [\text{DBO}_5]}{V_{BA} \times [\text{MVS}]_{BA}}$$

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

Avec

Q : Débit journalier ($\text{m}^3 \cdot \text{j}^{-1}$) entrant dans le bassin d'aération

[DBO_5] : Concentration moyenne ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$) en DBO_5 de l'effluent à l'entrée du bassin d'aération

V_{BA} : Volume (m^3) du bassin d'aération

[MVS] $_{\text{BA}}$: Concentration en ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$) en MVS des boues dans le bassin d'aération

b) La charge volumique appliquée C_{va} : C'est le rapport entre le flux journalier de pollution et le volume de l'aérateur ($\text{Kg DBO}_5/\text{m}^3 \cdot \text{J}$)

$$C_{\text{va}} = \frac{Q \times [\text{DBO}_5]}{V_{\text{BA}}}$$

$$C_{\text{va}} = C_{\text{ma}} \times [\text{MVS}]_{\text{BA}}$$

Q : Débit journalier ($\text{m}^3 \cdot \text{j}^{-1}$) d'eau brute alimentant l'étage biologique

[DBO_5] : Concentration ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$) en DBO_5 dans l'influent du réacteur biologique

V_{BA} : Volume (m^3) du bassin d'aération.

L'âge des boues

L'âge des boues (A) est un paramètre important de suivi des stations d'épuration par boues activées, car il est directement lié au rendement d'épuration du réacteur. C'est le rapport entre la masse de boues présentes dans l'aérateur et la quantité de boues extraites (donc produites) par jour.

$$A = \frac{V_{\text{BA}} \times [\text{MES}]_{\text{BA}}}{Q_{\text{E}} \times [\text{MES}]_{\text{E}}}$$

avec :

Q_{E} : Débit journalier ($\text{m}^3 \cdot \text{j}^{-1}$) d'extraction des boues en excès

[MES] $_{\text{BA}}$: Concentration ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$) en MES des boues activées

V_{BA} : Volume (m^3) du bassin d'aération

[MES] $_{\text{E}}$: Concentration ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$) en MES des boues extraites.

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

III.2.2.1.4. Classification des bassins à boues activées

Les bassins à boues activées sont classés en 3 types selon la charge massique en matière organiques appliquée : faible charge, moyenne charge et forte charge.

Tableau III.1 : Valeurs de C_{ma} , C_{va} et temps d'aération par type de bassins

charge Type	Charge massique C_{ma} (Kg DBO5/Kg MVS.j)	Charge volumétrique C_{va} (KbDBO5/m3j)	Temps d'aération ou Temps de séjour (h)
Faible charge	0.05-0.2	< 0.5	10-20h
Moyenne charge	0.2-0.5	0.5-1.5	3-10h
Forte charge	>0.5	1.5-2.5	1-3 h

III.2.2.1.5. Paramètres de conception et de dimensionnement d'un BBA

La conception, le dimensionnement et l'exploitation d'un BAA est basé essentiellement sur 2 paramètres :

- L'aération (calcul du débit d'oxygène Q_{O_2} (Kgd' O_2 /j))
- La recirculation des boues (calcul taux de recirculation r (%))

Débit d'aération : Q_{O_2} (Kgd' O_2 /j)

Le débit d'aération doit être suffisant pour la dégradation d'une quantité ($\Delta L = L_0 - L_f$) de matières organiques, assurer les besoins propres des microorganismes pour leur respiration endogène et éventuellement la nitrification de l'azote ammoniacal et organique (NTK)

$$Q_{O_2} = a' \Delta L + b' X_t + c' \Delta N_{\text{nitrifiant}} \quad (\text{Kg/j})$$

a' , b' , c' : paramètres spécifiques

a' (Kg O_2 /Kg DBO dégradé) = 0.6 \approx 0.8

b' (Kg O_2 /Kg MVS) = 0.06 \approx 0.08

c' (Kg O_2 /Kg N nitrifiant) = 4.2 \approx 4.5

$\Delta N = NTK_{\text{entrée}} - NTK_{\text{sortie}}$

ΔL (Kg DBO éliminée/j) = $(L_0 - L_f) \times Q$

L_0 = DBO entrée (mg/l)

L_f = DBO sortie (mg/l)

X_t (Kg) = masse des boues dans le bassin

$X_t = X_a \times V$ avec

X_a : Concentration des boues = 2 \approx 5 g/l

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

Débit d'oxydation horaire moyenne

$$QO_2 = \frac{QO_2(\text{Kg/j})}{24} \quad \left(\frac{\text{Kg}}{\text{h}}\right)$$

Débit d'oxydation horaire réel

$$QO_{2\text{réel}} = \frac{QO_2(\text{Kg/h})}{\beta} \quad (\beta = 0.6 \text{ à } 0.8)$$

La puissance installée

Les aérateurs de surface ont un apport spécifique en oxygène qui varie entre $q_{O_2} = 1.5 \text{ à } 2 \text{ (Kg O}_2/\text{KWh)}$.

$$P = \frac{QO_2(\text{Kg/h})\text{réel}}{q_{O_2} \text{ (Kg/KWh)}}$$

En plus de l'aération, la puissance des réacteurs doit permettre le brassage (mélange)

La puissance de brassage minimale $P_B > 20 \text{ à } 40 \text{ W /m}^3$.

$$20 \text{ à } 40 < P_B < \frac{P}{\text{Volume}}$$

Recirculation de boues

La recirculation de boues activées à partir du décanteur secondaire (DS) est indispensable pour maintenir la même charge massique (concentration en microorganismes).

Le bilan des boues dans le décanteur secondaire : Entrée = sortie

$$X_a \cdot (1+r) Q = X_r \cdot r \cdot Q + X_{\text{sortie}} \cdot Q$$

X_a : Concentration des boues à l'entrée du DS

X_{sortie} : Concentration des boues à la sortie du DS

X_r : Concentration des boues recirculées

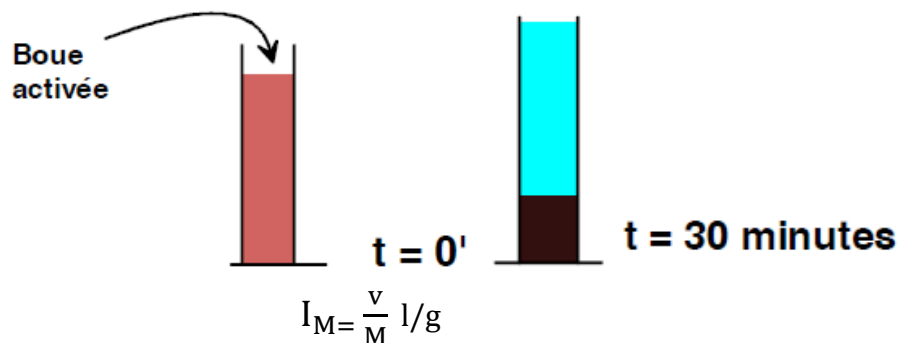
(r : taux de recirculation)

$$X_a + X_a \cdot r = X_r \cdot r \Rightarrow r (X_r - X_a) = X_a$$

$$r (\%) = \frac{X_a}{(X_r - X_a)} \times 100$$

$$X_r = \frac{1200}{I_M} \text{ g/l}$$

I_M : indice de MOHLMAN



Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

L'indice de MOLHMAN (IM en mL/g) ou indice d'épaississement est le volume occupé dans une éprouvette de 1000mL par 1g de boue, sans dilution, après une décantation de 30 min. Cet indice traduit l'aptitude de la boue à décanter et à épaissir [15].

L'indice de boue (IB en mL/g) ou indice de décantation libre est le volume occupé dans une éprouvette de 1000mL par 1g de boue, avec dilution, après une décantation de 30 min. Cet indice traduit l'aptitude de la boue à décanter dans un milieu dilué [15].

Exercice d'application

1/Calculer le volume du bassin d'aération nécessaire pour traiter l'effluent issu d'une station à boue activée à faible charge qui présente une concentration en DBO₅ de 4g/L et un débit de 800 m³/h .

2/ Calculer la recirculation des boues pour une concentration des boues de 3g/l à l'entrée du bassin et un indice de MOHLMAN I_M = 150.

Réponse

$$\text{On a } C_{va} = \frac{\text{Charge DBO}_5}{\text{Volume}} \Rightarrow C_{va} = \frac{Q \times [\text{DBO}_5]}{V_{BA}}$$

$$\Rightarrow V_{BA} = \frac{Q \times [\text{DBO}_5]}{C_{va}} = \frac{4 \times 800 \times 24}{0.3} = 256000 \text{ m}^3$$

2/

$$\text{On a } r (\%) = \frac{X_a}{(X_r - X_a)} \times 100$$

$$X_r = \frac{1200}{I_M} \text{ g/l} \Rightarrow X_r = \frac{1200}{150} = 8$$

$$r (\%) = \frac{3}{(8 - 3)} \times 100 = 60 \%$$

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

III.2.2.2. Procédé de traitement aérobie par lagunage

III.2.2.2.1. Introduction

Les eaux d'égout des collectivités rurales doivent comme celles des villes être épurées avant leur rejet dans le milieu naturel : ruisseaux, rivières, lacs [22]. Pour des collectivités généralement inférieures à 500 EH, des techniques extensives d'épuration des eaux usées urbaines peuvent être utilisées. Ces procédés nécessitent de grandes surfaces et sont basés sur des techniques qui réalisent l'épuration à l'aide de cultures fixées sur support fin ou encore à l'aide de cultures libres mais utilisant l'énergie solaire pour produire de l'oxygène [23]. Cette épuration se fait dans des stations d'épuration à l'aide de bactéries qui détruisent la pollution avant qu'elle ne soit rejetée. Elles transforment cette pollution en un sous-produit appelé « boues » qui sont ensuite épandues comme engrais et matière organique sur les terrains agricoles. À partir de 1950, des études et des recherches méthodiques furent entreprises sur le fonctionnement de ces écosystèmes et le dimensionnement des installations en jouant sur la profondeur des bassins, l'aération artificielle, et en recherchant la valorisation de sous-produits. À l'issue de quoi, le lagunage a pu devenir un procédé rustique, écologique, fiable et peu onéreux, se base sur les phénomènes responsables de l'autoépuration des cours d'eau, avec des résultats hautement satisfaisants en matière de décontamination.

III.2.2.2.2. Définition

Le lagunage est une technique biologique d'épuration des eaux usées, où le traitement est assuré par une combinaison de procédés aérobies et anaérobies, impliquant un large éventail de micro-organismes (essentiellement des algues et des bactéries). Il s'agit d'un bassin ou d'un système de bassins (Figure III.13), exposés à l'air libre et simulent, en l'amplifiant, l'action auto-épuratrice des étangs ou des lacs. On peut les classer en fonction de leur régime (aérobie ou non) ou en fonction de leur place dans la filière épuratoire. On aura donc des bassins de stabilisation :

- anaérobies : sortes de pré-digesteurs exposés à l'air ;
- aérobies : fonctionnant grâce à une association typique d'algues et de bactéries, complétée éventuellement par une aération mécanique ;
- facultatifs : où la zone supérieure est aérobie et la zone inférieure anaérobie.

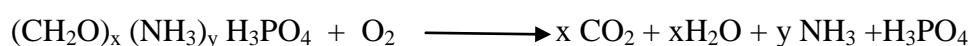
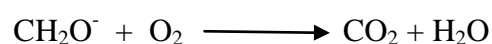


Figure III.13 : Photo de bassins de lagunage [23]

III.2.2.2.3. Principe générale de fonctionnement

Le principe général consiste à recréer, dans des bassins, des chaînes alimentaires aquatiques (Figure III.14). Le rayonnement solaire est la source d'énergie qui permet la production de matières vivantes par les chaînes trophiques. Les substances nutritives sont apportées par l'effluent alors que les végétaux sont les producteurs du système en matière consommables et en oxygène. Les bactéries assurent la part prépondérante de l'épuration et la microfaune contribue à l'éclaircissement du milieu par ingestion directe des populations algales et des bactéries. Une station de lagunage est une succession de bassins (de 2 à 5) dans lesquels l'eau s'écoule gravitairement pendant un long temps de séjour. L'eau usée arrive d'abord dans les prétraitements (dégraisseurs, déshuileurs, dessableurs) qui, comme leurs noms l'indiquent, sont chargés d'éliminer les particules solides et les graisses. Le mécanisme de base sur lequel repose le lagunage naturel est la photosynthèse.

La tranche d'eau supérieure des bassins est exposée à la lumière. Ceci permet l'existence d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et au maintien des bactéries aérobies. Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique selon les réactions chimiques suivantes :



Le gaz carbonique formé par les bactéries, ainsi que les sels minéraux contenus dans les eaux usées, permettent aux algues de se multiplier. Il y a ainsi prolifération de deux populations interdépendantes : les bactéries et les algues planctoniques, également dénommées "microphytes". Ce cycle s'auto entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et de la matière organique. En fond de bassin, où la lumière ne pénètre pas, ce sont des bactéries

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Un dégagement de gaz carbonique et de méthane se produit à ce niveau.

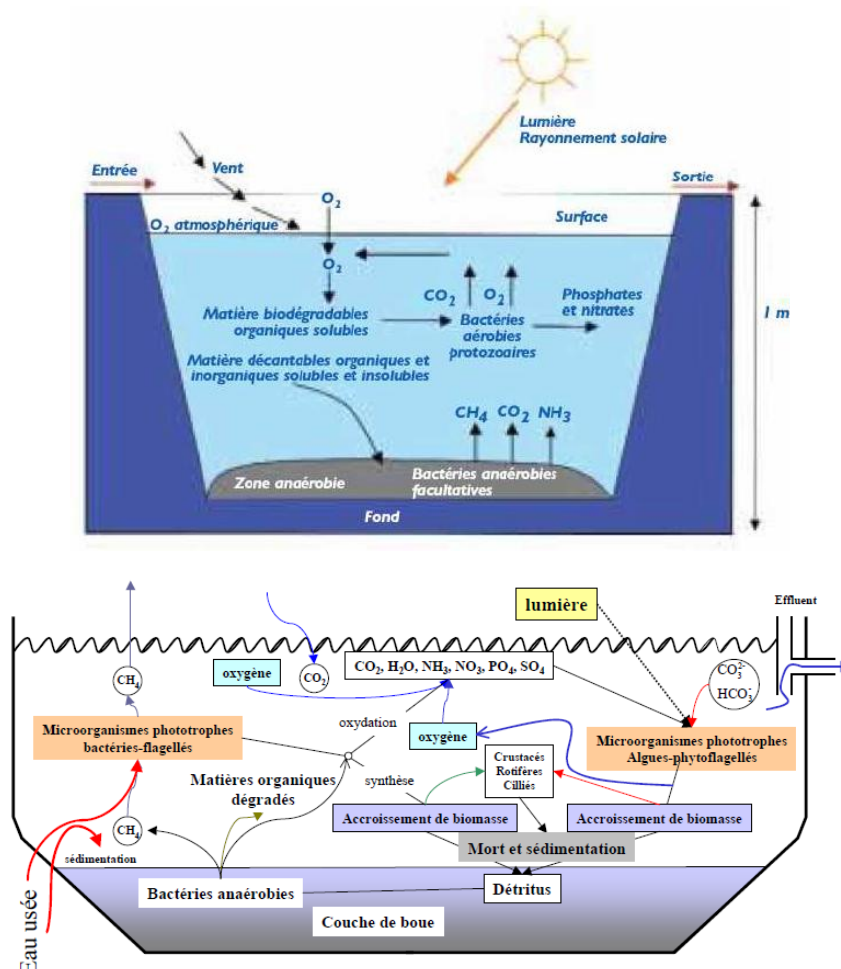


Figure III.14: Cycles Biologiques d'une lagune [18,23]

Ce procédé simple demande des surfaces importantes car les temps de réactions sont très longs. Pour que le lagunage s'effectue dans les meilleures conditions d'aérobiose, tout en évitant les odeurs et la prolifération des insectes, il faut prévoir une décantation primaire des effluents. On empêche, ainsi, un colmatage rapide des bassins. Selon les régions, on peut traiter par ce procédé de 25 à 50 kg de DBO₅ par hectare et par jour.

Ce traitement demande des surfaces importantes avec des temps de séjour de l'ordre de 30 à 60 jours et une profondeur des bassins qui varie selon le type de lagune de 0.5 à 6 m. L'inconvénient majeur de ce type de procédé est le dépôt qui se produit à la longue et qui reste en phase anaérobie [24].

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

III.2.2.4. Aspects biologiques du fonctionnement

1-Le principe de base est d'obtenir une épuration bactérienne aérobie on utilisant l'oxygène fourni par des algues, ce qui oblige à exposer l'eau au soleil sous faible profondeur et grande surface. Le principe combine les processus aérobies des lits bactériens et boues activées, avec les processus anaérobies des digesteurs [17].

2- L'exposition à la lumière permet, outre le développement des algues, celui de thio-bactéries, disposant de pigments leur permettant de réaliser une sorte de photosynthèse où la photolyse de l'eau est remplacée par celle de l' H_2S :



Ceci ne peut avoir lieu dans les digesteurs ordinaires, qui sont à l'abri de la lumière.

Le précipité de soufre peut être observé sur les rives. Dans la partie réductrice des bassins, les sulfates sont réduits, et si leur concentration dépasse 500 mg/l cela peut mener à l'apparition de thiobactéries rouges qui peuvent parfois supplanter les algues en été et en automne. ex. : *Thiopedia rosea*, qui agit sur HS^- .

3- Certains algues, comme les Euglènes, sont mobiles. Les bassins sont souvent verts le matin et gris le soir, parce que les algues fuient les zones trop illuminées et trop chaudes. Les Euglènes indiquent la santé d'un bassin, alors que *Chlamydomonas* domine plutôt dans les bassins où prévalent des conditions anaérobies. Les espèces d'algues dominantes dépendent aussi de la température : à 20 °C : Diatomées, à 33 °C : Algues vertes et à 40 °C : Algues bleu-vertes

4- Les dépôts de boues sont surtout actifs par temps chaud. Ils libèrent alors des gaz (donc du carbone) mais aussi remettent en circuit des produits dégradables consommateurs d'oxygène, ce qui peut mener à une anaérobiose locale malgré la photosynthèse. Même dans les bassins facultatifs, la photosynthèse peut avoir lieu dans les 15 à 30 cm supérieurs, ce qui bloque les odeurs.

5-Le cycle photosynthétique diurne entraîne de fortes variations de pH : celui ci peut monter jusqu'à 9,8 de jour en été, du fait de la consommation du CO_2 par les algues, et dépasser l'optimum des bactéries (pH~8). Dans ce cas il vaudra mieux ne pas mélanger le bassin, les bactéries restant au fond, abritées par une thermocline située à ± 1 m de fond.

6- La biodégradation est essentiellement le fait des bactéries et il n'y a pas de preuve que les algues y participent. En première phase, les protéines sont hydrolysées et les acides aminés sont libérés (ils peuvent atteindre 12 mé/l). Ensuite l'azote passe à la forme ammoniacale.

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

Toute cette production d' NH_4^+ est incorporée par les algues, mais les algues semblent également capables d'assimiler directement les acides aminés libres, stimulant ainsi l'activité bactérienne. Comme la dégradation des matières azotées s'arrête au stade NH_4^+ un pH élevé correspondra à une forte proportion de NH_3 , donc à des odeurs. Les bassins de stabilisation ne sont pas utilisés pour dénitrifier, car il faudrait avoir au préalable nitrifié en milieu aérobie, et ce serait contraire à l'esprit d'économie du procédé. Toutefois un certain % de dénitrification peut être obtenu par recyclage.

7- La stratification thermique est parfois détruite par le vent, mais on peut être amené à la détruire mécaniquement car elle n'est pas toujours avantageuse. Ce sera le cas lorsque les algues concentrées, en eau chaude et stagnante, précipitent d'elles mêmes par auto floculation. La mort des algues prive les bactéries de leur source d'oxygène et les surcharge simultanément d'un afflux de matière organique. Le mélange volontaire éloignera les algues de la surface, et empêchera leur auto floculation.

8- L'oxygène diffuse spontanément jusqu'à 1-1,7 m. Pour créer un bassin facultatif, possédant une zone anaérobie, on recommande donc une profondeur de 2 à 3 m.

9- Le procédé présente une grande souplesse thermique. A froid, un bassin peut fonctionner sous la glace, qui conserve la chaleur en hiver et laisse un peu passer la lumière. On peut encore admettre 250 EH/ha dans ce cas, mais il y a toujours des odeurs au dégel. A chaud, certaines algues vertes sont toutefois moins actives si on dépasse 35 °C. Il faut alors, paradoxalement, aérer mécaniquement pendant ces périodes.

III.2.2.2.5. Cinétique de l'épuration

Les bassins facultatifs peuvent se calculer approximativement comme si c'étaient des réacteurs à boues activées à mélange complet :

$$S_1 = S_0 \frac{1}{1+k.\theta} \quad \text{avec :}$$

S_0 et S_1 = DBO_5 à l'entrée et à la sortie ; θ = temps de séjour, 7 à 40 j (exceptionnellement : 1 à 90 j) ; k = constante cinétique en j^{-1} , fonction de la température (voir tableau) ;

Tableau III.2 : Valeurs de constante k en fonction de la température [17]

T (°C)	5	10	15	20	25	30	35
k (j^{-1})	0.10	0.12	0.24	0.35	0.53	0.80	1.20

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

Le calcul se base donc sur le rendement souhaité (S_1/S_0) et sur la température. Paradoxalement, il ne tient pas compte de l'insolation, ni de l'évolution anaérobie des sédiments. Malgré cela les prévisions sont acceptables pour les rendements en DBO_5 inférieurs à 90 %. Le choix de la valeur de k reste toujours délicat, car elle dépend de nombreux facteurs. MARAIS (1970) suggère d'adopter les conditions les plus critiques pouvant être rencontrées, et plus précisément de retenir comme température la valeur minimum d'une moyenne mensuelle glissante effectuée sur les maximums diurnes.

En réalité, un bassin de stabilisation est toujours incomplètement mélangé sans être pour autant tubulaire. Dans ce type de réacteur, sur base de considérations hydrauliques et en admettant toujours l'ordre un, THIRUMURTHI (1979) propose l'équation modifiée suivante :

$$S_1 = S_0 \frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$$

Avec

$a = 1 + 4 k\theta d$ et $d = D\theta/L^2$ (sans dimensions).

d : un indice de dispersion, caractérisant le type d'écoulement : il varie entre 0 pour l'écoulement piston et ∞ pour le mélange complet. La valeur maximum en pratique est toutefois plutôt 12.

D : est le coefficient de diffusion

L : la longueur d'un chemin caractéristique suivi par un élément liquide typique du bassin.

Les étangs de stabilisation, non aérés, ont des valeurs de d très faibles (0,0625 à 0,100), alors que les « lagunes aérées » ont des d variant de 1 à 4 et plus, selon l'intensité de l'aération.

On emploiera les mêmes valeurs qu'en tableau pour k .

Ce modèle est en fait une application du modèle de WEHNER et WILHELM conçu pour un écoulement « arbitraire » et une cinétique d'ordre 1. La valeur de d nécessaire pour le calcul sera trouvée à partir d'un essai de traceur. Des abaques simplifient les calculs.

On peut aussi utiliser des équations franchement empiriques, parmi lesquelles on citera :

$$V = 3,5 \cdot 10^{-5} \cdot N \cdot q \cdot S_0 \cdot 1,085^{35-Tm}$$

où : V = le volume du bassin en m^3 ;

N = le nombre d'habitants raccordés ;

q = l'apport d'eau par habitant et par jour, en litres ;

Tm = température moyenne du mois le plus froid, en $^{\circ}C$.

Cette formule ne prévoit pas le rendement d'épuration.

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

a- Choix de la profondeur

Ayant calculé V, il reste à choisir la profondeur : 1 à 3 m. La profondeur sera d'autant plus grande que :

- sera élevée la proportion de matières sédimentables ;
- sera froide ou irrégulière la température.

La profondeur des lagunes sera, en fonction du relief du sol, de 0,5 à 1,5 m pour qu'une aération artificielle ne soit pas nécessaire, et de 2,5 à 3 m dans l'autre cas.

STENTIFORD (1983) estime que la profondeur idéale est 1,5 m. Si elle est trop élevée, on provoque trop d'anaérobiose et, si elle est $< 0,8$ m, on voit apparaître les plantes et les moustiques.

Les lagunes sont généralement construites sous forme de bassins de terre, pourvus de talus ayant une pente d'un tiers. Si une protection contre l'infiltration dans les eaux souterraines est nécessaire, les fonds et les remblais doivent être colmatés. Les bassins sont généralement rectangulaires.

b-Production d'algues et d'oxygène

Les bassins à algues ont en fait une production d'algues et d'oxygène liée à l'énergie lumineuse reçue, qu'on peut estimer grossièrement par les équations suivantes :

$$O_2 = 0.90 I \quad , \quad A = 0.54 I$$

Avec:

$$A = \text{kg d'algues/ha.j} ;$$

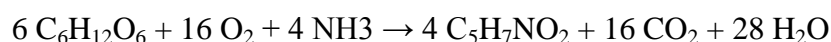
$$O_2 = \text{kg d'O}_2/\text{ha.j} ;$$

$$I = \text{insolation en cal/cm}^2.\text{j.}$$

Il y a donc un rapport O_2/A de $\pm 1,6$ et il faut compter sur une production appréciable d'algues. La production de protéines algales n'est cependant pas encore une fin en soi.

L'équilibre entre la fourniture d'oxygène et celle de CO_2 doit être assuré. On connaît les réactions stoechiométriques globales :

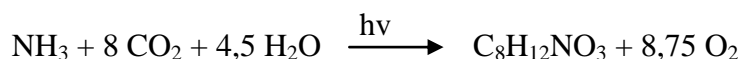
c- Dégradation aérobie par les bactéries.



$$\Delta G = - 3\,760 \text{ kcal. Energie libre de formation de la biomasse} = - 520 \text{ kcal.}$$

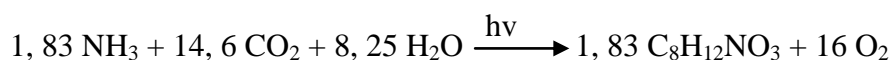
Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

d-Photosynthèse par les algues.

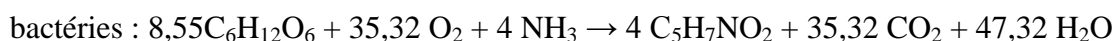
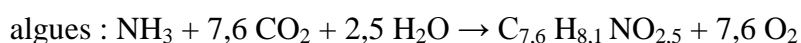


$\Delta G = + 112 \text{ kcal/mole d'algues.}$

Cette équation doit être multipliée par 1,83 pour boucler sur O_2 :



On constate donc que globalement un équilibre est possible, en assimilant tout le substrat à du glucose. Si l'équilibre exact en O_2 est assuré, les bactéries fourniront légèrement plus de CO_2 qu'il n'en faut aux algues. En termes globaux, on voit que 6 moles de glucose se trouveront finalement converties en bactéries et en algues, ces dernières intervenant pour au moins 1,83 moles.



En pratique, on observe des productions d'algues de 10 à 66 $\text{g/m}^2\text{.j}$, alors qu'il suffirait de 0,3 pour assurer la fourniture d' O_2 dans un bassin recevant une charge normale de 3 à 5 g DBO_5 par m^2 et par j. Il y a donc toujours un gros excès d'algues, de sorte que l'effluent est très « repollué ». Il y aurait intérêt à conduire le bassin primaire en anaérobiose franche (en le rendant plus profond) et à réserver les bassins secondaire et tertiaire pour la sédimentation des algues.

III.2.2.2.6. Les différents types de lagunage

a) Le lagunage naturel:

D'une profondeur de 1.2 à 1.5 m au maximum et de 0.8 m au minimum (afin d'éviter le développement de macrophytes), avec un temps de séjour de l'ordre du mois, ces bassins fonctionnent naturellement grâce à l'énergie solaire. On peut obtenir un rendement d'épuration de 90 %. Ces procédés sont très sensibles à la température et sont peu applicables aux régions froides. Leur dimensionnement est généralement basé, pour un climat tempéré, sur une charge journalière de 50 $\text{kg DBO}_5 \text{ kg ha}^{-1}\text{j}^{-1}$, soit environ 10 m^2 par habitant.

La teneur en matière en suspension dans l'effluent traité reste élevée (de 50 à 150 mg L^{-1}). Aussi la DBO_5 en sortie est souvent supérieure à 50 mg L^{-1} .

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

b) Le lagunage aéré:

Ce sont de vastes bassins constituant un dispositif très proche du procédé à boues activées à faible charge. En fournissant l'oxygène de l'extérieur par un moyen mécanique, insufflation d'air ou oxygénation au moyen d'aérateurs de surface, on réduit les volumes nécessaires et on peut accroître la profondeur de la lagune (Figure III.15). La concentration en bactéries est plus importante qu'en lagunage naturel. Le temps de séjour est de l'ordre de 1 semaine et la profondeur de 1 à 4 m. Le rendement peut être 80 % et il n'y a pas de recyclage de boues. L'homogénéisation doit être satisfaisante pour éviter les dépôts. Bien que théoriquement elle ne s'impose pas, une recirculation de l'eau traitée et parfois des boues biologiques en tête de lagune est souvent pratiquée. Elle permet d'améliorer le mélange complet et d'assurer une meilleure répartition de la biomasse.



bord d'une lagune aéré



aérateurs de surface amarrés

Figure III.15 : Photo lagunes aérées [18]

Le dimensionnement des lagunes aérées de traitement d'eaux résiduaires se calcule au moyen de la charge volumique et du temps de séjour. Il est considéré qu'une charge volumique en $DBO_5 \leq 25 \text{ g/m}^3 \text{ jour}$ correspondant à un volume spécifique $\geq 2,4 \text{ m}^3/\text{EH}$. En phase d'aération, même avec un apport important d'eaux étrangères, le temps de séjour ne doit pas être inférieur à 5 jours. D'autre part, le besoin spécifique brut en oxygène pour dégrader les substances polluantes est basé à $1,5 \text{ kg O}_2/\text{kg DBO}_5$. Concernant la circulation et l'homogénéisation, une puissance volumique de $1 \text{ à } 3 \text{ W/m}^3$ est nécessaire. La puissance varie en fonction du système d'aération et de la forme du bassin. Les installations à une seule étape aérée sont réalisables dans le cas d'un nombre de raccordements réduits et alimentés par un réseau unitaire. Dans ce cas précis, la charge volumique à considérer ne dépasse pas $20 \text{ g DBO}_5/\text{m}^3 \text{ jour}$. Le temps de séjour en bassins de finition varie de 1 à 2 jours, correspondant à un volume spécifique de $0,3 \text{ à } 0,5 \text{ m}^3/\text{EH}$.

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

Certains rejets industriels sont traités par ce procédé qui reste valable pour les produits organiques très lentement biodégradables. Ces rejets sont caractérisés par de faibles teneurs en MS et avec des DBO₅ dans la gamme 300 - 1500 ppm (Conserverie, Industrie Chimique (Phénols)). Le brassage est effectué par des turbines fixées sur des flotteurs amarrés au centre du bassin. Il est rare, en raison de la concentration relativement élevée en matières en suspension, que l'on puisse rejeter directement l'effluent traité à l'exutoire sans décantation finale.

c) Le lagunage anaérobie:

Les étangs anaérobies sont caractérisés par un manque d'oxygène dissous causé par une forte DBO₅ (100-400 g/m³/jour), et les solides en suspension s'y déposent facilement ; ils forment sur le fond une couche où les bactéries anaérobies décomposent la matière organique (Figure III.16). Il est applicable que sur des effluents très concentrés et, le plus souvent comme prétraitement avant un étage aérobie. Un des résultats est la production de gaz : l'hydrogène sulfuré (H₂S) et le méthane (CH₄) qui s'échappent vers la surface sous forme de bulles. La couverture de ces lagunes et le traitement des gaz produits sont nécessaires vu les risques de nuisances élevés (odeurs). Les temps de séjour sont souvent supérieurs à 50 jours. Les charges organiques appliquées sont de l'ordre de 0.01 DBO₅kg m⁻³ j⁻¹. Une profondeur importante (5 à 6 m) est en principe un élément favorable au processus. Ils reçoivent des effluents bruts et mènent à des réductions de la DBO₅ de 40 à 60 % et des solides en suspension de 50 à 70 %. Dans la réalité, la classification aéro-anaérobie des lagunes n'est pas superflue, car dans les zones amont ou profondes des lagunes aérobies, on observe souvent un fort déficit en oxygène. Un curage des bassins tous les 10 ans est nécessaire du fait de la production des boues. En générale, on n'y trouve pas de micro-algues à cause des conditions défavorables à leur croissance.



Figure III.16 : Photo lagune anaérobie [18]

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

III.2.2.2.7. Influence des conditions climatiques sur les performances du lagunage

Le microclimat est le climat local auquel sont soumises les lagunes, il résulte de l'action de plusieurs facteurs qui jouent un rôle important dans l'implantation du lagunage naturel ; ce sont principalement :

a- La durée du jour et l'intensité de l'ensoleillement

La durée du jour conditionne, dans une certaine mesure, la vitesse de multiplication du phytoplancton. L'intensité de l'ensoleillement a une influence sur l'activité photosynthétique des végétaux. Si le ciel reste couvert pendant plusieurs jours, surtout en été alors que le phytoplancton est abondant, la production de l'oxygène due à la photosynthèse pendant la journée devient moins importante, ce qui risque d'entraîner une désoxygénation passagère.

b- La température

Les écarts de température exercent une influence sur le bon fonctionnement des systèmes de lagunage naturel. La croissance des algues est favorisée par une température élevée. Lorsqu'ils sont bien ensoleillés et bien oxygénés, les bassins aérobies ne dégagent pas d'odeur. Un ciel nuageux, plusieurs jours de suite, affaiblit le phénomène de photosynthèse créant ainsi des zones anaérobies dont les produits de fermentation conduisent à de mauvaises odeurs. La température intervient aussi dans le calcul du dimensionnement des installations ; les moyennes mensuelles des cinq dernières années doivent alors être connues.

c- Le régime des vents dominants dans la région et leur orientation

Les vents dominants sont ceux dont la direction est la plus fréquente. Ce régime des vents étant connu pour une région donnée, nous permet de fixer l'implantation du système de telle sorte à éviter le rabattement sur les habitations des mauvaises odeurs susceptibles de provenir de l'installation, et de ne pas avoir des effets néfastes sur l'ouvrage (dégradation des digues par batillage).

d- L'évaporation

L'évaporation est un facteur très important. Elle est très intense en période estivale (10 à 15 mm/j). Conjugée à une infiltration importante, elle peut être néfaste et doit donc être prise en considération lors des calculs de dimensionnement des bassins.

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

e- La pluviométrie :

Elle devrait également être connue pour le calcul de la hauteur des digues, afin d'éviter tout risque éventuel d'inondation (ANRH, 1996).

III.3.2.2.8. Avantages et inconvénients de procédés lagunage

Avantages

Le principe de lagunage présente quatre avantages particuliers : en termes d'économie, d'écologie, d'aménagement du territoire et de pédagogie :

- Faibles coûts d'investissement et de fonctionnement ; les stations de lagunage coûtent 1/3 moins cher qu'une station classique
- Raccordement électrique inutile ;
- Ne demandant pas de personnel qualifié
- Excellente élimination de la pollution microbiologique ;
- Boues peu fermentescibles ;
- Valorisation aquacole et agricole de la biomasse planctonique produite et des effluents épurés ;
- Très bonne intégration paysagère ;
- les bassins de lagunage développent tout un écosystème : les végétaux aquatiques servent ainsi de support et de nourriture à une faune nombreuse (oiseaux, amphibiens, insectes,...) qui contribue à accroître la biodiversité du secteur.

Inconvénients

A l'inverse, ce procédé présente les inconvénients suivants :

- Une emprise au sol importante
- Des contraintes de nature de sol et d'étanchéité
- Une variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée
- Une élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %) incomplète
- Des difficultés d'extraction des boues
- L'impossibilité d'effectuer des réglages en exploitation
- En cas de mauvais fonctionnement, risque d'odeurs, de moustiques, de rongeurs ;
- Sensibilité aux effluents septiques et concentrés.

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

Exercice d'application

Soit une eau usée dont la DBO_5 est de 250mg/L. On traite cette eau par lagunage sur étang de stabilisation, la DBO_5 à la sortie est de 25mg/L, la profondeur de lagune est de 1,4m. Si on suppose qu'à 20°C, toute la profondeur fonctionne en aérobiose, la constante cinétique $k=0.17\text{ j}^{-1}$. Le débit est de 4000m³/j.

- Déterminer le temps de séjour, la charge appliquée ainsi que la surface de la lagune.

Réponse

$$\text{On a } S_1 = S_0 \frac{1}{1+k\theta} \Rightarrow S_1(1+k\theta) = S_0 \Rightarrow S_1k\theta = S_0 - S_1 \Rightarrow \theta = \frac{S_0 - S_1}{S_1k} = \frac{(250-25)}{250 \times 0.17}$$

$$\theta = 52.945 \approx 53 \text{ jours.}$$

$$Ca = h \times S_0 / \theta = 1.4 \times 0.250 / 53 = 6.6 \times 10^{-3} \text{ kg /j/m}^2 = 6.6 \text{ kg /j/ha}$$

$$S = S_0 \times Q / Ca = 0.25 \times 4000 / 6.6 = 15.12 \text{ ha}$$

III.2.3. Traitement biologique de la pollution azotée

On distingue 5 formes d'azote dans l'environnement [15]

L'azote organique : constituant les cellules vivantes végétales ou animales.

L'azote ammoniacal : noté NH_4^+ , on parle aussi de l'ion ammonium qui provient de la décomposition par les bactéries de l'azote organique (AMMONIFICATION) ou des rejets directs d'animaux (urines, excréments).

Les nitrites : notés NO_2^- , on parle aussi de l'azote nitreux, ils sont souvent en quantité très faible car c'est une forme chimique très instable.

Les nitrates : notés NO_3^- , on parle aussi de l'azote nitrique, c'est une forme chimique stable.

L'azote gazeux : noté N_2 , cette forme est très présente dans l'air (environ 70 %). Ce gaz est très peu soluble dans l'eau.

Les différentes formes de l'azote sont dosées directement par les méthodes normalisées. L'azote organique (Norg) et l'azote ammoniacal (N-NH₄) sont mesurés simultanément par une méthode notée AZOTE KJELDAHL (NK). $\text{NK} = \text{Norg} + \text{N-NH}_4$

La détermination de L'AZOTE GLOBAL noté NGL s'effectue par :

$$\text{NGL} = \text{NK} + \text{N-NO}_2^- + \text{N-NO}_3^-$$

Dans la station d'épuration à boues activées, le traitement de l'azote par voie biologique fait intervenir quatre phénomènes : l'ammonification, l'assimilation, la nitrification et la dénitrification

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

1- L'ammonification : ou transformation de l'azote organique en azote ammoniacal.

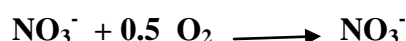
2- L'assimilation : ou utilisation d'une partie de l'azote ammoniacal et éventuellement pour la synthèse des bactéries

3- La nitrification : c'est la transformation de l'azote ammoniacal en nitrites puis en nitrates par consommation d'oxygène (oxydation), qui couvre deux étapes successives.

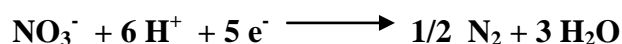
- **La nitritation** : c'est l'oxydation de l'azote ammoniacal (NH_4^+) en azote nitreux (NO_2^-) (nitrite) par des bactéries aérobies strictes autotrophes du genre *Nitrosomonas*. La transformation de l'azote ammoniacal s'effectue selon la réaction suivante :



- **La nitratisation** : c'est l'oxydation de l'azote nitreux (NO_2^-) (nitrite) par des bactéries du genre *Nitrobacter* en azote nitrique ou nitrate (NO_3^-) selon l'équation chimique suivante :



4- La dénitrification : est le processus par lequel les bactéries anaérobies hétérotrophes du genre qu'*Achromobacters*, *Bacilles* et *Pseudomonas* transforment l'azote nitrique (nitrate NO_3^-) en azote gazeux N_2 . Globalement on peut écrire la réaction suivante :



III.2.4. Traitement biologique de la pollution phosphorée

Le traitement biologique permet d'éliminer du phosphore, au même titre que l'azote, par Assimilation (Figure III.17).

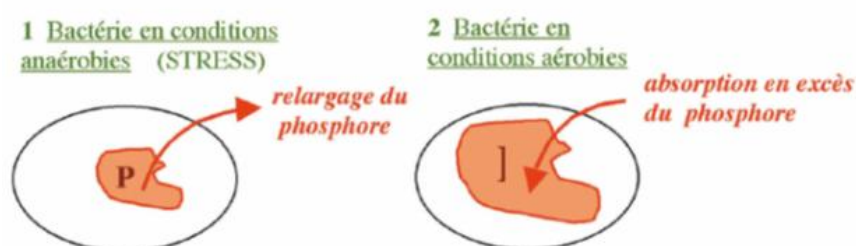


Figure III.17 : L'utilisation du phosphore par les bactéries en fonction de milieu [20]

Dans des stations de traitement à boues activées, ou existaient de zone anaérobies et aérobies, un phénomène de suraccumulation de phosphore dans la boue biologique, sans ajout de réactifs, a été observé. Ce phénomène se caractérise par un relargage de phosphore dans l'eau interstitielle en zone anaérobie. Les acinetobactéries absorbent les acides gras pour les stocker en tant que substances de rechange.

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

Au cours de ce processus, les polyphosphates sont décomposés pour fournir de l'énergie, provoquant la libération des phosphates dans la zone aérobie. Tandis qu'en zone aérobie ce phosphore est réabsorbé par la biomasse (Acinetobactérie) sous forme de polyphosphates.

Exercice d'application

Des études établissant les relations entre le phosphore éliminé en zone aérobie et celui relargué en anaérobie donne les résultats suivant :

P relargué	250	500	750	1000	1250	1500	1750
P éliminé	390	690	990	1290	1590	1890	2190

- Tracer la courbe du phosphore éliminé en fonction du phosphore relargué
- Ecrire l'équation de phénomène et conclure.

Réponse

Le tracé nous donne une courbe droite qui ne passe pas par l'origine d'équation générale $Y = ax + b$. L'écriture d'un système d'équation permet de déterminer les coefficients a et b

On a donc le système :

$$\begin{cases} 990 = 750a + b & \Rightarrow b = 990 - 750a \\ 1290 = 1000a + b \end{cases}$$

On a $1290 = 1000a + 990 - 750a \Rightarrow a = 1.2$ et $b = 90$

L'équation s'écrit : $P \text{ éliminé} = 1.2 P \text{ relargué} + 90$

La quantité de phosphore assimilée ou éliminée est directement fonction de la quantité de phosphore relargué et la surconsommation est d'autant plus élevée que le relargage est important.

III.3. Procédés biologique anaérobie

III.3.1. Introduction

La digestion anaérobie est un procédé de traitement des boues et des liqueurs résiduelles industrielles à très haute concentration de pollution par des bactéries vivant dans des conditions anaérobies (absence d'oxygène). La métabolisation anaérobie des matières organiques a lieu aussi dans les milieux naturels (vases, marécages). Ce traitement est en général réservées à la réduction de la teneur en microorganismes (M.O.), les eaux usées sont envoyées dans un digesteur anaérobie, un réacteur biologique où la biomasse est maintenue à l'abri de l'air et de la lumière, puis ressortent épurées pour être séparées des boues par décantation.



Figure III.18 : Photo d'un digesteur [20]

III.3. 2. Le métabolisme du procédé bactérien anaérobie

La métabolisation anaérobie des matières organiques (méthanisation) se décompose en 4 étapes (Figure III.19)

a) L'hydrolyse : La liquéfaction, c'est-à-dire l'hydrolyse des matières organiques complexes telles que les protéines, saccharides, la cellulose, les lipides sous la forme de graisses, de phospholipides, de cires, d'acides gras, etc., en molécules plus simples assimilables par les microorganismes (μ o) est réalisé par des enzymes exocellulaires des Bactéries (Clostridium, Bacillus..)

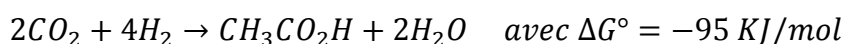
b) l'acidogénèse : qui transforme les molécules simples en acides organiques (acétates, propionate, butyrate, lactate...) et en alcools (méthanol, éthanol, ...) avec production CO_2 et H_2 .

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

c) L'acétogénèse

Les produits de l'étape de l'hydrolyse et de l'acidogénèse sont transformés en acétate, en H₂ et CO₂ à l'aide de trois groupes de bactéries acétogènes : les homoacétogènes, syntrophes et des Bactéries sulfo-réductrices. Les réactions d'oxydation des substrats n'est possible qu'à de très faibles pressions d'hydrogène de l'ordre de 10⁻⁴ à 10⁻⁵ atm) et l'élimination de H₂ du milieu par des microorganismes méthanoïques rend l'acétogénèse possible.

Les bactéries strictement anaérobies utilisent le CO₂ comme accepteur d'électrons pour leur métabolisme énergétique en produisant de l'acide acétique selon la réaction suivante :



Les molécules de CO₂ et H₂ sont formées lors de l'étape de fermentation. Cette réaction est hautement énergétique. Dans le cas d'une molécule de glucose complètement métabolisée, la réaction s'écrit : $C_6H_{12}O_6 \rightarrow 3CH_3CO_2^- + 3H^+$ avec $\Delta G^\circ = -310 \text{ KJ/mol}$ (2)

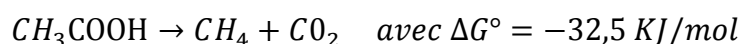
La voie de l'acétogénèse est soit, homoacétique si seul de l'acétate est formé, soit hétéroacétique si cette production s'accompagne de composés comme butyrate ou le caproate. L'H₂ est donc la source réductrice de ces bactéries. Cette biomasse est autotrophe grâce à la voie de WOOD qui comprend l'enzyme monoxyde de carbone déshydrogénase notée CODH. Cette voie permet l'utilisation de carbone minéral (CO₂) pour former de l'acétylCOA puis de l'acétate.

d) La méthanogénèse (méthanisation)

Dans cette étape, on trouve deux groupes d'espèces, capables de réaliser deux réactions caractérisées par une respiration anaérobie, où c'est le CO₂ qui sert d'accepteur final d'électrons. Deux voies de formation de méthane existent ou coexistent selon le type de bactérien.

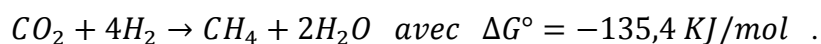
1) Voie acetoclastique

A l'aide des bactéries (archaea méthanogènes acétoclases), opère une dismutation de l'acide acétique. Il s'agit d'une réaction peu énergétique et forte lente. Néanmoins, environ 70 % du méthane produit provient de cette réaction.



2) Voie hydrogenophiles

Grace à bactéries anaérobies strictes (archaea méthanogènes hydrogénéphiles) le CO₂ est réduit en méthane selon la réaction suivante :



Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

Cette réaction semble beaucoup plus énergique et plus rapide que l'autre. Il importe cependant de rappeler que la réduction du CO_2 en CH_4 nécessite un minimum d'hydrogène pour être exergonique. Il faut avoir pressions d'hydrogène supérieur à 10^{-6} atm.

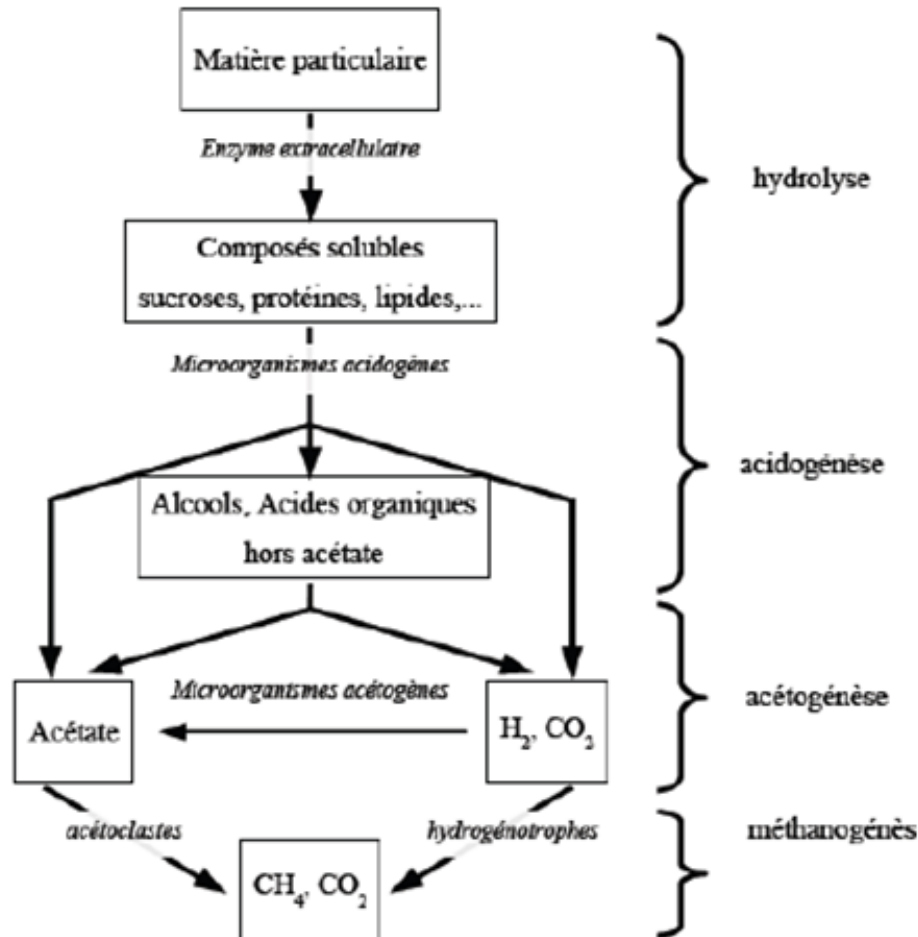


Figure III.19 : Etape de la dégradation anaérobie [17]

III.3.3. Paramètres de la digestion anaérobie

a)- Le temps de rétention hydraulique

Le temps de rétention hydraulique est le principal paramètre de dimensionnement d'un digesteur. Il est généralement de l'ordre de 30 jours, ce qui est un compromis entre l'optimisation des performances de la dégradation, de la matière organique et le volume du digesteur.

b- Température

La digestion anaérobie de la matière organique ne produisant pas significativement de chaleur, il est nécessaire de chauffer les digesteurs pour maintenir une température compatible

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

avec une bonne activité microbienne. Il est préférable de travailler en zone mésophile (25-40°C). Il est possible de travailler en zone thermophile, entre 45 et 55°C, pour accroître les vitesses de biodégradation, donc la productivité en méthane et réduire la taille des digesteurs. Les variations brutales de température sont à éviter.

c-pH

La zone optimale de pH pour la méthanisation est située aux alentours de la neutralité. Les bactéries méthanogènes sont fortement inhibées en dessous de pH= 6. Les bactéries acidogènes supportent mieux les pH inférieurs à 6. Une chute de pH est donc le signe d'un dysfonctionnement. Dans la plupart des cas, le pH est auto-régulé dans le digesteur avec des valeurs optimales comprises entre 6,8 et 7,4 mais un ajout de bicarbonate de soude peut être nécessaire pour le maintenir.

d-Charge organique entrante

Si le déchet est bien fermentescible, il faut éviter les surcharges brutales (augmentation de plus de 20 % en moins d'une journée) qui risquent de déséquilibrer le processus et d'acidifier le milieu par suite d'une trop rapide production d'acides gras volatils. Pour les déchets de biomasse (dont la teneur en carbone de la matière organique est environ 50% de sa masse sèche), on obtient environ 1 Nm³ de biogaz par kilogramme de matière organique dégradée.

e-Oxygénation et teneur en eau

L'oxygène est extrêmement toxique pour les bactéries anaérobies strictes (acétogènes et méthanogènes). Il est donc indispensable de protéger le milieu de toute entrée d'air. Une façon simple de procéder est de travailler en système noyé (saturé en eau) dans une cuve avec un ciel de faible volume. Les procédés de méthanisation sont donc spécialement adaptés pour les déchets très humides (teneur en eau supérieure à 80 %).

III.3.4. Procédés de la digestion anaérobie

La digestion anaérobie peut se faire dans un seul réacteur ou dans deux réacteurs : l'hydrolyse et l'acidogénèse dans le premier et l'acétogénèse et la méthanogénèse dans le deuxième. Les réacteurs sont soit des réacteurs parfaitement agités où les concentrations sont identiques en tout point, soit des réacteurs en piston où les particules avancent à la même vitesse, l'agitation se faisant par brassage mécanique ou recirculation sous pression du biogaz. Le choix du digesteur varie en fonction du type de déchets à traiter et de l'application visée. On peut classer les digesteurs selon le mode d'alimentation : batch ou continu ou également des procédés à culture libre et d'autres à cultures fixe

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

III.3.4.1. Procédés à culture libre

On distingue :

a) Réacteur infiniment mélangé : pour des faibles charges (1 à 6 kg DCO/m³.J). Le brassage permanent se fait par agitation mécanique et /ou recirculation du biogaz produit. La séparation de la biomasse nécessite un décanteur ou le remplacement du décanteur par une cavité de filtration immergée, en externe au réacteur.

La vitesse de croissance de ces microorganismes méthanogènes est lente, d'où la mise au point de procédés qui permettent de les garder au sein des réacteurs plutôt que de les évacuer directement avec les boues. Les réacteurs "contact" sont une variante améliorée des infiniment mélangés : la biomasse digérée est décantée et réintroduite en tête de digesteur, de façon à augmenter la concentration en microorganismes. Les procédés " piston " consistent à faire cheminer le substrat de façon progressive dans le digesteur, de l'entrée à la sortie. Ceci permet de garantir un temps de séjour minimal pour la totalité du substrat ;

b) Réacteur à compartiments : réacteur horizontal équipé de séparations verticales délimitant plusieurs compartiments successifs ou réacteur vertical muni de plusieurs plateaux. le flux d'eau est alternativement montant et descendant d'un compartiment à l'autre. La biomasse sous forme de granulats est séparée dans les différents compartiments et permet une digestion en deux phases (acidogénèses dans les premiers compartiments).

IV.4.2. Procédés à cultures fixes

On distingue dans ce cas les procédés suivants :

a) Réacteur à lit de boues : basé sur la capacité des microorganismes (MO) anaérobies à former des granulés ronds et compacts pouvant atteindre 5 mm de diamètre et qui sont mis en suspension par un flux ascendant de l'effluent. Les boues s'accumulent au fond du réacteur, l'eau usée étant amenée par le bas et traversant le lit de boue avec une vitesse inférieure à 1 m/h. dans le haut du réacteur se trouve un séparateur triphasique (gaz, liquide et solide) permettant l'évacuation du biogaz et la séparation des matières solides et de l'eau usée. Le démarrage étant long, la phase d'acidification est parfois réalisée en amont dans une cuve séparée. Les réacteurs les plus performants sont : UASB (up-flow anaerobie sludge blanket) et le réacteur EGSB (expanded granular sludge blanket) dans lequel se trouve un lit de boue fluidisé pour obtenir l'expansion des granulés ;

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

b) Réacteur à lit fixé : le support de granulométrie faible sur lequel se forme un biofilm peut être en vrac ou à support fixé orienté/organisé. Le flux de l'effluent peut être ascendant ou descendant. Le colmatage est évité en diminuant les MES (<5mg/L) et en réalisant un détassage du support par recirculation sous pression du biogaz. De fortes charges peuvent être traitées (10 à 16 kg/m³.j).

c) Réacteur à lit expansé ou fluidisé: le support constitué de fine particules granulaires (sable, ponce, plastique (< 1mm) et où sont fixés sur les microorganismes, est mis en suspension par un flux de liquide ascendant ou descendant. Les charges traitées sont importantes (15 à 30 kg DCO/m³.j) et dans ce cas, l'installation possède souvent une étape d'acidification séparée. Le support surface/volume du support est augmenté et le colmatage évité .

d) Réacteur à recirculation interne : les boues anaérobies, l'effluent et le biogaz sont mélangés et entraînés dans le haut du digesteur, le biogaz est récupéré alors que le mélange boues, effluent, redescend pour refaire un cycle de méthanisation.

IV.5. Paramètres de dimensionnement

La quantité de matière polluante dans les effluents ou la charge organique des déchets entrant dans le réacteur de méthanisation se mesure respectivement en **kg de DCO** ou en **kg de MV**. La **DBO₅**, communément utilisée pour le dimensionnement des systèmes aérobies (boues activées, ...) n'a dans le cas de la méthanisation qu'une valeur indicative puisqu'elle est représentative de la matière organique biodégradable dans des conditions aérobies.

III.3.5.1. La charge spécifique

Le paramètre principal de dimensionnement est la charge spécifique en DCO ou en MV; il s'exprime de la manière suivante: **Kg DCO/m³/jour** ou **Kg MV/m³/jour**.

Pour une certaine charge à traiter, en kg DCO/jour ou en kg MV/jour, le choix d'une charge donnée implique immédiatement un **volume de réacteur**. La charge admissible dépend principalement de la conception technique du digesteur et, dans une moindre mesure, du substrat et de sa biodégradabilité. La charge acceptable est comprise entre **30 et 60 Kg DCO/m³/jour**. Le paramètre biologique fondamental est la DCO dégradée ou la MV dégradée, par unité de biomasse et par unité de temps, qui s'exprime ainsi :

Kg DCO dégradée/kg de biomasse/jour ou **Kg MV dégradée/Kg de biomasse/jour**

Grossièrement, ce rendement est indépendant du réacteur utilisé et, de manière générale, des conditions techniques de mise en œuvre de la croissance microbienne. Il dépend surtout des conditions biologiques :

Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

- type de substrat (température, pH, alcalinité, etc.);
- qualité de la matière organique à dégrader (inhibiteurs, ...);
- activité de la biomasse.

Le rendement journalier de dégradation est lié à la **composition chimique** de la matière organique, dans laquelle toutes les liaisons ne sont pas également aptes à subir une dégradation complète. C'est ainsi par exemple que les graisses présentent un taux de dégradabilité nettement supérieur à celui de l'hémicellulose, de la cellulose ou même des protéines.

D'autre part, le rendement de dégradation est influencé par la **vitesse de dégradation** des différents composants du substrat. Les bactéries décomposeront beaucoup plus rapidement des graisses que de l'albumine, de la cellulose ou de l'hémicellulose. On devra par exemple prévoir que les effluents d'une industrie laitière seront plus rapidement et plus complètement épurés que ne le seront ceux d'une industrie papetière ou d'une fabrique de carton.

C'est pourtant **l'état de la matière** qui sera déterminant pour fixer le rendement de dégradation. Des substances dissoutes pourront être beaucoup plus rapidement métabolisées par des bactéries que des substances particulières. La liquéfaction, autrement dit l'hydrolyse des matières solides est, dans la chaîne de dégradation anaérobie, l'étape qui, sans conteste, détermine la vitesse de dégradation.

La production de la biomasse, qui conduit à des concentrations différentes de biomasse dans le réacteur; on l'exprime par : **kg de biomasse/m³ de réacteur**.

Pour un même effluent, chaque type de réacteur va donc manifester une capacité apparente de digestion différente, exprimée par la relation suivante:

$$\frac{DCO \text{ dégradée}}{Kg \text{ de biomasse.jour}} \times \frac{Kg \text{ de biomasse}}{m^3 \text{ de réacteur}} = \frac{DCO \text{ dégradée}}{m^3 \text{ de réacteur.jour}}$$

Activité spécifique de la biomasse x Concentration en biomasse fonction du réacteur =
Rendement volumique paramètre global du procédé.

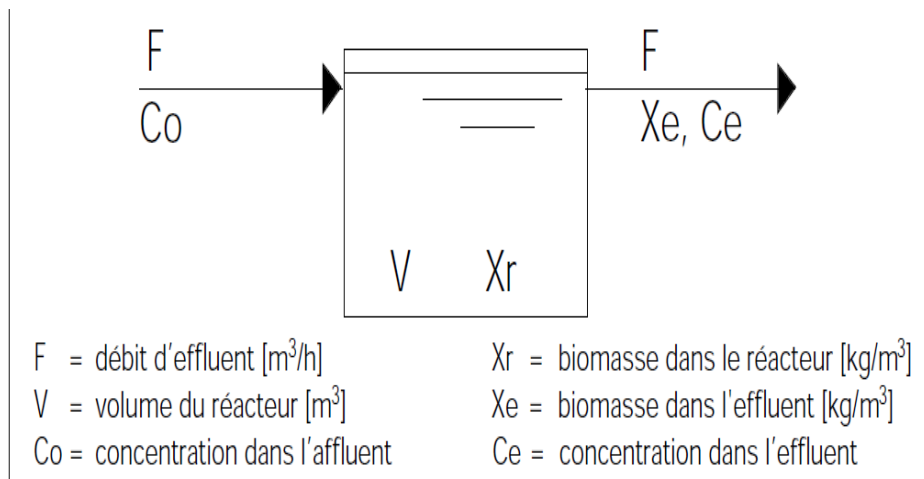
Chapitre III : Procédés biologiques de traitement des eaux

III.3.5.2. Temps de rétention

Le dimensionnement selon un critère de la charge spécifique est souvent suffisant, mais il est incomplet. En effet, le paramètre de charge organique suppose qu'une certaine concentration de biomasse soit stabilisée dans le réacteur avec une activité biologique donnée. Il faut calculer le temps de rétention hydraulique : $TRH = \frac{V}{F} / [jours]$

Lorsque le réacteur est complètement mélangé, cette relation vaut également pour le **temps de rétention de la biomasse (TRB)**

$$TRB = \frac{V \cdot X_r}{F \cdot X_e}$$



Exercice d'application

Un effluent issu d'une usine de fabrication de chips est traité par digestion anaérobie en un seul étage. Données : [DCO] = 12g/L, débit : $Q_{EB} = 800 m^3/h$.

- Calculer le volume du digesteur

Réponse

La charge polluante nécessaire au dimensionnement d'un digesteur recevant un effluent se calcule par rapport à la DCO. On a donc :

Charge DCO = [DCO] \times $Q_{EB} = 12 \times 800 \times 24 = 230400$ kg/j soit 230.4 tonnes par jour.

La charge acceptable est comprise entre 30 à 60 kg de DCO/ m^3/j . On a donc :

Volume = $\frac{\text{charge DCO entrante}}{\text{charge acceptable}} = \frac{230400}{30} = 7680$ m^3 et 3840 m^3 si la charge est égale à 60

Références bibliographiques

- [1] Bertrand Jean-Claude, Caumette Pierre, Lebaron Philippe, Matheron Robert, Normand Philippe. (2011). Ecologie microbienne : Microbiologie des milieux naturels et anthropiques. Presses universitaires de Pau et des Pays de l'Adour (France).
- [2] Alphonse. Mayer, José Deiana, Alain Bernard, 2^{ème} édition, Biosciences et techniques, cours de microbiologie générale avec problèmes exercices corrigés, Chapitre 3 Nutrition et croissance des bactéries et des champignons, p 101.
- [3] raymond Desjardins, le traitement des eaux, 2^{ème} édition revue et améliorée, édition de l'école polytechnique de montérial.
- [4] Claude Cardot, Génie de l'environnement, les traitements de l'eau, procédés physico-chimique et biologiques cours et problèmes résolus.
- [5] F. Edeline, L'épuration biologique des eaux, THEORIE & TECHNOLOGIE DES REACTEURS, 4^e édition entièrement revue et complétée ,5^e tirage, CHAPITRE 1, Dynamique des populations microbiennes, P 55-77.
- [6] W.J. Masschelein, processus unitaires du traitement de l'eau potable, traduit de l'américain par H. Chvolet, CEBEDOC Editeur.
- [7] Enrico Riboni, purification de l'eau dans l'industrie, ozone.chet la Fondation Suisse pour la Recherche en Microtechnique, <http://www.ozone.ch>
- [8] François Adéhayo ABIOLA, Etude de la qualité microbiologique des eaux et de la glace dans les industries de produits de la pêche, Ecole interne et états des sciences et médecines vétérinaires, année universitaire 1995-1996
- [9] Juery Catherine, définition des caractéristiques techniques de fonctionnement et domaine d'emploi des appareils de désinfection, Document technique FNDAE N°2.
- [10] Jurgene schleicher, Guide de la mesure ampèremétrique du chlore libre, du dioxyde de chlore et de l'ozone dans l'eau.
- [11] Christèle Le Gulludec, La désinfection par le chlore des eaux destinées à la consommation humaine : intérêts et limites de cette pratique : bilan d'une enquête effectuée dans le département de l'Isère, HAL Id : dumas-01817651 <https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01817651>
- [12] Recommandations pour la qualité de l'eau potable au Canada : Document technique, Le chlore, www.santecanada.gc.ca.
- [13] F. Berné, traitement des eaux, épuration des eaux résiduaires de raffinage, chapitre 1, édition technip 1991, société degrémont.
- [14] M. LADJEL FARID, Technique d'assainissement STEP/lagunage

[15] Génie de l'environnement : analyse des eaux, réglementation, analyses volumétriques et spectrophotométries, statistiques : cours et exercices corrigés, Cardot, Claude, 1947, Ellipses

[16] Biofilms Online : <http://www.biofilmsonline.com/> : informations et liens sur les Biofilms

[17] F. Edeline, L'épuration biologique des eaux, THEORIE & TECHNOLOGIE DES REACTEURS, 4e édition entièrement revue et complétée ,5^e tirage.

[18] Hatem Dhaouadi, Traitement des Eaux Usées Urbaines, Les procédés biologiques d'épuration, Université Virtuelle de Tunis

[19] Hery Tiana Rakotondramiarana, Etude théorique du séchage thermique et de la digestionanaérobie des boues des stations d'épuration – Mise au point des dispositifs pilotes de laboratoire pour la caractérisation expérimentale liée au séchage et à la méthanisation des boues.

[20] M. BENAÏSSA, Les systèmes aérobies de l'épuration biologique : théorie et application : Les stations d'épuration à boues activées, thèse de l'institut nation de perfection de l'équipement, ministère des ressources en eaux

[21] Office international des eaux, le traitement par boues activées, conception et dimensionnement

[22] Conférences internationales sur les marais artificiels et le lagunage pour le traitement des eaux usées, Les lagunes d'épuration et les marais artificiels

[23] david lion et mathias bourdin compte rendu de mission état des lieux de la station de lagunage de beni-abbes , décembre - janvier 2006

[24] A. CHAIB, 2004. Bioépuration par lagunage naturel. Bulletin des Energies Renouvelables,
n°5.