

N° d'ordre: 06/2010-D/G.P.

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumedienne
Faculté de Génie Mécanique et Génie des Procédés



THESE

**Présenté pour l'obtention du grade de DOCTORAT En: Génie des Procédés
Spécialité: Procédés Chimiques et Environnement**

Par: DRICHE Mohamed

Sujet:

**Traitement des eaux usées par lagunage naturel
en vue d'une réutilisation en irrigation.**

Soutenu publiquement le 14/12/2010, devant le jury composé de:

Mr. H. AIT AMAR, Professeur	U.S.T.H.B.	Président
Mme. G. NEZZAL, Professeur	U.S.T.H.B.	Directeur de thèse
Mr. D. ABDESSEMED, Professeur	U.S.T.H.B.	Co-Directeur de thèse
Mme. D. NEDJRAOUI, Professeur	U.S.T.H.B.	Examineur
Mr. M.BENCHEIKH, Professeur	U.M.CONSTANTINE.	Examineur
Mr. HASNI	Directeur de l'O.N.A.	Invité

Remerciements

Avant tout, je remercie Allah, Dieu le Miséricordieux, l'Unique,
le Puissant, pour son guide et sa protection ;

Je tiens à remercier vivement Madame Le Professeur G. NEZZAL, pour la confiance qu'elle m'a accordée en acceptant de m'encadrer; pour sa disponibilité tout au long de l'élaboration de cette thèse, pour son aide, ses critiques et ses suggestions, qui ont été pour moi d'un grand apport ;

C'est avec plaisir que je tiens à remercier Monsieur Le Professeur D. ABDESSEMED pour son soutien incondicional, pour son aide fructueuse et pour son témoignage d'amitié sincère;

J'adresse également mes sincères remerciements à tous les membres de jury de cette thèse pour leurs critiques constructives et l'intérêt porté à ce travail.

Enfin, que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de cette thèse, puissent trouver ici, toute ma reconnaissance.

Dédicaces

À mes très, très chers parents, source d'amour et d'affection;

À ma très chère femme F.F.R.D.A.O.U.S.;

À mon très cher fils A.B.D.A.L.L.A.H le grand;

À mes très chers soeurs et frères;

À toutes les personnes qui m'ont soutenu et encouragé tout au long

de mon travail ;

À vous tous qui m'aimez ;

Je dédie ce modeste travail.

Sommaire

Introduction générale	1
Etude bibliographique	
Chapitre I. Mécanismes épuratoires dans le lagunage	
Introduction	4
1. <u>Elimination de la matière carbonée (MES, DBO, DCO)</u>	4
1.1. Principes	4
1.2. Oxygénation par les algues	5
1.3. L'influence des MES	5
2. <u>Elimination de l'azote et de phosphore</u>	6
2.1. Azote	6
2.1.1. Principes	6
2.1.2. Volatilisation de l'ammoniac (Stripping)	6
2.1.3. Assimilation algale	7
2.1.4. Rôle des algues dans l'élimination de l'azote	7
2.2. Phosphore	8
3. <u>Les grands principes</u>	9
3.1. Pré-traitement	9
3.2. Bassin N°1 : La minéralisation par les bactéries	9
3.2.1. Définition des bactéries	10
3.2.2. Classification simplifiée	10
3.3. Bassin N°2 : Le rôle des plantes	12
3.3.1. Le lagunage à macrophytes	12
3.3.2. Le lagunage à microphytes	13
3.3.3. Les différents types d'algues	15
3.3.4. La production phytoplanktonique	16
3.3.5. Le rôle des algues	17
3.4. Bassin N°3 : Le rôle du zooplancton	17
3.5. Elimination de la pollution bactériologique	21
4. <u>Améliorations du système de traitement</u>	21
4.1. Action sur les facteurs limitant la croissance algale	21
4.2. Action sur les paramètres du lagunage	21
4.3. Elimination de la biomasse formée	22
5. <u>Avantages et inconvénients du lagunage</u>	23
6. Références bibliographiques	25
Chapitre II. Le Génie Civil des bassins de lagunage	
Introduction	31

1.	<u>Nécessité de l'étanchéité des bassins de lagunage</u>	31
1.1.	Principe de l'épuration par lagunage	31
1.2.	Le point sur l'étanchéité des bassins de lagunage	31
1.2.1.	Importance du problème	31
1.2.2.	Localisation des fuites	31
1.2.3.	Causes présumées des fuites	32
1.2.4.	Conclusion	33
1.3.	Niveau d'étanchéité requis	33
1.3.1.	Calcul de la perméabilité maximale d'un fond de bassin	33
1.3.2.	Première conclusion pour la conception des bassins	33
2.	<u>Processus de colmatage des fonds de bassin</u>	34
2.1.	Colmatage externe	34
2.1.1.	Couche de dépôt	34
2.1.1.1.	Répartition horizontale des dépôts	35
2.1.1.2.	Vitesse de dépôt	35
2.1.1.3.	Perméabilité des dépôts	36
2.1.2.	Le cake	36
2.2.	Colmatage interne	36
2.2.1.	Processus physique	36
2.2.2.	Processus chimique	36
2.2.3.	Processus biologique	37
2.2.4.	Evolution dans le temps du colmatage interne	37
2.2.5.	Décolmatage	37
2.3.	Conclusion sur le colmatage	37
3.	<u>Recommandation pour la conception et la réalisation des lagunes</u>	38
3.1.	Travaux préliminaires	38
3.2.	Conception de la forme des bassins	38
3.3.	Conception en déblais ou remblais	35
3.3.1.	Creusement et évacuation des déblais	39
3.3.2.	Creusement et endiguement	39
3.3.3.	Création de digues ceinturant le terrain simplement décapé	40
3.4.	Conception des digues	40
3.4.1.	Stabilité des digues	40
3.4.1.1.	Corps des digues	40
3.4.1.2.	Fondations	40
3.4.2.	Etanchéité des digues	40
3.4.2.1.	Digues homogènes	41
3.4.2.2.	Digues étanchées par tapis d'argile	41
3.4.2.3.	Digues étanchées par géomembranes	42
3.4.3.	Le problème de battillage et de l'érosion superficielle	43
3.4.4.	Revanche	44
3.5.	Etanchéité des fonds de bassin	44
3.5.1.	Etanchéité par compactage	44
3.5.1.1.	Généralités	44
3.5.1.2.	Simple compactage du fond	45
3.5.1.3.	Compactage d'une couche et du fond	46
3.5.1.4.	Apport de matériaux argileux	46

3.5.1.5. Conclusion sur le compactage	46
3.5.2. Traitements de sols	46
3.5.2.1. Conclusion sur les traitements de sol	47
3.5.3. Pose d'une géomembrane sur le fond des bassins	47
3.6. Ouvrages divers	48
3.6.1. Communications	48
3.6.2. Canalisations	49
3.7. Précautions à prendre durant l'exploitation des bassins de lagunage	49
3.7.1. Protection des fonds de bassin avant mise en eaux usées	49
3.7.2. Curage des bassins	50
3.8. Conclusions sur les recommandations de conception, de mise en œuvre et d'exploitation	51
4. <u>Les études préliminaires</u>	51
4.1. Etudes de faisabilité	51
4.1.1. Topographie	51
4.1.2. Géologie	52
4.1.3. Hydrogéologie et hydrographie	52
4.1.4. Etude géotechnique	52
4.1.5. Conclusion sur l'étude de faisabilité	52
4.2. Etudes nécessaires pour le projet	53
4.2.1. Reconnaissance du site	53
4.2.2. Essais d'identification en laboratoire	54
4.2.3. Essai d'aptitude à l'emploi des matériaux du site	54
4.2.4. Mesures de perméabilité	54
4.2.4.1. Mesures de la perméabilité in situ	55
4.2.4.2. Essai de perméabilité en laboratoire	56
4.3. Conclusion sur les études avant réalisation du projet	56
5. Références bibliographiques	57

Chapitre III. L'exploitation des lagunages naturels

Introduction

1. <u>La conception des lagunes d'épuration</u>	58
1.1. La conception et les mécanismes d'épuration	58
1.2. La conception et les tâches d'exploitation	58
2. <u>Exploitation</u>	59
2.1. La mise en service	59
2.1.1. Le remplissage des bassins	59
2.1.2. Les plantations	60
2.2. Les tâches régulières d'exploitation	60
2.2.1. L'entretien des ouvrages de prétraitement	60
2.2.2. L'entretien des abords	61
2.2.3. La surveillance générale	61
2.3. Le faucardage des macrophytes	62
2.3.1. Matériel pour le faucardage des macrophytes	62
2.4. Les opérations de curage	62
2.4.1. Enlèvement des boues	63

2.4.2.	Destination des boues	63
3.	<u>La détection des problèmes de fonctionnement et leur résolution</u>	63
3.1.	Les difficultés liées au remplissage des bassins	6
3.2.	Le développement des végétaux à l'intérieur et sur le bord des bassins	64
3.3.	Apparition d'odeurs	65
3.4.	Changement de couleur des bassins	65
3.5.	Nuisances liées aux moustiques	66
3.6.	La prolifération des rongeurs	66
3.7.	Une forte concentration d'algues dans le rejet	66
3.8.	La présence de mousses ou de débris en surface	67
3.9.	Prolifération des végétaux flottants	67
3.9.1.	Origines des lentilles d'eau dans les bassins de lagunage	68
3.9.2.	Le contrôle chimique des lentilles d'eau	68
3.9.3.	Contrôle biologique des lentilles d'eau	68
3.9.4.	Le contrôle manuel ou mécanique des lentilles d'eau	68
4.	<u>Fréquence et durée des opérations régulières d'exploitation</u>	69
5.	<u>La sécurité</u>	70
6.	Références bibliographiques	71
		71

Chapitre IV. La réutilisation des eaux usées

	Introduction	72
1.	<u>Eaux usées et techniques de réutilisation</u>	73
1.1.	Composition des eaux usées	73
1.1.1.	Microorganismes	74
1.1.2.	Matières en suspension et matière organique	76
1.1.3.	Substances nutritives	76
1.1.4.	Eléments traces	77
1.1.5.	Salinité	78
1.2.	Stockage	82
1.2.1.	Recharge de nappe aquifère	83
1.2.2.	Lagunes de stabilisation	83
1.3.	Irrigation	83
2.	<u>Elaboration des projets de réutilisation des eaux usées</u>	85
2.1.	Les différentes étapes d'un projet de réutilisation des eaux usées	85
2.1.1.	L'étude d'opportunité	86
2.1.2.	L'étude de faisabilité	86
2.1.3.	L'étude de faisabilité détaillée	86
2.2.	Evaluation des ressources et de besoins en eaux	86
2.2.1.	Ressources en eau	87
2.2.2.	Besoins en eau	87
2.3.	L'analyse diagnostic de l'assainissement dans la zone concerné	88
2.3.1.	L'état de l'assainissement	88
2.3.2.	Les besoins en assainissement	88
2.4.	L'étude de marché des eaux usées	89

2.4.1. Base de l'élaboration de scénarii	89
2.5. Etude des scénarii	90
2.5.1. Consistance des scénarii	90
2.5.2. Etude technique	90
2.5.3. Etude de coûts	90
2.5.4. Etude d'impact	90
2.5.5. Analyse économique	91
2.5.6. Analyse financière	93
3. Conclusion	94
4. Références bibliographiques	95

Etude expérimentale

Introduction	96
---------------------	----

Chapitre V. Etude de site

Introduction	97
1. <u>Etude de site</u>	97
1.1. Localisation géographique	97
1.2. Etude géologique	100
1.3. Etude hydrologique	100
1.4. Etude démographique de la zone d'étude	101
1.5. Dimensionnements et caractéristiques des lagunes	102
1.6. Les caractéristiques des eaux usées de l'oued Beni Messous	105
1.6.1. Le temps de séjour	105
2. <u>Conditions climatiques</u>	105
2.1. La température	105
2.2. La pluviométrie	106
2.3. L'insolation	107
2.4. Les vents	109
2.5. L'évaporation	109
2.6. La synthèse des facteurs climatique	110
2.6.1. Le diagramme ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN	110
2.6.2. Le quotient pluviothermique et climagramme d'EMBERGER	111
3. Conclusion	114
4. Références bibliographiques	114

Chapitre VI. Résultats et discussions

Introduction	115
1. <u>Evolution des conditions du milieu lagunaire</u>	115
1.1. Variation des températures de l'air et de l'eau	115

1.2. Variation de pH du milieu lagunaire	116
2. <u>Evolution des paramètres de pollution</u>	118
2.1. Variation de la pollution organique	118
2.1.1. Variation de la demande biologique en oxygène	118
2.1.2. Variation de la demande chimique en oxygène	122
2.1.3. Evaluation du coefficient de la biodégradabilité (K_e)	125
2.1.3. Variation des matières en suspension	126
2.2. Variation de la pollution minérale	130
2.2.1. Evolution de la concentration des nitrites et ammoniums	130
2.2.2. Evolution de la concentration des orthophosphates	134
2.3. Variation de la pollution bactériologique	135
2.3.1. Etude de l'origine de la pollution	136
2.3.2. Coliformes totaux (CT)	136
2.3.3. Coliformes fécaux (CF)	137
2.3.4. Echerichia coli (E. Coli)	137
2.3.5. Streptocoques fécaux (SF)	138
2.3.6. Salmonelles	139
2.3.7. Sulfito-réducteurs	139
2.3.8. Isolement et identification bactérienne	140
2.4. Essai de corrélation	143
3. Conclusion	145
4. Références bibliographiques	146

Chapitre VII.

Modélisation

Introduction

1. Typologies des effluents traités et équivalent-habitant	149
2. Performances épuratoires et modèles empirique de dimensionnement	149
3. Charges organiques admissibles	149
4. Paramètre empirique de dimensionnement	151
4.1. Influence de la charge organique	151
5. <u>Modèles cinétiques de dimensionnement</u>	154
5.1. Constantes cinétiques de la dégradation de la DBO_5 et de la DCO	156
6. <u>Modélisation de l'abattement des bactéries</u>	159
6.1. Les Bactéries Indicatrices de Contamination Fécale (BICF)	159
6.2. La décroissance bactérienne	159
6.3. Facteurs principaux influençant la décroissance des BICF	159
6.4. Modèle de qualité bactériologique	160
6.4.1. Loi cinétique	160
6.4.2. Coefficient de décroissance k	160
6.5. Calcul de la concentration initiale aux points de rejets	162
6.5.1. Présentation du modèle	162
6.6. Simulation de la qualité bactériologique du la lagune	164

6.6.1. Présentation du modèle	164
7. Conclusion	165
8. Références bibliographiques	167
Conclusion générale	169
Liste des abréviations	170
Liste des figures	171
Liste des tableaux	173
ANNEXES	174

Introduction générale

Introduction générale

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître, et l'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile, tant en raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie que du développement accéléré des techniques industrielles modernes, on est passé de l'emploi des eaux de source et de nappe, à une utilisation de plus en plus poussée des eaux de surface.

Parallèlement sont développées les recherches des eaux souterraines, les méthodes de recyclage et le dessalement de l'eau de mer. Simultanément, les causes de pollution se sont étendues; celle-ci est devenue plus massive, plus variée, plus insidieuse, ce qui a fait écrire que le temps des rivières est fini, celui des égouts commence.

La multiplication et l'aggravation des états de carence en eau sont en train de prendre mondialement une dimension de premier ordre. Le niveau des nappes phréatiques est en baisse et menace 1.5 milliards d'habitants sur la planète. Il n'est donc pas exclu que l'eau est amenée à devenir un enjeu stratégique international, pouvant engendrer de graves conflits régionaux.

En Algérie, le déficit de cet or bleu est devenu inquiétant confirmant les diverses expertises partant d'hypothèse et usant de méthodologie différentes qui ont toutes conclu que notre pays se trouvera entre 2010 et 2025 confronté à cette pénurie quasi-endémique. Aujourd'hui, la facture des épidémies de MTH (maladie à transmission hydrique) est lourde pour l'état algérien. Le coût de ces épidémies a été évalué à l'équivalent du budget de construction de plus d'une dizaine de stations de traitement des eaux. Aujourd'hui la stratégie nationale du développement durable en Algérie se matérialise particulièrement à travers un plan stratégique qui réunit les trois dimensions suivantes : Sociale, Economique et Environnementale. La préservation et l'utilisation rationnelle des ressources hydriques sont intégrées comme axe incontournable de la stratégie du développement durable. Pour se faire, une nouvelle politique de l'eau basée sur une gestion économique et environnementale a été mise en place, les principaux objectifs de cette politique se résument en : la protection des ressources hydrique existantes et l'utilisation des ressources non conventionnelles (eau usée épurée).

La problématique d'assainissement des eaux usées en Algérie est un sujet qui demeure entier, malgré les nombreuses initiatives entreprises jusqu'à ce jour. La plupart des villes se construisent sans un plan rigoureux d'assainissement, ce qui rend désormais complexe la recherche de solution. Les systèmes de collectes et de traitement d'eaux usées sont très peu développés. Ainsi, Le traitement des eaux usées est devenu un impératif pour notre société moderne. En effet, le développement des activités humaines s'accompagne inévitablement d'une production croissante de rejets polluants. Les ressources en eau ne sont pas inépuisables, leur dégradation, sous l'effet des rejets d'eaux polluées, peut non seulement détériorer gravement l'environnement, mais entraîner des risques de pénurie. Trop polluées, nos réserves d'eau pourraient ne plus être utilisables pour produire de l'eau potable, sinon à des coûts très élevés.

Face à la pénurie d'eau, due essentiellement à la baisse régulière du volume des précipitations depuis ces dernières décennies, et dans un souci de préservation des ressources d'eau encore saines et de protection de l'environnement et de la santé publique, l'Algérie adopte alors, un programme riche en matière d'épuration des eaux usées par la mise en service, de 194 stations d'épuration. Grâce à des procédés physico-chimiques ou biologiques, ces stations ont pour rôle de concentrer la pollution contenue dans les eaux usées sous forme de résidus appelés boues, valorisable en agriculture et de rejeter une eau épurée répondant à des normes bien précises, qui trouve quant à elle, une réutilisation dans l'irrigation, l'industrie et les usages municipaux.

Les procédés d'épuration utilisés en Algérie, dont l'objectif principal est d'éliminer la pollution organique sont à :

- 54 % procédé à boues activées;
- 36 % lagunage naturel;
- 10 % lagunage aéré.

Parallèlement au procédé à boues activées et au lagunage aéré, qui sont de caractère intensif, le lagunage naturel présente par ses nombreux avantages, une alternative idéale pour notre pays, en réunissant toutes les conditions favorables à son bon fonctionnement.

L'épuration par lagunage naturel consiste en un enchaînement des bassins artificiels étanches de différentes profondeurs, dans lesquels une microfaune (bactéries, protozoaires) et une microflore (micro algue) prolifèrent, dans le but de biodégrader les composées organiques contenue dans les eaux usées.

C'est dans le but de l'étude de ce procédé biologique et peu onéreux, faisant intervenir les micro-algues et les bactéries dans l'épuration des eaux usées, que s'inscrit la présente étude. Nous avons choisi de travailler sur la lagune de Béni-Messous s'implantant en parallèle à l'Oued de Béni-Messous, à 5 km de son embouchure dans le littoral algérois (baie d'El Djamila). Des campagnes ont été menées pour effectuer des prélèvements aux niveaux de chaque entrée des quatre bassins de la station d'épuration de Beni-Messous et à la sortie de dernier. Les pollutions étudiées sont la pollution organique, minérale et bactériologique.

Notre travail se présente en deux volets :

- Une première partie, synthèse bibliographique qui regroupe le nécessaire des connaissances théoriques en rapport avec notre thème et cela en quatre chapitres :

Chapitre I. Ce chapitre a pour but d'étudier les grands principes d'élimination de la pollution organique (DBO₅, DCO et MES), la pollution minérale (nitrites, ammoniums et orthophosphates) et la pollution bactériologique dans les procédés d'épuration par lagunage naturel.

Chapitre II. Ce chapitre développe des recommandations de conception et de mise en œuvre des bassins de lagunage, particulièrement en matière de conception des digues et d'étanchéité des fonds de bassin.

Chapitre III. Ce chapitre a pour ambition de décrire de manière pratique les éléments de la prise en charge, dans de bonnes conditions, des opérations liées à l'exploitation des lagunes.

Chapitre IV. Dans ce chapitre seront étudiées les techniques de réutilisation eaux usées (stockage et irrigation), les différentes étapes d'un projet de réutilisation des eaux usées ainsi qu'une étude de coût, une analyse économique et financière.

- Une deuxième partie, consacrée à l'étude expérimentale en quatre autres chapitres :

Chapitre V. Cette partie donne un aperçu sur le site d'échantillonnage (la station d'épuration par lagunage naturel de Beni Messous), sa situation géographique, démographique et son réseau hydrologique. Afin de mieux cerner et comprendre les facteurs qui pourraient influencer le traitement des eaux usées par ce type de procédé une étude des conditions climatiques a été réalisée.

Chapitre VI. Cette partie présente et discute les résultats obtenus durant cette étude pour les 3 types de pollutions étudiées: organique, minérale et bactériologique.

Chapitre VII. Dans ce chapitre des modèles cinétiques de dimensionnement seront appliqués pour établir les différentes corrélations entre charge éliminée et charge appliquée, et calculer les constantes cinétiques et les charges maximales admissibles dans les lagunes de Beni Messous, une modélisation de l'abattement des bactéries est également réalisée.

Nous terminerons par une conclusion générale.

Etude bibliographique

Chapitre I. Mécanismes épuratoires dans le lagunage

Introduction

Les zones humides sont des zones de transition entre les systèmes terrestres et les systèmes aquatiques où la nappe phréatique est proche de, ou atteint, la surface du sol, surface qui peut être recouverte d'eau peu profonde (Rogerri, 1995) [1].

Tous ces écosystèmes liés à l'eau se succèdent selon un gradient de hauteur de la nappe aquatique par rapport au niveau du sol. Chacun de ses compartiments peut être associé à un écosystème extensif d'épuration des eaux usées. Parmi les différents écosystèmes, on distingue : les écosystèmes d'eau libre, sans végétation supérieure, les prairies flottantes à hydrophytes libres, les prairies à hydrophytes fixés et à feuilles nageantes, les prairies immergées à hydrophytes nageant ou fixés, les ceintures de végétation semi aquatique, les marais et les marécages, les forêts humides à végétations ligneuse. On estime à plus de 80 le nombre de végétation rencontrés dans les zones humides et pouvant intervenir dans l'épuration des eaux (Kadlec et Knight, 1996) [2].

Les systèmes d'épuration des eaux usées par lagunage naturel se sont largement développés aux Etats-Unis depuis 1960. Leurs premiers rôles ont consisté à affiner les effluents secondaires issus des stations d'épuration à boues activées et à traiter les eaux de drainage. La recherche sur l'utilisation des algues aquatiques s'est surtout développée entre 1980 et 1990, en Floride, suite aux essais de la NASA (*National Aeronautics and Space Administration*) en 1975 (Wolverton, 1987) [3]. Depuis, de nombreux sites de recherche et stations d'épuration ont été construits en Floride, en Thaïlande, en Japon, au Inde...etc. La rudesse de climat n'a pas été en faveur de développement de cette technique d'épuration en Europe. En Afrique, cependant, où les conditions climatiques sont favorables au fonctionnement des procédés d'épurations naturels, elles sont presque restées inconnues (Koné, 1998) [4].

L'utilisation des algues pour éliminer les nutriments des eaux polluées et lutter contre l'eutrophisation des cours d'eau et des lacs a aussi été un des moteurs de la recherche des pays précurseurs. Leurs capacités d'assimilation de l'azote ou du phosphore ne sont plus à démontrer aujourd'hui. Ces stations se sont montrées très performantes dans l'élimination de la pollution carbonée avec des rendements pouvant atteindre 95% sur les principaux paramètres MES, DBO₅, DCO, azote et phosphore (Dinges ; 1978 [5], Wolverton et McDonald ; 1979b [6], Debusk et Reddy ; 1987 [7], Kumar et Garde ; 1990 [8]). Ces résultats ont encouragé le développement de la recherche vers d'autres voies, notamment l'utilisation des algues pour l'absorption des polluants spécifiques dans l'eau et les filières de recyclage de la biomasse produite dans les bassins d'épurations.

Cependant, l'influence des paramètres environnementaux sur le déroulement des processus qui conduisent à l'élimination des polluants dans ces bassins n'est toujours pas bien élucidée. Les théories régissant les grands principes d'épuration dans les bassins à biomasse fixée ont souvent été transposées pour traduire l'élimination des polluants dans les bassins de lagunage naturels. L'analyse des données rapportées dans la littérature montre pourtant que ces théories n'expliquent pas toujours le fonctionnement de ce type de traitement, où les mécanismes réactionnels mises en jeu peuvent être influencé par plusieurs facteurs, parmi lesquels on peut citer la couverture végétale, l'absence de rayonnement solaire direct et la disponibilité de l'oxygène dissous.

1. Elimination de la matière carbonée (MES, DBO, DCO)

1.1. Principes

La DBO₅ (Demande Biochimique en Oxygène) est un des paramètres physico-chimiques d'estimation du carbone organique biodégradable dans une eau. En milieu pollué, le carbone est

utilisé par les bactéries comme source d'énergie et pour la synthèse de nouvelles cellules. Cette dégradation peut se faire en présence ou en absence d'oxygène (Edeline, 1993 [9]).

L'élimination de la matière organique dans les bassins de lagunages est basée sur une relation symbiotique algues-bactéries, dans la quelle les bactéries utilisent l'oxygène fourni au milieu par les algues pendant la photosynthèse pour dégrader le carbone organique. En retour, les sous produit de cette réaction tels que NH_4^+ et le CO_2 sont utilisés par les algues (Polprasert et Khatiwada, 1998 [10]). La source de carbone pour la photosynthèse est discutée dans la littérature puisque d'autres auteurs estiment que le CO_2 utilisé par les algues pourrait provenir de l'air et non de l'eau. C'est ce qui expliquerait la stabilité du pH généralement observée dans les lagunes couverts des algues (Bowes et Beer, 1987 [11] ; Urbanc et Gaberscik, 1989 [12]).

Les bassins à algues sont différenciés en trois zones selon le potentiel redox (Reddy, 1984a [13]).

La première zone correspond à la rhizosphère, elle est le lieu où se déroule la dégradation aérobie. Selon le même auteur, le potentiel redox de cette zone est supérieur à 300 mV.

La deuxième zone est comprise entre la rhizosphère et les sédiments. C'est souvent la zone la plus importante en volume. Elle est le siège des bactéries anaérobies facultatives qui utilisent, dans l'ordre de préférence, les nitrates, les oxydes de manganèse et l'ion ferrique comme accepteur final d'électron pour la dégradation du carbone organique (Delgado et al, 1994 [14]). Le potentiel redox de cette zone est compris entre -100 et 300 mV.

La troisième zone se situe dans les sédiments où on lieu les réactions strictement anaérobies. En l'absence de nitrates, les sulfates et le dioxyde de carbone sont utilisés comme capteur d'électron.

1.2. Oxygénation par les algues

On montre que les rendements d'élimination de la matière organique décroissent de la zone 1 (aérobie) vers la zone 3 (anaérobie) (Reddy, 1984b [15]), ce qui supposerait que plus le bassin est oxygéné, meilleurs sont les résultats d'abattement de la matière carbonée. Cependant, l'épaisseur de ces zones n'est pas souvent établie dans les bassins d'épuration et l'influence des charges organiques sur la disponibilité de l'oxygène n'est pas toujours connue.

On estime que les algues apportent 90 % de l'oxygène nécessaire aux réactions de dégradation aérobie dans les bassins d'épuration. L'oxygénation des lagunes contribue à l'oxydation de molécules nauséabondes telles que H_2S (Armstrong, 1978 [16]).

Les théories concernant l'abattement de la DBO dans les bassins à algues n'ont pas connu d'évolution notable par rapport à celle qui existent déjà. Les mécanismes réactionnels sont identiques à celle des systèmes à biomasses fixées. La complexité de la modélisation des mécanismes épuratoire vient du fait que toutes ces réactions se déroulent dans un seul bloc, influencées par les conditions de fonctionnement et le contexte climatique qui eux-mêmes influencent la physiologie de phytoplancton. La quantification des taux de transfert d'oxygène par les algues via le milieu pollué devrait être une des voies de succès dans le processus de modélisation des mécanismes épuratoires. En effet, l'importance des différentes zones telles que décrites par Reddy (1984a, [13]) est fonction de la répartition de l'oxygène dans le milieu. Cet apport d'oxygène influence le potentiel redox qui caractérise le pouvoir oxydant ou réducteur de milieu, sa diffusion est contrôlée par la charge organique dans les bassins (Brix, 1997 [17]).

1.3. L'influence des MES

Les matières en suspension (MES) constituent une bonne partie de la pollution carbonée. Leur abattement contribue donc à un meilleur rendement sur la DBO_5 et la DCO. La théorie admise à ce sujet est celle qui présente le phytoplancton comme une barrière physique freinant le transport des MES vers la sortie des bassins et contribuant ainsi à leur décantation et digestion dans les sédiments (Kim et al, 2001 [18]).

Le bilan de matière n'ayant pas été établi, il est difficile de discuter du devenir des MES dans les lagunes à algues. Une étude montre que 42% des MES sont retenues dans les bassins maintenus à l'obscurité (Kim, 2000 [19]).

On ne connaît pas encore la vitesse d'accumulation des sédiments pour ces systèmes. Les réactions anaérobies, se déroulant dans les tranches inférieures de la colonne d'eau, dégage du biogaz qui adhère aux MES et les font remonter à la surface (Charbonnele and Simo, 1989 [20]). Selon cette théorie, très peu de sédiments se déposent dans ces bassins, puisque la majeure partie des MES sont piégées par le phytoplancton et exportées avec les récoltes régulières des algues, le reste étant digéré par les bactéries et dans les sédiments. Cette thèse mérite d'être appuyée par des données expérimentales établissant un bilan de matières en fonction des charges admises.

2. Elimination de l'azote et de phosphore

2.1. Azote

2.1.1. Principes

L'azote se trouve sous la forme organique d'ammonium (NH_4^+) et de nitrate (NO_3^- , dans de faibles proportions) dans les eaux usées. Les différentes réactions qui conduisent à l'élimination de l'azote dans les lagunes naturelles sont l'ammonification (oxydation de l'ammonium en nitrate), la volatilisation (transformation de l'ammonium en ammoniac) et la dénitrification (réduction de nitrate en azote gazeux N_2). Chacune de ces réactions est dépendante de l'état d'oxydation du milieu et de la disponibilité en oxygène dissous. En présence des algues, les principales réactions de l'élimination de l'azote sont la nitrification/dénitrification et l'assimilation par les algues (Brix, 1997; Reddy and D'Angelo, 1997 [21]).

Dans les lagunes à algue l'élimination de la pollution azotée se fait par deux voies qui sont la volatilisation de l'ammoniac ou stripping et l'assimilation par la biomasse algale (Gomez & al, 1994 [22]).

2.1.2. Volatilisation de l'ammoniac (Stripping)

Dans les solutions aqueuses, l'azote ammoniacal existe sous forme ionisée (NH_4^+) et non ionisée (NH_3). Ces deux formes sont liées. e.g (1),



La volatilisation consiste en un transfert de NH_3 à partir de la solution aqueuse vers l'atmosphère. Ce phénomène est contrôlé par plusieurs facteurs physico-chimiques (pH, T° ,...) et hydrodynamiques (Conditions d'écoulement) du milieu aqueux (EL Halouani.H., 1992 [23]).

La forme ionisée (NH_4^+) domine pour des pH inférieurs à 9, alors que pour des pH supérieurs à 9 c'est la forme non ionisée (NH_3) qui prédomine (Minocha & Prabbhakar R., 1988 [24]).

Le stripping de NH_3 peut être exprimé par une réaction du premier ordre selon la formule suivante (N. Ouazzani & al., 1997 [25]). e. g.(2),

$$\frac{C}{C_o} = \frac{1}{1 + \frac{A}{Q} \times K \times f(pH)} \quad (2)$$

K : fonction de la température et des conditions du mélange,

A : surface du bassin (m^2),

Q : charge hydraulique (m^3/j),

f(pH) : fonction de pH.

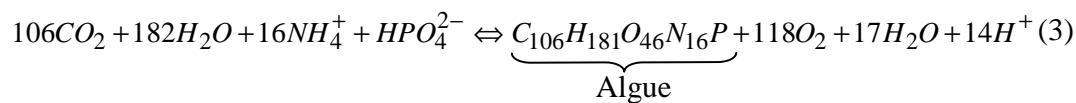
L'élimination de l'ammoniac par stripping est élevée pendant l'été où le pH dans les bassins peut atteindre une valeur de 11.

Plus que 90% de l'azote ammoniacal est sous forme de gaz à pH = 10.5 et à 20°C, mais seulement 20% est volatile à pH = 9 et à 10°C (Nurdogan.Y, 1988 [26]).

Dans les lagunes l'élévation du pH est due à une assimilation photosynthétique des bicarbonates. En effet, au cours d'une intense photosynthèse, la croissance des algues à partir du CO₂ dissous s'accompagne du changement dans l'équilibre de l'acide carbonique vers plus de HCO₃⁻ et moins de CO₂. Dans ces conditions l'élévation du pH est due à une production des ions OH⁻.

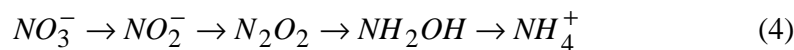
2.1.3. Assimilation algale

Consiste en une transformation de l'azote minéral en azote organique particulière. Les algues, par leur activité photosynthétique, incorporent les nutriments des eaux usées dans leur biomasse (Oswald.J.W, 1988 [27]; EL Halouani.H, et al. 1992 [28]). e.g. (3) :



Cette assimilation dépend de l'activité biologique du système. Elle est affectée par la température, la charge organique et les caractéristiques des eaux brutes.

La majorité d'algues utilisent comme source d'azote l'ion ammonium (N-NH₄⁺). En présence de ce dernier, les nitrates ne sont pas utilisés ; en effet, la présence de l'ion ammonium et de la lumière inhibent la formation des nitrates- réductases nécessaires à l'assimilation des nitrates (Flores.E & al, 1980 [29]). D'autres auteurs ont suggéré que l'effet de l'ion ammonium est relié au contrôle de l'assimilation des nitrates, l'ion ammonium étant le produit final de la réaction des nitrates, e. g. (4) provoque une inhibition du type « feed back » et une répression du système responsable de l'assimilation et la réduction des nitrates (Kaplan.D & AL, 1986 [30]).



En outre, dans les eaux usées domestiques les nitrates sont en faible quantité et les algues utilisent surtout la forme ammoniacale. Mais si le stade d'épuration par les algues est précédé d'un traitement par boues activées ou filtre bactérien, les nitrates se trouvent en quantité importante.

La plus part des travaux effectués sur la nutrition algale ont montré que l'assimilation représente 7 à 10 % du poids sec des algues (Wrigley and Toerien ; (1990) [31]; Picot & al, 1991[32]).

Les algues préfèrent assimiler les ions ammoniums sur les autres formes d'azote inorganique. Ainsi toute autre forme inorganique est réduite en ion ammonium avant d'être incorporée dans la biomasse algale.

2.1.4. Rôle des algues dans l'élimination de l'azote

Lorsque les bassins sont totalement couverts, l'azote dans le milieu se trouve sous forme organique (sédiments et détritux) ou minérale (ammonium et nitrates). De bonnes corrélations sont établie entre les rendements d'élimination et les concentrations initiales en azote ou avec la densité des algues (Reddy and Debusk, 1985 [33]). Plusieurs études ont montrées que l'ammonium est la forme d'azote préférentiellement utilisée par les algues (Aoi and Hayachi, 1996 [34]). L'assimilation de l'azote semble être contrôlée par un processus enzymatique, alors que c'est un phénomène de diffusion qui contrôle le prélèvement de l'ammonium (Nelson et al, 1981 [35]). C'est ce qui expliquerait (selon ces auteurs) que le taux d'assimilation de l'ammonium ne varie pas dans la journée, tandis que le prélèvement des nitrates par les algues ce déroule seulement le jour lors de la photosynthèse. Une autre étude montre par ailleurs qu'une

forte concentration de l'ammonium peut inhiber la formation des nitrates réductases et empêcher ainsi l'assimilation des nitrates par les algues (Reddy and Debusk, 1987 [36]).

L'assimilation de l'ammonium est fonction de la productivité des algues. Dans une station d'épuration, elle peut être maximisée par des récolte régulière (Debusk and Ryther, 1984 [37]). La contribution des algues dans l'élimination globale de l'azote est très discutée dans la littérature, car elle dépend des concentrations initiales en azotes, de la densité des algues et de la qualité des eaux traitées (Reddy and Debusk, 1984 [38]). Il est montré que l'azote stocké dans l'algues n'augmente pas avec la concentration du milieu en ammonium, mais la forte densité des algues peut entraîner une baisse de l'azote lorsque il est insuffisant dans le milieu (Reddy et al, 1989b [39]).

La présence des algues dans les bassins fournit aux communautés bactériennes présentes un support de fixation. Celles-ci forment un biofilm qui contribue à la dégradation des polluants. L'oxygène diffusé dans ce milieu permet le développement de bactéries nitrifiantes, responsable de la nitrification de l'ammonium. Les nitrates formés dans cette zone diffusent dans les couches inférieures où ils ont transformés en azote élémentaire (N_2) par dénitrification. Il est dorénavant admis que la nitrification/dénitrification contribue pour une grande part à l'élimination de l'azote dans les lagunes. Lorsque les concentrations de l'azote sont suffisantes et que les conditions de milieu le permettent, la nitrification/dénitrification peut représenter plus de 60% de l'azote perdu dans les bassins (Bachand and Horne, 1999 [40]).

Cependant l'importance de ces réactions dépend du potentiel redox du milieu (Tannaret et al., 1999 [41]). Une étude montre que les réactions de nitrification/dénitrification est optimale lorsque le potentiel redox est compris entre -50 et 0 mV, et dans la gamme de concentration en oxygène dissous de $1,5$ à $2,5$ mg O_2/L (Koottatep and Polprasret, 1999 [42]).

La multitude des paramètres qui influencent l'élimination de l'azote dans ces systèmes ne permet pas de transposer les résultats d'expérimentation acquis dans des différentes conditions. Le rôle des algues dans l'élimination de l'azote semble être prépondérant soit par stockage soit par simulation des réactions de nitrification/dénitrification.

2.2. Phosphore

Tout comme l'azote, le phosphore est un constituant essentiel pour le développement des algues, sa disponibilité ayant une influence directe sur leur croissance. La présence des algues crée un environnement physico-chimique favorable à l'absorption et à la complexation du phosphore inorganique, qui est ainsi assimilé sous forme d'ortho-phosphate. Cette assimilation est influencée par la disponibilité de l'azote. Elle s'accroît avec les concentrations d'azote et peut donc être freinée par une carence d'azote (Ruddy and Tucker, 1983 [43]). L'assimilation du phosphore augmente avec la productivité et la densité des algues (Reddy and D'Angelo, 1990 [44]).

En plus des quantités exportées par les algues lors des récoltes, l'élimination du phosphore dans les lagunes est aussi contrôlée par un ensemble d'interactions physico-chimiques contrôlées par le potentiel redox, le pH, les ions Fe^{3+} et Al^{3+} et Ca^{2+} et la quantité de phosphore naturel dans le sol en place (Richardson, 1985 [45]). Le pH et le potentiel redox contrôlent la mobilité du phosphore. En milieu acide, le phosphore inorganique réagit avec les ions ferriques et aluminiums pour former des composés insolubles qui précipitent. A pH basique, il précipite préférentiellement avec le calcium (Richardson and Craft, 1993 [46]). Plusieurs auteurs ont observé que la formation de complexe Fe-P et Al-P diminuait avec le potentiel redox ce qui conduit à une redissolution des complexes formés (Olila and Reddy, 1997 [47]). Cependant, cette influence peut être atténuée dans des eaux riches en calcaires avec de faibles concentrations en ions complexant.

Les valeurs de pH dans les bassins sont généralement stables et comprises entre 6.5 et 7.5. Ce paramètre aura donc très peu d'influence sur la précipitation du phosphore (Good and Patrique, 1987 [48]). L'étude comparative de la complexation du phosphore dans les sédiments de deux lacs différents a montré que les complexes Fe-P sont préférentiellement formés en milieu pollué, anaérobie (lac eutrophe), alors que dans le lac mésotrophe, ce sont les complexes Al-P qui sont formés (Ku et al., 1978 [49]).

3. Les grands principes

Si la technique employée pour mettre en place ce genre de système de retraitement des eaux usées peut être plus ou moins complexe, le principe reste alors toujours le même. Les eaux vont passer successivement dans différents bassins dans lesquels différents organismes interviennent afin d'éliminer la charge polluante.

Avant l'entrée des eaux dans le premier bassin, un pré-traitement est réalisé pour faciliter la suite des opérations. Dans un premier bassin, des bactéries interviennent pour éliminer les déchets (la matière organique) et les transformer en sels minéraux et en gaz. Par la suite, dans un deuxième bassin, ces produits sont récupérés par les plantes pour permettre leur développement. Celles-ci vont alors produire de l'oxygène (par photosynthèse). Les micro-algues (phytoplancton) seront consommées dans les derniers bassins par le zooplancton (animaux microscopiques). A la fin de cette étape (80 jours environ après l'entrée dans le premier bassin), les eaux sont aptes à être rejetées dans le milieu naturel.

3.1. Pré-traitement

En tête du premier bassin, une unité de pré-traitement permet une séparation mécanique simple de certains déchets : il évite ainsi un comblement accéléré des bassins. On distingue trois actions pour le pré-traitement :

- Un **dégrilleur** : barreaux inclinés espacés de 4 cm pour retenir les gros objets ;
- Un **déssableur** qui permet le dépôt des sables et des graviers au fond d'une fosse ;
- Une zone de **déshuilage** mécanique qui permet de retenir les graisses et les déchets flottants grâce à une cloison siphonide.

Ces déchets extraits seront éliminés par incinération ou revalorisés (le sable pourra être utilisé en tant que remblais routier et les huiles pourront être soit régénérées soit incinérées).

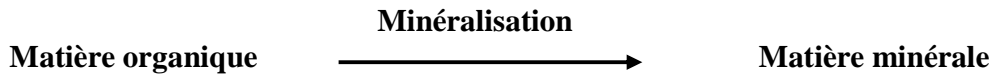
3.2. Bassin N°1 : La minéralisation par les bactéries

Les eaux usées débarrassées des gros objets et des graisses passent alors dans le premier bassin. Dans une station de lagunage, ce bassin est généralement le plus grand. Il est légèrement surcreusé à l'amont, où arrivent les eaux usées, afin d'éviter tout phénomène de comblement accéléré. Sa forme arrondie en U (figure 1.1) évite les angles morts et facilite l'écoulement des eaux sans formation de zones aux eaux croupissantes. Dans ce bassin, l'élimination des déchets passe par deux voies :

- La **voie physico-chimique** : naturellement des réactions chimiques ont lieu dans l'eau entre les différents éléments minéraux déjà présents. Ces réactions tendent vers une certaine neutralité entre les différents composés ;
- La **voie micro-biologique** : C'est le moyen le plus efficace où les déchets organiques sont progressivement dégradés par les bactéries.

Ce sont les bactéries qui jouent le rôle principal dans l'épuration des eaux en éliminant la matière organique par un processus connu sous le nom de **minéralisation** : Cela consiste à dégrader de la

matière organique complexe en composés minéraux simples grâce à l'activité d'un enchaînement de micro-organismes (dans l'eau : essentiellement constitué de bactéries).



Cette minéralisation de la matière organique par les différentes bactéries permet la production d'eau, de sels minéraux (NH_4^+ , NO_2^- , NO_3^- , SO_4^{2-} , PO_4^{3-}) et de gaz (CO_2 , H_2S , CH_4 , NH_3 ...), qui vont progressivement se diriger vers le second bassin.

Définition des bactéries:

Les bactéries sont des micro-organismes unicellulaires et procaryotes (une seule cellule sans noyau). Elles se reproduisent généralement par une simple division cellulaire et sont capable de résister à des conditions défavorables sous forme de spores. Présents sur le globe depuis 3,5 milliards d'années, ce sont les plus anciennes formes de vie mais aussi les plus abondantes car ayant réussi à coloniser tous les milieux [50].

Cette grande diversité des bactéries correspond à une impressionnante diversification pour s'adapter à des milieux différents. Ainsi, on pourra trouver des bactéries généralistes ou des bactéries hyper-spécialisées, certaines espèces dégradent des matières organiques brutes et complexes, alors que d'autres dégradent des déchets organiques très simples (sucres, acides organiques...), d'autres ne minéralisent que les éléments d'une seule famille chimique (azote, phosphore...) et d'autres enfin ne peuvent vivre que dans certaines conditions (parfois extrêmes) de température, de pH, d'oxygène dissout, de salinité... ou de qualité de l'eau.

Classification simplifiée:

Malgré la grande diversité des espèces, la classification des êtres vivants permet de les regrouper selon leurs homologues (anatomiques, comportementales, chronologiques...). Une des classifications consiste à regrouper les bactéries selon le type de nutrition et d'énergie utilisé lors de la minéralisation :

1- Les bactéries utilisent l'énergie lumineuse : phototrophie

- Ces bactéries, à la manière des plantes, utilisent directement les éléments minéraux présents dans l'eau : ces bactéries sont dites photo-autotrophe (ou photolithotrophe) ;

- Plus rarement, ces bactéries récupèrent leur source de carbone directement dans la matière organique : ces bactéries sont dites photo-hétérotrophe (ou photo-organotrophe).

2- Les bactéries utilisent l'énergie issue de l'oxydation chimique des matériaux : chimiotrophie

- Si ces bactéries utilisent une source de carbone composée d'éléments minéraux (gazeux ou ioniques) : ces bactéries sont dites chimio-autotrophe (ou chimio-lithotrophes) ;

- Pour les plus abondantes dans la station de lagunage, si les bactéries utilisent une source de carbone composé d'éléments organiques complexes : ces bactéries sont dites chimio-hétérotrophes (ou chimio-organotrophes).

- Les **bactéries exogènes**, sont les bactéries qui arrivent avec les effluents : elles sont de bonnes indicatrices de la pollution micro-biologique. Malgré une très grande diversité, certaines de ces bactéries peuvent être *pathogènes* (c'est à dire porteuses de maladies) ; il convient donc de les éliminer au fil de l'épuration afin d'éviter toute contamination bactériologique en aval dans l'étang. Avant même d'arriver dans la station de lagunage, les changements de milieux successifs vont entraîner la forte diminution de leurs effectifs ;

- Les **bactéries endogènes**, présentes naturellement dans les bassins grâce à l'ensemencement naturel, vont jouer un rôle pour dégrader la matière organique. Selon les caractéristiques physico-

chimiques des eaux, les espèces les mieux adaptées à leur milieu de vie vont rester présentes dans les bassins. La grande diversité des espèces de bactéries présentes dans les bassins correspondent à des adaptations des micro-organismes aux changements de conditions : qualité de l'eau, résistance à la pollution.... On distingue alors trois types de bactéries endogènes dans les bassins :

- Les **bactéries anaérobies strictes**, vivent enfouies dans les sédiments où, dans une profonde tranche d'eau désoxygénée. Elles n'utilisent pas le processus de la respiration (l'oxygène est un poison pour leur métabolisme) mais celui de la fermentation. La minéralisation est alors caractérisée par une forte production de gaz souvent malodorant connu sous le nom de "gaz des marais" ;
- Les **bactéries aérobies strictes** ont obligatoirement besoin d'oxygène pour respirer. Elles sont alors présentes dans la tranche d'eau bien oxygénée et dégradent la matière organique dissoute présente en suspension. L'oxygène nécessaire à leur métabolisme est naturellement présent dans l'eau, grâce aux échanges gazeux entre l'eau et l'atmosphère et grâce à la forte production d'oxygène du phytoplancton ;
- Les **bactéries aérobies et anaérobies facultatives** sont moins exigeantes envers le taux d'oxygène dissout. Certaines tolèrent des variations alors que d'autres vivent insensiblement quelque soit l'oxygénation de l'eau. La répartition de ces bactéries est relativement homogène sur toute la tranche d'eau avec des concentrations plus importantes aux zones les plus favorables pour chaque espèce (afin d'éviter toute compétition).

A noter : On constate ponctuellement dans l'année, deux fortes transitions dans les populations des organismes de la station de lagunage: à la sortie du printemps et à l'entrée de l'automne, quand des fortes variations de température et des augmentations de charge ont lieu. Ces phénomènes se matérialisent par un développement des bactéries anaérobies, qui par fermentation, entraîne un dégazage parfois malodorant (SH_2 , CH_4) et un relargage des boues. Lorsque la transition bactérienne a eu lieu, le dégazage s'arrête et les boues sédimentent de nouveau au fond des bassins [51].

Le passage d'un bassin à l'autre se fait naturellement, sans électricité : l'écoulement des eaux d'un bassin à l'autre est gravitaire ; les bassins sont successivement les uns plus bas par rapport aux autres, et l'eau va pouvoir circuler, par trop plein, d'un bassin à l'autre, sans risque de retour possible. Les " déchets " des bactéries (eau, gaz et sels minéraux), sont ensuite évacués naturellement vers le deuxième bassin et vont être utilisés par les plantes.

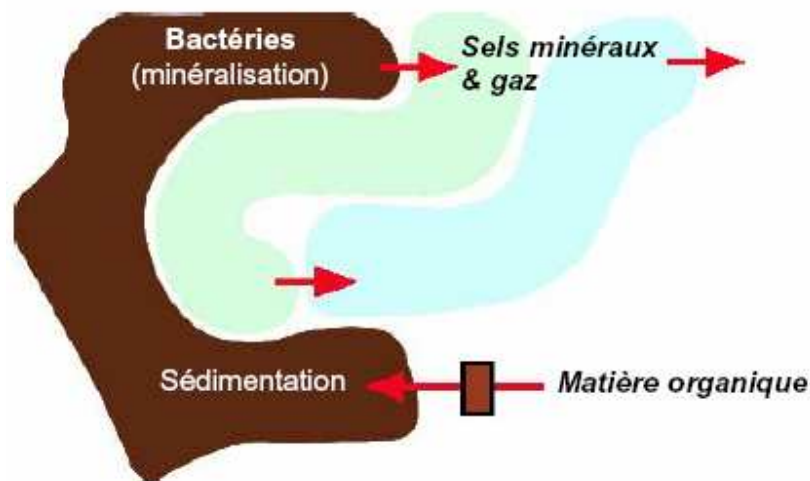


Figure I.1 : Bassin N°1.

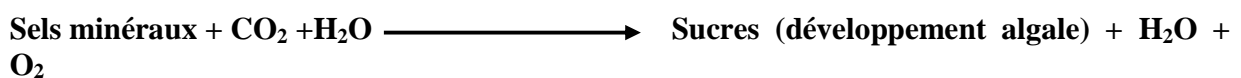
3.3. Bassin N°2 : Le rôle des plantes

Après la première action menée par les bactéries pour dégrader la matière organique, les plantes vont intervenir pour **fixer** les produits issus de la minéralisation.

L'eau arrive donc dans ce deuxième bassin (figure I.2). Ce bassin est deux fois plus petit, avec une profondeur de 1,10 m (en moyenne). Cette faible profondeur est importante pour permettre l'action du soleil : Rôle bactéricide des ultra-violets, mais surtout, ici, pour permettre la photosynthèse et donc favoriser les phénomènes aérobies.

Les nutriments présents (sels minéraux, dérivés des lessives et dans une moindre mesure des engrais minéraux issus de l'agriculture) et le CO₂ (déchet de la respiration de certaines bactéries) vont être assimilés par les plantes pour permettre leur croissance. Ces organismes autotrophes vont transformer, directement grâce à l'énergie solaire, les différents sels minéraux et le CO₂ en tissu organique (sucres) pour la plante et en oxygène évacué dans le milieu extérieur : c'est le phénomène de la **photosynthèse**.

Equation globale de la photosynthèse :



Le choix des plantes utilisé pour l'épuration des eaux peut être très variable selon les facteurs d'implantation de la station de lagunage ; que ce soit pour des raisons économiques, esthétiques ou, selon les types de pollutions traitées, on distinguera alors deux types de lagunages naturels classés selon les types de végétation :

3.3.1. Le lagunage à macrophytes :

Il est caractérisé par la présence de plantes visibles à l'œil nu. Il est constitué de plantes immergées ou émergées, enracinées ou non telles que les roseaux, les massettes, les joncs, les scirpes, les laïches, les lentilles d'eau ou les jacinthes d'eau (voir photo 1). Les bassins sont alors généralement de plus faible surface et moins profond (0,6 à 0,8 m) [52] où la charge polluante est plus faible.



Photo 1 : Le lagunage à macrophytes

Les intérêts :

- Aspect esthétique et paysager,
- Accroissement important des surfaces de fixation pour le périphyton (augmentation de l'oxygénation) et pour certaines bactéries minéralisatrices endogènes,
- Augmentation de la capacité de filtration par un important réseau racinaire,
- Bon rendement épuratoire en ce qui concerne l'élimination de la matière organique, de la matière en suspension (MES), des sels nutritifs et des métaux lourds (pour certaines espèces).

Les inconvénients :

- Augmentation des coûts de fonctionnement du fait d'un entretien plus lourd (faucardage, arrachage pour éviter l'envahissement des zones en pleine eau...);
- Augmentation du volume de matière organique occasionné par ces plantes elles-mêmes (feuilles à l'automne, déchets du faucardage, mort des annuelles et bisannuelles...) et donc une baisse du rendement épuratoire à certaines saisons.

3.2.2. Le lagunage à microphytes :

Dans ce type de lagune, les plantes sont uniquement représentées par le phytoplancton, algues microscopiques de 1/100ème de mm en moyenne, mais jouant le même rôle que les macrophytes dans la fixation des nutriments. On distingue quatre grands groupes de micro-algues représentant plus de 100 000 espèces :

- **Les algues bleues** ou, cyanophycées, sont des organismes procaryotes, c'est à dire sans noyau défini, elles sont riches en un pigment bleuté : la *phycocyanine* ;
- **Les algues vertes** ou, chlorophycées (voir photo ci-dessous), sont comme les groupes qui vont suivre des eucaryotes. Ces algues sont caractérisées par la présence d'un pigment vert : la *chlorophylle* (a et b) ;

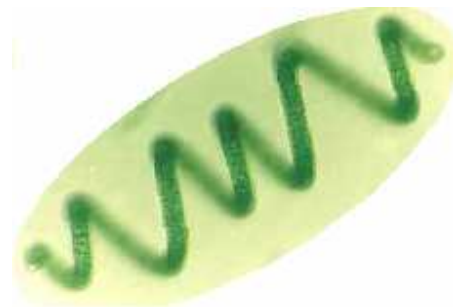


Photo 2 : Les algues vertes

- Les **algues brunes** ou, phaeophycées, révèlent un excès de *caroténoïdes* donnant cet aspect brun à jaune d'or (photo 3) ;
- Enfin, les **algues rouges** ou, rhodophycées présentent, pour elles, un excès de *phycoérythrine*.

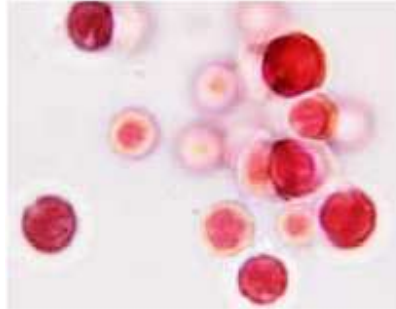


Photo 3 : Les algues brunes et rouge.

Ces nombreuses espèces, dont certaines sont à la limite du règne végétal, sont également étonnantes dans les variétés de forme et de taille. En effet, de nombreuses espèces ont acquis certaines adaptations pour mieux répondre aux exigences du milieu :

- La taille définit, ainsi la vitesse de précipitation (loi de Stokes : la vitesse de précipitation augmente avec la taille) d'où la présence de nombreux micro-planctons (nanoplanctons: voir photo 4) ;
- Des **excroissances** symétriques se développent pour augmenter le rapport surface / volume afin de freiner la vitesse de sédimentation ;
- Des phytoplanctons ont développé des vacuoles de gaz (cyanophycées) ou de lipides (Péridiniens) pour faire **varier leur densité** ;
- Présence de **flagelles** pour les déplacements ;
- Présence d'un système de **propulsion** chez les Diatomées par expulsion orientée d'eau, permettant leur déplacement.



Photo 4 : Nanoplanctons

Malgré ces excellentes adaptations à leur milieu, la mortalité est élevée (par sédimentation, prédation, compétition, diminution des ressources...) et elle doit être compensée par une **reproduction efficace**. En effet, essentiellement asexuée, la reproduction est une simple division cellulaire rapide et efficace (taux de génération: 63 536 en 48 h. chez certaines espèces) [53].

Les espèces de micro-algues présentes dans les bassins sont adaptées à des conditions spécifiques (physico-chimiques et climatiques). Aussi, les variations de ces conditions (arrivée de l'hiver, changement de la composition des eaux usées,...) entraînent des changements importants dans la composition des différentes espèces d'algues.

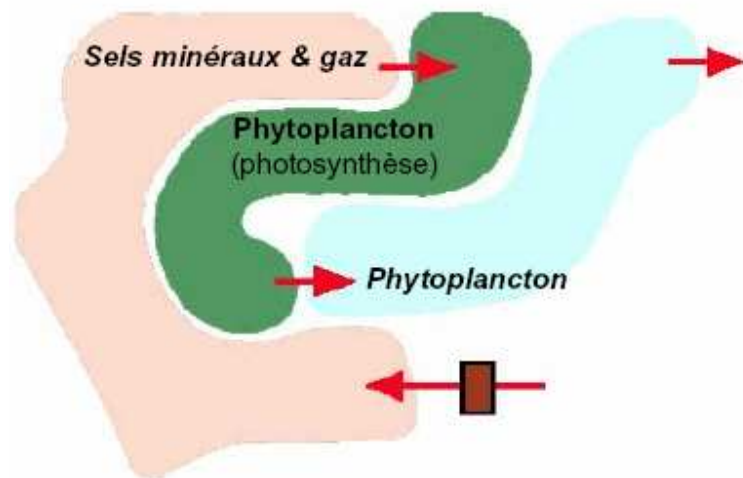


Figure I.2 : Bassin N°2

3.3.3. Les différents types d'algue

Les différentes études réalisées essentiellement sur le traitement des eaux par lagunage naturel mettent en évidence l'important développement d'algues phytoplanctoniques dont l'essentiel des espèces appartient à la famille des Chlorophycées (Oswald *et al.*, 1953 [54] ; Edwards et Shichumpasak, 1981) [55].

Quelle que soit la zone géographique de l'installation, *Chlorella sp.*, *Scenedesmus sp.* Et *Micractinium sp.* Forment les genres les plus observés dans ces milieux lagunaires représentant ainsi les genres universels pour le traitement de l'eau usée (Oswald *et al.*, 1953 [54] ; Shelef *et al.* 1977 [56]; De Pauw *et al.*, 1980 [57] ; Edwards et Sinchumpasak, 1981 [55]; Banat *et al.*, 1990 [58]; Nurdogan et Oswald, 1995 [59]; Canovas *et al.*, 1996 [60]).

En plus, ces auteurs précisent que l'espèce *Phaeodactylum tricornutum* est très performante et peut être maintenue en culture pure. Malgré le fort potentiel des macroalgues dans le traitement

des eaux usées, le développement de telles espèces en bassin de lagunage n'a pas fait l'objet d'une attention particulière.

De nombreux facteurs peuvent modifier la composition spécifique du milieu lagunaire. Ainsi, certains auteurs ont mis en évidence la responsabilité de **la température** sur les successions phytoplanctoniques (Eppley, 1972 [61]; Goldman et Ryther, 1976 [62]). Notamment, l'étude en laboratoire de Goldman (1977) [63] montre que l'espèce dominante dans des milieux de culture issus d'un mélange d'eau de mer et d'eau usée (EM/EU=1/1) est représentée par *Phaeodactylum sp.* Pour les faibles températures ($T < 10,3^{\circ}\text{C}$), *Nitzschia sp.* Entre $10,3$ et 27°C et *Oscillatoria sp.* Lorsque la température est supérieure à 27°C . Cependant, cette dernière espèce n'a jamais été observée dans les conditions naturelles.

Cromar *et al.* (1997) [64] observent que le **temps de séjour** représente un facteur qui est susceptible d'orienter le développement spécifique dans une lagune sous serre : *Phormidium sp.* domine sur *Chlorella sp.* lorsque les temps de séjour sont importants. Ces mêmes auteurs précisent que **la charge organique** (exprimée en $\text{g DCO}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{j}^{-1}$) peut avoir un effet complémentaire au temps de séjour avec une domination de *Scenedesmus sp.* lors de faibles charges et *Phormidium sp.* lors de plus fortes charge. La combinaison d'une faible charge organique et d'un long temps de séjour est à l'origine de l'apparition des cyanobactéries.

L'apparition du **broutage zooplanctonique** (cladocères, rotifères...) représente un important facteur responsable de la succession phytoplanctonique à l'intérieur de bassins de lagunage. Sous la pression de *Brachionus sp.*, la population de *Scenedesmus sp.* peut être rapidement éliminée et être remplacée par *Micractinium sp.*, ces dernières ont la faculté de former de larges flocs qui empêchent le broutage des rotifères (Lee *et al.*, 1980 [65]; Edwards et Sinchumpasak, 1981 [66]; Lincoln *et al.*, 1983 [67]; Canovas *et al.*, 1996 [68]; Schlüter *et al.*, 1987 [69]).

3.3.4. La production phytoplanctonique

Afin d'estimer la biomasse et la productivité du phytoplancton à l'intérieur du bassin de lagunage, certains auteurs ont pu mettre au point quelques relations. Le taux de production phytoplanctonique dans le bassin de lagunage peut être estimé par l'équation présentée ci-dessous et définie par Mc Garry *et al.* (1973) [70].

$$P = (z/\theta) \times PK$$

où P , z et θ représentent respectivement la production algale ($\text{g sec}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{j}^{-1}$), la profondeur de la lagune (m) et le temps de séjour (j). La variable PK exprime la concentration en phytoplancton ($\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$) et peut être estimée comme une proportion des matières en suspension (Edwards et Sinchumpasak, 1981 [66]).

$$PK = \alpha \times \text{MES}$$

où α représente la proportion de phytoplancton dans les matières en suspension (MES). Azov et Shelef (1982) [71], Cromar et Fallowfield (1992) [72] estiment cette proportion entre 40 et 60%.

D'autres auteurs relient la productivité phytoplanctonique du bassin de lagunage en faisant intervenir la température et l'intensité lumineuse (Martin et Fallowfield, 1989 [73]), la DCO ou la DBO (Banat *et al.*, 1990) [74]. De leur côté, Kroon *et al.* (1989) [75] développent un modèle déterministe utilisant la propriété des algues à absorber les flux de photons.

La productivité phytoplanctonique couramment observée dans la littérature montre une gamme de variation se situant entre 15 et $45 \text{ g sec}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{j}^{-1}$ (Shelef *et al.*, 1977 [76]; Lincoln et Hill, 1980

[77]; Fallowfield et Garrett, 1985 [78]; Edwards et Sinchumpasak, 1981 [66]; Wood *et al.*, 1989 [79]; Banat *et al.*, 1990 [74]).

De nombreux facteurs influencent le taux de production phytoplanctonique dans le bassin de lagunage. Azov et Shelef (1982) [71] montrent qu'il existe un **temps de séjour optimal**, en fonction de la température et du rayonnement lumineux, pour obtenir une production algale maximale. La plupart des auteurs estiment que les **nutriments** ne représentent pas de contraintes à la production algale, toutefois, Goldman *et al.* (1972) [80] et Oswald *et al.* (1953) [81] soupçonnent une certaine limitation par le carbone. Cependant, Azov *et al.* (1982) [82], pensent qu'avec une DBO supérieure à 300 mg.L⁻¹ dans l'effluent, le carbone ne doit pas être limitant pour la production algale.

3.3.5. *Le rôle des algues*

Les algues qui se développent dans le bassin de lagunage sont le principal moteur du traitement et de la désinfection de l'effluent. Ces algues présentent une action directe par l'assimilation des nutriments (essentiellement azote et phosphore) qui sont incorporés dans leur biomasse. Par leur activité photosynthétique, les algues ont une action indirecte d'une part en fournissant l'oxygène indispensable aux bactéries responsables de la dégradation de la matière organique et d'autre part, en favorisant à la fois la volatilisation de l'ammoniaque gazeux et la précipitation du phosphate et des métaux lorsque le pH augmente. Lors de la photosynthèse, l'absorption des carbonates par les algues détruit le pouvoir tampon du système aqueux et le pH peut atteindre des valeurs supérieures à 10 (Goldman, 1980) [83].

D'après l'équation stoechiométrique de l'assimilation algale déterminée par Shelef *et al.* (1978) [84], 1 g d'algue permet de piéger 86 mg d'azote et 12 mg de phosphore tout en relarguant 1,6 g d'oxygène. Eisenberg *et al.* (1981) [85] estiment que l'assimilation de l'azote est le principal phénomène expliquant la réduction de l'azote inorganique dissous dans l'effluent tant la proportion d'azote total reste stable entre l'effluent brut et l'effluent traité. Pourtant, Hemens et Mason (1968) [86] estiment que la précipitation du phosphate est le processus majoritaire et Doran et Boyle (1979) [87] précisent que seul 10% est assimilé par les algues. D'ailleurs, Fallowfield et Garrett (1985) [78] et Picot *et al.* (1991) [88] observent des pertes non négligeables en azote et en phosphore qui peuvent s'expliquer par ces phénomènes de volatilisation et précipitation. Cependant, Mesplé *et al.* (1995, 1996) [89], [90], établissant un modèle déterministe simulant l'évolution de la concentration en phosphate dans le bassin de lagunage montrent que la prise en compte du processus de précipitation n'améliore pas la qualité de simulation du modèle.

3.4. Bassin N°3 : Le rôle du zooplancton

Le rôle du zooplancton est d'assurer la finition de l'épuration des eaux. Ils vont jouer un rôle important comme consommateur de micro-algues, et donc comme régulateur de ces populations phytoplanctoniques (figure 3) [91].

Les protozoaires :

Ces organismes unicellulaires sont les principaux prédateurs des bactéries (voir photo 5). Ils sont présents toute l'année sans manifester d'évolution numérique majeure. Quelques exemples de protozoaires: flagellés (peranema, astitia, bodo...), ciliées (paramécies, vorticelles, aspidisca, pleuronema...).



Photo 5 : Les protozoaires

Les Métazoaires :

Ces organismes pluricellulaires, d'une complexité plus grande, sont représentés dans les derniers bassins de la station de lagunage sous trois groupes dominants :

Les Rotifères :

Ce sont des vermiens microscopiques de 200 µm à 1 mm de forme très hétérogène (voir photo 6). Ils représentent plus de 2 000 espèces regroupées en 22 familles. Le petit millier de cellules constituant leur corps a permis malgré leur taille très réduite, la constitution d'un organisme très complexe avec œil, oesophage, cœur, estomac, intestin... mais sans tête ni membre.

Ce sont essentiellement des **microphages** consommateurs de bactéries, de micro-algues et de matière organique qui permettent une efficace clarification des eaux. Parfois présents dans les premiers bassins, ils peuvent vivre dans des eaux très peu oxygénées supportant de très grandes variations de la qualité du milieu.

Leur reproduction très efficace est particulièrement étonnante : il n'y a que des femelles se reproduisant par parthénogenèse (reproduction asexuée). Elles produisent de 10 à 40 œufs ovovivipares à la fois. Quand les conditions sont bonnes, il n'y a que la production de femelle, quand les conditions sont défavorables il y a alors la production de mâles (durée de vie de seulement quelques heures pour pouvoir s'accoupler). L'accouplement permet la production, par fécondation (reproduction sexuée), d'œufs de durée pouvant résister en vie ralentie pendant 40 ans (résistance à des amplitudes thermiques de - 270 à + 80 C°). Lors de l'éclosion, les œufs de durée donnent naissance à des femelles toutes parthénogénétiques.



Photo 6: Les Rotifères

Les Copépodes :

Ce sont des petits crustacés (de 0,5 à 4 mm, photo 7) présent à la surface de l'eau qui sont de très efficaces prédateurs : ils consomment pêle-mêle du phytoplancton, des jeunes larves d'insectes et des cladocères. Dans les eaux douces, on peut distinguer 2 groupes de copépodes : les **Calanoïdes** phytoplanctonivores à longues antennules et les Cyclopoïdes à courtes antennules (zooplanctonivores pour les plus gros).

La reproduction est sexuée. La fécondation s'effectue dans des sacs (1 sac chez les Calanoïdes et 2 chez les Cyclopoïdes) portés par les femelles, donnant naissance de 1 à 30 larves par sac. A la naissance, les larves arachnoïdes (dites nauplius) vont devoir muer 6 fois avant de ressembler aux adultes. A ce stade, il faut encore attendre 5 mues successives pour pouvoir se reproduire. Puis les adultes pourront aller jouer leur rôle actif de reproducteur.

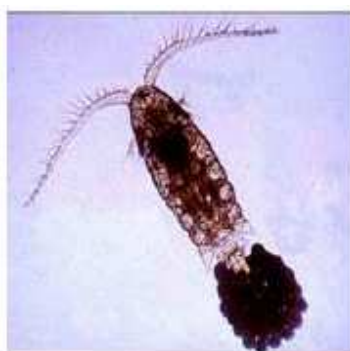


Photo 7 : Les Copépodes

Les Cladocères :

Ce sont des petits crustacés herbivores et détritivores de 0,2 à 3 mm, photo 8). Ils jouent un rôle important dans la station de lagunage et particulièrement dans les derniers bassins pour diminuer le taux de matière en suspension (filtration de la biomasse phytoplanctonique) et ainsi augmenter la luminosité. Cependant, leur mode de nutrition et leur respiration a tendance à diminuer le taux d'oxygène dissout. Leur taille relativement importante (facilitant leur pêche) et leur richesse protéique font des cladocères des organismes facilement **valorisables en aquaculture**.

Ces filtreurs efficaces, surtout représentés par le groupe des Daphnies, sont équipés de nombreuses pattes thoraciques munies de peignes pour prélever les particules alimentaires (phytoplanctons, matières organiques...), ainsi que de branchies pour filtrer l'oxygène dissout. Les cladocères se déplacent grâce à leurs antennes, mais cela n'est vraiment pas suffisant pour fuir les nombreux prédateurs présents. Pour compenser les nombreuses pertes, et pallier d'éventuelles disettes alimentaires ces organismes ont, comme les Rotifères, opté pour une reproduction partiellement asexuée et donc plus rapide et plus prolifique.

Traditionnellement les populations ne sont constituées que de femelles (dont les mâles sont parfois inconnus) qui se reproduisent seules, sans mâles, sans accouplement et donc sans fécondation : c'est la **parthénogenèse**. Les oeufs produits sont nombreux (de 1 à 50 en moyenne) ovovivipares (c'est à dire qu'ils éclosent dans la femelle) et ont une durée d'incubation brève (quelques jours). Selon les conditions du milieu, les œufs produits dans la poche dorsale

incubatrice, donnent naissance soit à des femelles (quand les conditions externes sont favorables), soit à des femelles accompagnées de quelques mâles (quand les conditions se sont détériorées). Si les conditions sont défavorables, les mâles (à vie relativement brève) vont s'accoupler aux femelles pour produire par fécondation (reproduction sexuée), **deux oeufs de résistance** (et pas plus). Ces oeufs sont protégés par une membrane chitineuse très résistante, qui va les préserver pendant les mauvaises conditions. Ces oeufs vont aussi pouvoir résister au gel, à la sécheresse et aux sucs digestifs des oiseaux. Les adultes, sous les effets d

es mauvaises conditions, vont mourir et ainsi libérer les oeufs de durée. Les oeufs attendent des conditions favorables (parfois pendant plusieurs années), enfouis dans les sédiments, pour pouvoir éclore. Au retour des bonnes conditions, les deux oeufs donnent naissance à deux femelles qui de nouveau se reproduiront seules par parthénogenèse.



Photo 8 : Les Cladocères

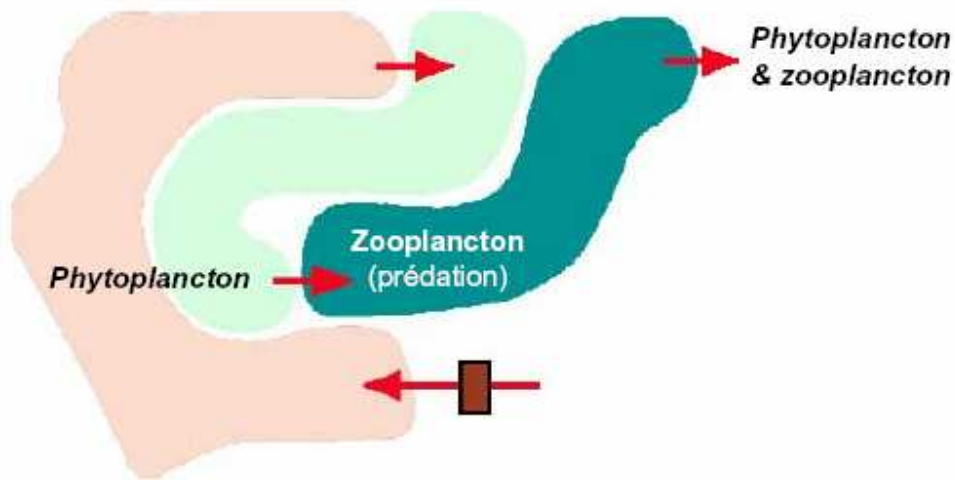


Figure I.3 : bassin N° 3

3.5. Elimination de la pollution bactériologique

Les **germes pathogènes** (salmonelle, streptocoque, virus...), vecteurs de maladies, proviennent essentiellement des organismes vivants et notamment de notre flore intestinale. Ils font partie de ces micro-organismes exogènes qu'il faut absolument éliminer pour éviter tout type de contamination avale. Cependant, ces pathogènes sont très rares et donc difficiles à détecter. On utilise alors des **indicateurs** abondants et faciles à analyser, comme les germes de contamination fécale (coliformes fécaux notamment). Pour les éliminer, différents processus physico-chimiques ou biologiques ont lieu :

Dans la station de lagunage :

- **Rôle bactéricide des ultraviolets** (U.V.) grâce aux rayonnements solaires (d'où une faible profondeur d'eau permettant aux rayons d'atteindre le fond) ;
- Phénomène de **compétition** avec les espèces autochtones ;
- Forte **prédation** par des espèces bactériophages (zooplancton) ;
- **Production de substances inhibantes ou bactéricides naturelles** (antibiotiques par exemple) par certaines bactéries et micro-algues, entraînant la mort ou une baisse de la reproduction des pathogènes ;
- Durée du **cycle d'épuration longue** durant laquelle les germes peuvent être éliminés par ces différents processus (environ 80 jours).

Hors de la station de lagunage :

- **Choc thermique** à la sortie de l'organisme hôte et en sortant de la station de lagunage dans le milieu récepteur ;
- **Stress salin** à la sortie des bassins de lagunage.

4. Améliorations du système de traitement

Diverses techniques peuvent être adoptées pour optimiser la qualité du traitement en agissant sur les facteurs limitant la croissance et la production algale et sur les paramètres physiques des bassins de lagunage.

4.1. Action sur les facteurs limitant la croissance algale

D'abord, une action peut être menée pour **éliminer la pression du broutage zooplanctonique**, directement responsable de la chute de l'efficacité du traitement en favorisant l'apparition des phases "d'eaux claires" (Canovas *et al.*, 1991) [92]. A cet effet, Lincoln *et al.* (1983) [67] démontrent que l'augmentation de la concentration en azote gazeux vers des valeurs proches de 20 mg.L⁻¹ dans l'eau à traiter peut détruire les blooms de zooplancton sans être toxique pour les algues.

Kawasaki *et al.* (1990) [93] préconisent d'**ajouter du fer** pour prévenir la limitation de la production algale par cet élément. En effet, l'ajout de fer jusqu'à une concentration de 1 ppm provoque une nette augmentation de l'assimilation des nitrates par *Scenedesmus sp.* et *Phormidium sp.* Malgré une possible limitation de la production algale par le carbone, les résultats de ces auteurs montrent que **l'ajout de CO₂ en solution peut s'avérer néfaste** pour l'élimination du phosphate. En effet, l'ajout de cet élément abaisse le niveau du pH, réduit la précipitation et augmente la dissolution du précipité formé entre le phosphore et les carbonates de calcium.

4.2. Action sur les paramètres du lagunage

Selon Azov et Shelef (1982) [82], dans les zones tempérées, la **modification du temps de séjour** par changement de la profondeur est indispensable pour optimiser la production algale. Ces

auteurs proposent une évolution de la hauteur d'eau en fonction du mois de l'année (Figure I.4). Ces auteurs précisent par ailleurs que le changement du temps de séjour en modifiant la surface de traitement peut être une autre alternative efficace.

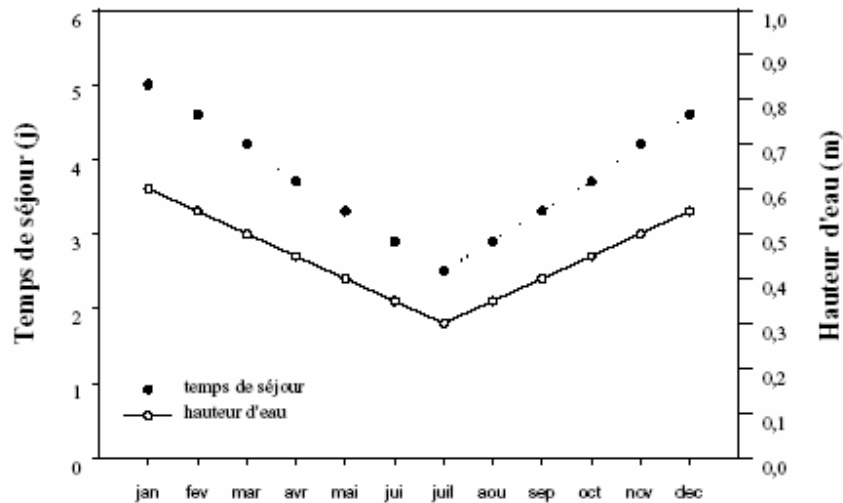


Figure I.4 : Gestion du temps de séjour selon Azov et Shelef (1982).

4.3. Elimination de la biomasse formée

L'augmentation de l'abattement en azote et phosphore peut être obtenue par élimination de la biomasse algale formée dans l'effluent traité. Toutefois, en raison de leur petite taille et de leur faible densité, la récolte du phytoplancton s'effectue par des procédés coûteux et souvent inefficaces qui ont certainement été l'obstacle principal du développement de ce système de traitement (Benemann *et al.* 1980 [94]). La **flottaison**, la **sédimentation**, la **précipitation**, la **centrifugation**, la **filtration** et la **floculation** sont les principales techniques utilisées (Dodd et Anderson, 1977 [95]; Moraine *et al.*, 1980 [96]; Benemann *et al.*, 1980 [94]; Eisenberg *et al.*, 1981 [97]; Bilanovic *et al.*, 1988 [98]). Afin d'augmenter le rendement et réduire le coût d'élimination des microalgues, certains auteurs ont amélioré ces techniques. Nurdogan et Oswald (1995) [99] augmentent la sédimentation en favorisant l'autofloculation des algues par ajout d'une solution de chaux.

D'autres auteurs immobilisent ces algues dans des substrats à base d'alginate ou carraghénanes (Chevalier et De La Noüe, 1985 [100]; Travieso *et al.*, 1992 [101]; Tam *et al.*, 1994 [102]; Lau *et al.*, 1997 [103]). Craggs *et al.* (1997) [104] utilisent la propriété de certaines algues à se fixer aux parois pour limiter les besoins de filtration. Poelman *et al.* (1997) [105], ont mis au point la **floculation électrolytique** permettant d'éliminer 96% des algues avec un coût réduit en énergie (0,3 kWh.m⁻³). Toutefois un problème de couverture des électrodes par le calcium et le magnésium peut être observé dans des eaux dures.

L'élimination de ces microalgues peut être réalisée en installant **une chaîne alimentaire artificielle** où un compartiment biologique supplémentaire se charge de consommer les algues produites par le lagunage. Ainsi, les microalgues sont consommées par des mollusques bivalves, du zooplancton ou des poissons herbivores (Goldman *et al.*, 1974a [106]; Edwards et Sinchumpasak, 1981 [55], Villon *et al.*, 1989[107]).

Une autre possibilité est de sélectionner une algue facilement récoltable. A cet effet, Pretorius et

Hensman (1984) [108] utilisent une algue verte filamenteuse (*Stigeoclonium*) que l'on peut éliminer de l'effluent traité par simple tamis de 0,2 mm. Ainsi, le développement de macroalgues à l'intérieur du lagunage semble être une solution intéressante pour la réduction de coût d'élimination de la biomasse algale dans l'eau traitée.

5. Avantages et inconvénients du lagunage

Le principe de traitement biologique des eaux usées par la méthode du lagunage naturel semble être une très bonne solution à développer qui connaît cependant certaines limites.

En effet, malgré les immenses avantages que le lagunage peut procurer, le système présente cependant des failles qui peuvent limiter son utilisation. Aussi, c'est au regard de l'ensemble des techniques de traitement des eaux usées, qu'il faut voir un avantage. Les nombreuses techniques présentes (physico-chimiques ou biologiques, intensives ou extensives, séparatifs ou unitaires), sont chacune adaptées au type d'effluents qu'il lui faut traiter (selon la concentration, le volume, le type d'effluent...).

Les Avantages :

- **Faible coût d'exploitation ;**
- Bonne **intégration paysagère ;**
- Système **respectueux de l'environnement ;**
- Bonne **élimination des pathogènes, de l'azote et du phosphore ;**
- Production de **boues moins importante** (qu'une station classique de type " boues activées "), très minéralisées et donc peu fermentescibles ;
- **Curage peu fréquent** (1 fois tous les 10 ans dans les premiers bassins) et boues plus facilement **valorisables ;**
- Bien adapté pour les petites communes ayant des **fortes augmentations** de population estivale ;
- Hormis les coûts fonciers pour l'achat des terrains, les **coûts de fonctionnement sont faibles** (peu ou pas d'électricité) ;
- Bien **adapté au réseau unitaire** (les eaux pluviales jouant un bon rôle de dilution pour des fortes charges ponctuelles : vendanges par exemple) ;
- **Faible technicité** requise pour l'exploitant, surveillance régulière mais uniquement hebdomadaire du fait de la rusticité du système.

Les Inconvénients :

- **Forte emprise au sol** (en France 10 m² par habitant) limitant l'installation aux grandes communes ;
- Contrainte possible si l'installation nécessite une **imperméabilisation du sol** (argile ou géomembrane) ;
- **Matière en suspension importante en rejet** (organismes planctoniques) problématique pour de petits milieux récepteurs ;
- **Variations saisonnières de la qualité** d'eau de sortie ;
- Difficulté et coût important de l'**extraction des boues ;**
- **Faucardage** au moins une fois par an pour les lagunages à macrophytes ;

- En cas de mauvais fonctionnement ou de mauvais entretien : risque d'odeurs, de développement d'insectes (moustiques), de dysfonctionnement (perforation des digues par les rongeurs).

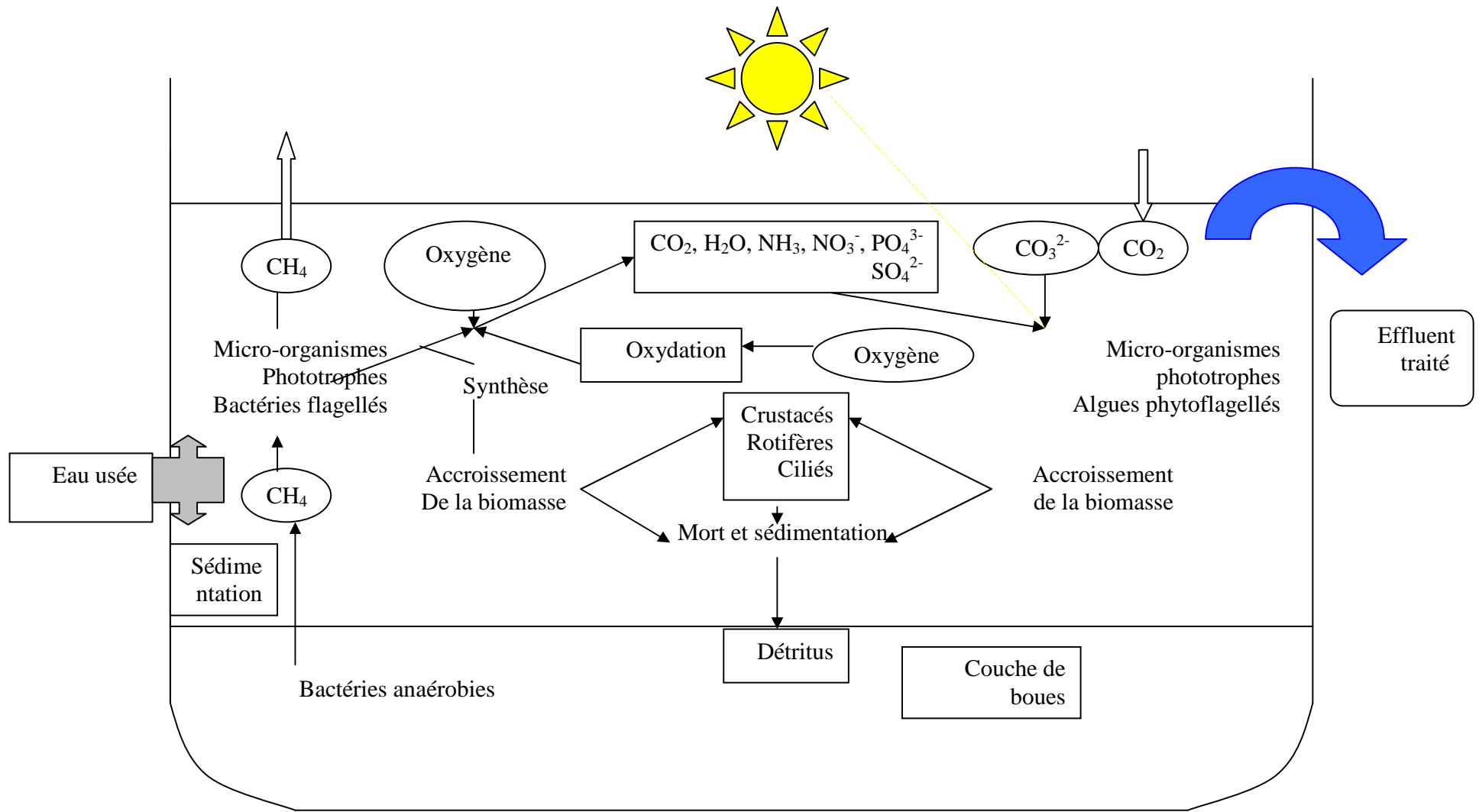


Figure I.5 : Lagunage naturel à dominance aérobie.

6. Références bibliographique

- [1] H. Roggeri. « Zones humides tropicales d'eau douce. Guides des connaissances actuelles et de la gestion durable. » Kluwer Academic Publishers. XVI, 385 p., 1995.
- [2] R. H. Kadlec et R. L. Knight. « Treatment wet lands Boca Raton. ». Edition Lewis Publishers. 893 p., 1996.
- [3] B. C. Wolverton. « Aquatic plants for wastewater treatment: An overview. » J. Aquatic Plants for Treatment and Resource Recovery: pp. 3-16, 1987.
- [4] D. Koné. « Problématique de l'épuration des eaux usées dans le contexte de l'Afrique de l'Ouest. » Info-CREAPA (20): pp. 8-13., 1998.
- [5] R. Dinges. « Upgrading stabilization pond effluent by water hyacinth culture. » J. Water Pollution Control Federation (5): pp. 833-845, 1978.
- [6] B. C. Wolverton et R. C. McDonald. « Application of vascular aquatic plants for pollution removal, Energy and food production in a Biological system. » National Aeronautics and Apace Administration, Washington, TMX. 2726 p., 1979.
- [7] T. A. Debusk et K. R. Reddy. « BOD removal in floating aquatic Macrophyte based Wastewater treatment systems. » J. Water Science and Technology N°12: pp 273-279, 1987.
- [8] P.Kumar et R. J. Garde. « Upgrading wastewater system by water hyacinth in developing centuries. » J. Water Science and Technology N°22: pp 153-160, 1990.
- [9] F. Edeline. « L'épuration biologique des eaux. Théorie et technologie des réacteurs ». Liège, Cebedoc Editeur : 303 p. 1993.
- [10] C. Polprasert et N. R. Khatiwada. « An integrated kinetic model for water hyacinth ponds used for wastewater treatment ». J. Water Res Vol. 32 N°1: pp 179-185, 1998.
- [11] G. Bowes et S. Beer. « Physiological plant processes: photosynthesis Aquatic plant ». Wastewater treatment and resource recovery, Magnolia Publishing Inc: pp. 311-335,1987.
- [12] B. O. Urbanc et A.Gaberscik.« The influence of temperature and light intensity on activity of water hyacinth ». J. Aquatic Botany (35): pp 3-4, 1989.
- [13] K. R. Reddy. « Nutrient transformation in aquatic macrophyte filters used for water purification ». Water Works Ass: pp. 660-678, 1984.
- [14] M. Delgado. « Optimization of conditions for growth of water hyacinth in biological treatment ». Rev Int Contam Ambient 10 (2): pp. 63-68, 1994.
- [15] K. R. Reddy. « Water hyacinth Biomass Production in Florida ». J. Biomass Vol. 6 N° (1-2): pp 167-181, 1984b.
- [16] W. Armstrong. « Root aeration in wetlands conditions plant life in anerobic environments ». J. Ann Arbor Science: pp 269-297, 1978.
- [17] H. Brix. « Functions of macrophytes in constructed wetlands ». J. Water Science and Technology Vol. 29 N°4: pp 71-78, 1997.
- [18] Y. Kim, W. J. Kim, P. G. Chung et W. O. Pipes. « Control and separation of algae particles form WSP effluent by using floating aquatic plant root mats ». J. Water Science and Technology Vol. 43 N° 11: pp 315-322, 2001.
- [19] Y. Kim et W. J. Kim. « Roles of water hyacinths and their roots for reducing algal concentration in the effluent from waste stabilization pond. » J. Water Research, September Vol. 34 N° 13: pp. 3285-3294, 2000.

- [20] Y. Charbonnele et A. Simo. « Procédés et systèmes de traitement biologiques d'eaux résiduaires. » Université de Yaoundé, Brevet OAPI n° 8320. 11p., 1989.
- [21] K. R. Reddy et E. M. D'Angelo. « Biochemical indicators to evaluate pollutant removal efficiency in constructed wetlands. » *J. Water Science and Technology* Vol. 35 N° 5: pp 1-10, 1997.
- [22] E. Gomez, C. Casselas, B. Picot et J. Bontoux. « Ammonia elimination process in stabilisation and high-rate algal pond systems. » *J. Water Science and Technology* Vol.35, N°.11-12, pp.15-20, 1994.
- [23] H. EL Halouani. « Lagunage à haut rendement: caractérisation physico-chimique de l'écosystème, étude de son aptitude à l'élimination de l'azote et du phosphore dans l'épuration des eaux usées. » Thèse de doctorat, Université Montpellier I, 154p. 1990.
- [24] V. K. Minocha et R. Prabhakar. « Ammonia removal and recovery from urea fertilizer plant waste. » *J. Environmental Technology Letters*, Vol 9 pp. 655 – 664, 1988.
- [25] N. Ouazzani, L. Bouarab, B. Picot, H.B. Lazrek, B. Oudra & J. Bontoux. « Seasonal variations in the forms of phosphorus in wastewater stabilization pond under arid climatic conditions at Marrakech (Morocco). » *Rev. Sci. Eau* vol. 4, pp. 527-544, 1997.
- [26] Y. Nurdogan. « Micoralgae separation from high rate ponds.» Ph D. University of California, Berkley, 262 p., 1988.
- [27] J.W. Oswald. « Microalgae and wastewater treatment.» In *Microalgae, Biotechnologie.ed.* M.A.Borowicz and L.J.Borowicz, Cambridge university. Press. Cambridge 325p 1988.
- [28] H. EL Halouani., B. Picot, C. Casselas, G. Pena et J. Bontoux. « Elimination de l'azote et du phosphore dans un lagunage à haut rendement.» *Revue des sciences de l'eau*, Vol.6, N°.1, pp.47-61, 1992.
- [29] M. Florentz et C.H. Marie. « Elimination simultanée de l'azote et du phosphore par voie biologique dans le traitement des eaux usées.» *Revue Eau, industries et nuisances* pp.25-28, 1984.
- [30] D. Kaplan, A.E. Richmond, Z. Dubinsky et S. Aaronson. « Algal nutrition. Nutritional Modes.» In *Handbook of Microalgal Mass Culture.* Edition A. Richmond, CRC Press, Inc, Boca Raton, Florida, 1986.
- [31] T.J. Wrigley et D.F. Toerien. « Limnological aspects of small sewage ponds. » *J. Water Res.* Vol 24, N° 1, pp. 83 – 90, 1990.
- [32] B. Picot, H. EL Halouani, C. Casselas, S. Moerisidik et J. Bontoux. « Nutrient removal by high rate pond system in mediterranean climate (France).» *J. Water Science and Technology* Vol.23, pp.1535-1541, 1991.
- [33] K. R. Reddy et T. A. Debusk. « Nutrient removal potential of selected aquatic macrophytes.» *J. Environ. Qual.* 14 (4): pp. 459-462, 1985.
- [34] T. Aoi et T. Hayachi. « Nutrient removal by water lettuce.» *J. Water Science and Technology* Vol. 34 (7-8): pp 407-412, 1996.
- [35] S. G. Nelson, B. D. Smith et B. R. Best. « Kinetic of nitrate and ammonium uptake by the tropical freshwater macrophyte .» *J. Aquaculture* 24: pp. 11-19, 1981.
- [36] K. R. Reddy et T. A. Debusk. « Nutrient storage capabilities of aquatic end wetlands plant.» Edition Magnolia publishing Inc. pp. 337-357, 1987.
- [37] T. A. Debusk et J. A. Ryther. « Nutrient removal from domestic wastewater by water hyacinth: importance of plant growth, detritus production and

- denitrification. » Proc. on future of water reuse. American Water Works Association **2/3**: pp. 713-722, 1984.
- [38] K. R. Reddy, & W. F. DeBusk. « Growth characteristics of aquatic macrophytes cultured in nutrient enriched water. I. Water hyacinth, water lettuce, and pennywort. » J. Econ. Bot. 38:229-239, 1984.
- [39] K. R. Reddy, M. Agami et J. C. Tucker. « Influence of nitrogen supply rates on growth and nutrient storage by hyacinth plants .» J. Aquat. Bot. 36 (1): pp. 33-43, 1989b.
- [40] P. A. M. Bachand et A. J. Horne. « Denitrification in constructed free-water surface wetlands: II. Effects of vegetation and temperature.» J. Ecological engineering 14 (1-2): pp. 17-32, 1999.
- [41] C. C. Tannaret, J. D'Eugenio, G. B. Mc Bride, J. P. S. Sukias et K. Thompson. « Effect of water level fluctuation on nitrogen removal from constructed wetland mesocosms. » J. Ecological engineering 12 (1-2): pp. 67-92, 1999.
- [42] T. Koottatep et C. Polprasret. « Role of plant uptake of nitrogen removal in constructed wetlands located in the tropics.» J. Water Science and Technology 36 (12): pp 1-12, 1999.
- [43] K. R. Ruddy et J. C. Tucker. « Productivity and nutrient-uptake of water hyacinth. 1. Effect of Nitrogen Source.» J. Econ. Bot. 37 (2): pp. 237-247, 1983.
- [44] K. R. Reddy et E. M. D'Angelo. « Biomass yield and nutrient removal by water hyacinth as influenced by harvesting frequency .» J. Biomass 21 (1): pp. 27-42, 1990.
- [45] C. J. Richardson, « Mechanisms controlling phosphorus retention capacity in freshwater wetlands. » Science, 228: pp. 1424-1427, 1985.
- [46] C. J. Richardson et B. C. Craft. « Efficient phosphorus retention in wetlands: Factor or Fiction? » Lewis publishers, London, pp. 271-282, 1993.
- [47] O. G. Olila et K. R. Reddy. « Influence of redox potential on phosphate-uptake by sediments in two su-tropical eutrophic lakes. » J. Hydrobiol 345: pp. 45-57, 1997.
- [48] B. G. Good et W. H. Patrique. « Root-Water-Sediments interface processes .» Wastewater treatment and resource recovery, Magnolia Publishing, pp. 359-343, 1987.
- [49] W. C. Ku, F. A. Digiano, et T. H. Feng. « Factors affect in phosphate adsorption equilibrium in lake sediments. » J. Water Research, 12: pp. 1069-1074, 1978.
- [50] « l'épuration des eaux usées : le lagunage naturel.» Document interne de l'ECOSITE (1996), France.
- [51] J. Bontoux. « Introduction à l'étude des eaux douces. Eaux usées. Eaux de Boissons.» Technique et Documentation, Ed. Lavoisier, Paris, p. 64, 1983.
- [52] B. Oudra. Bassin de stabilisation anaérobie et aérobie facultatif pour le traitement des eaux usées de Marrakech. Dynamique du phytoplancton et évaluation de la biomasse primaire. Thèse de 3^e cycle. Université caddi ayyad, Marakkech, Maroc, 144p., 1990.
- [53] D. Kaplan, A.E. Richmond, Z. Dubinsky et S. Aaronson. « Algal nutrition. Nutritional Modes.» In Handbook of Microalgal Mass Culture. Ed. A. Richmond, CRC Press, Inc, Boca Raton, Florida, 1986.

- [54] W. J. Oswald. «Large-scale algal culture systems (engineering aspects).» J. Microalgal biotechnology , pp. 357-394, 1988.
- [55] P. Edwards et O. A. Sinchumpasak. « The harvest of microalgae from the effluent of a sewage fed high rate stabilization pond by tilapia nilotica. Part I. Description of the system and the study of the high rate algal pond.» J. Aquaculture, 23: 83-105, 1981.
- [56] G. Shelef, R. Moraine, A. Meydan, E. Sandbank, H. G. Schlegel et B. Barnea. « Combined algae production - wastewater treatment and reclamation systems.» J. Microbial energy conversion. Headington, Pergamon Press Ltd. pp. 427-442, 1977.
- [57] N. De Pauw, H. Verlet et L. Deleenkeer. « Heated and unheated outdoor cultures of marines algae with animal manure.» J. Algae Biomass, pp. 315-341, 1980.
- [58] I. Banat, K. Puskas, I. Esen et R. Al-Daher. « Wastewater treatment and algal productivity in an integrated ponding system. » J. Biological wastes, 32: pp.265-275, 1990.
- [59] Y. Nurdogan et W. J. Oswald. « Enhanced nutrient removal in high-rate ponds. » J. Wat. Sci. Tech., 31: pp. 33-43, 1995.
- [60] S. Canovas, B. Picot, C. Casellas, H. Zulkifi, A. Dubois et J. Bontoux. « Seasonal development of phytoplankton and zooplankton in high-rate algal pond. » J. Wat. Sci. Tech., 33: pp.199-206, 1996.
- [61] R. W. Eppley. «Temperature and phytoplankton growth in the sea. » J. Fish. Bull., 70: pp. 1063-1185, 1972.
- [62] J. C. Goldman & J. H. Ryther. «Waste reclamation in an integrated food chain system. » *Biological control of water pollution*. » J. T. Tourbier & R. W. E. Pierson. Univ. of Pennsylvania Press, Philadelphia, PA, USA: pp. 197-214, 1976.
- [63] J. C. Goldman. «Biomass production in mass cultures of marine phytoplankton at varying temperatures.» J. Exp. Mar. Biol. Ecol., 27: pp. 161-169, 1977.
- [64] N. J. Cromar & H. J. Fallowfield. «Effect of nutrient loading and retention time on performance of high rate algal ponds ». J. Appl. Phycol., 9: pp. 301-309, 1997.
- [65] Y. B. Lee, L. K. Wing, M. G. McGarry & M. Graham. « Overview of waste water treatment and resource recovery. » *Rep. Workshop on High-Rate Algal Ponds, Singapore 1980*.
- [66] P. Edwards & O. A. Sinchumpasak. «The harvest of microalgae from the effluent of a sewage fed high rate stabilization pond by tilapia nilotica. part I. Description of the system and the study of the high rate algal pond. » J. Aquaculture, 23: pp. 83-105, 1981.
- [67] E. P. Lincoln, T. W. Hall & B. Koopman. « Zooplankton control in mass algal cultures. » J. Aquaculture, 32: pp. 331-337, 1983.
- [68] S. Canovas, B. Picot, C. Casellas, H. Zulkifi, A. Dubois & J. Bontoux. « Seasonal development of phytoplankton and zooplankton in high-rate algal pond. » J. Wat. Sci. Tech., 33: pp.199-206, 1996.

- [69] M. Schlueter, J. Groeneweg & C. J. Soeder. « Impact of rotifer on population dynamics of green microalgae in high-rate ponds. » J. Wat. Res., 21: pp. 1293-1297, 1987.
- [70] M.G. McGarry, C. D. Lin & J. L. Merto. «Photosynthetic yields and by-product recovery from sewage oxidation ponds. » Advances in water pollution research., Jerusalem, Pergamon Press - Oxfröd. pp.521-535, 1973.
- [71] Y. Azov & G. Shelef. « Operation of high-rate oxidation ponds: theory and experiments. » J. Wat. Res., 16: pp. 1153-1160, 1982.
- [72] N. J. Cromar & H. J. Fallowfield. « Separation of components of the biomass from high rate algal ponds using PercollR density gradient centrifugation.» J. Appl. Phycol., 4: pp. 157-163, 1992.
- [73] N. J. Martin & H. J. Fallowfield. « Computre modelling of algal waste treatment systems. » J. Wat. Sci. Tech., 21: pp. 1657-1660, 1989.
- [74] I. Banat, K. Puskas, I. Esen & R. Al-Daher. «Wastewater treatment and algal productivity in an integrated ponding system.» J. Biological wastes, 32: pp. 265-275, 1990.
- [75] B. M. Kroon, H. A. M. Ketelaars, H. J. Fallowfield & L. R. Mur. « Modelling microalgal productivity in high rate algal pond based on wavelenght dependent optical properties. » J. Appl. Phycol., 1: pp. 247-256, 1989.
- [76] G. Shelef, R. Moraine, A. Meydan, E. Sandbank, H. G. Schlegel & B. Barnea. « Combined algae production - wastewater treatment and reclamation systems. *Microbial energy conversion.* » Headington, Pergamon Press Ltd. pp. 427-442, 1977.
- [77] E. P. Lincoln & D. T. Hill. « An integrated microalgae system. » J. Algae Biomass, pp. 229-244, 1980.
- [78] H. J. Fallowfield, & M. K. Garrett. «The treatment of wastes by algal culture. » J. Appl. Bact., pp. 187-205, 1985.
- [79] A. Wood, J. Scheepers & M. Hills. « Combined artificial wetland and high rate algal pond for wastewater treatment and protein production.» J. Wat.Sci.Tech., 21: pp. 659-668, 1989.
- [80] J. C. Goldman, D. B. Porcella, E. J. Middlebrooks & D. F. Torien. « The effect of carbon on algal growth - its relationship to eutrophication. » J. Wat. Res., 6: pp. 637-679, 1972.
- [81] W. J. Oswald, H. B. Gotaas, H. F. Ludwig & V. Lynch. « Algae symbiosis in oxidation ponds. II. Growth characteristics of *Chlorella pyrenoidosa* cultured in sewage.» J. Sewage and Industrial Wastes, 25: pp. 26-37, 1953.
- [82] Y. Azov & G. Shelef. « Operation of high-rate oxidation ponds: theory and experiments. » J. Wat. Res., 16: pp. 1153-1160, 1982.
- [83] J. C. Goldman. « Physiological processes, nutrient availability and the concept of relative growth rate in the marine phytoplankton ecology. *Primary production in the sea.*» F. (Ed). Plenum Publ. Corp. pp.179-193, 1980.
- [84] G. Shelef, R. Moraine & G. Oron. « Photosynthetic biomass production from sewage.» J. Arch.Hydrobiol. Beih. Ergebn. Limnol., 11: pp. 3-14, 1978.
- [85] D. M. Eisenberg, J. R. Benemann & W. J. Oswald. « Recent advances in the utilization of high rate photosynthetic wastewater treatment systems. » Proc. Water Reuse Symp., 2: pp. 1615-1637, 1981.
- [86] J.Hemens & M. H. Mason. « Sewage nutrient removal by shallow algal stream. » J. Wat. Res., 2: pp. 277-287, 1968.

- [87] M. D. Doran & W. C. Boyle. « Phosphorus removal by activated algae. » J. Wat. Res., 13: pp. 805-812, 1979.
- [88] B. Picot, H. El Halouani, C. Casellas, S. Moersidik & J. Bontoux. « Nutrient removal by high rate pond system in mediterranean climate (France). » J. Wat. Sci. Tech., 23: pp. 1535- 1541, 1991.
- [89] F. Mesplé, M. Troussellier, C. Casellas & J. Bontoux. « Difficulties in modeling phosphate evolution in a high-rate algal pond. » J. Wat. Sci. Tech., 31: pp. 521-535, 1995.
- [90] F. Mesplé, C. Casellas, M. Troussellier & J. Bontoux. « Modelling orthophosphate evolution in a high rate algal pond. » J. Ecol. Mod., 89: pp. 13-21, 1996a.
- [91] N.F.Y. Tam & Y.S. Wong. « Wastewater nutrient removal by *Chlorella pyrenoidosa* and *Scenedesmus* sp. » J. Environmental Pollution Vol 58, pp. 19 – 34, 1989.
- [92] S. Canovas, C. Casellas, B. Picot, G. Pena & J. Bontoux. « Evolution annuelle du peuplement zooplanctonique dans un lagunage à haut rendement et incidence du temps de séjour. » Rev. Sci. Eau, 4: pp. 269-289, 1991.
- [93] L. Y. Kawasaki, E. Tarife Silva, D. P. Yu, M. S. Gordon & D. J. Chapman. « Aquacultural approaches to recycling of dissolved nutrients in secondarily treated domestic wastewaters - I Nutrient uptake and release by artificial food chains. » J. Wat. Res., 16: pp. 37-49, 1982.
- [94] J. Benemann, B. Koopman, J. Weissman & R. Goebel. « Development of microalgae harvesting and high rate pond technologies in California. *Algae biomass production and use.* » Biomedical press, North-Holland, pp. 457-495, 1980.
- [95] J. C. Dodd & J. L. Anderson. « An integrated high rate pond-algae harvesting system. » J. Prog. Wat. Tech., 9: pp. 713-726, 1977.
- [96] R. Moraine, G. Shelef, E. Sandbank, Z. Bar-Moshe & L. Shvartzburd. « Recovery of sewage-borne algae: flocculation, flotation, and centrifugation techniques. » J. *Algae Biomass.* pp. 534-545, 1980.
- [97] D. M. Eisenberg, J. R. Benemann & W. J. Oswald. « Recent advances in the utilization of high rate photosynthetic wastewater treatment systems. » Proc. Water Reuse Symp., 2: pp. 1615-1637, 1981.
- [98] D. Bilanovic, G. Shelef & A. Subkenik. « Flocculation of microalgae with cationic polymers - effects of medium salinity. » J. Biomass, 17: pp. 65-76, 1988.
- [99] Y. Nurdogan & W. J. Oswald. « Enhanced nutrient removal in high-rate ponds. » J. Wat. Sci. Tech., 31: pp. 33-43, 1995.
- [100] P. Chevalier & J. de la Noüe. « Wastewater nutrient removal with microalgae immobilized in carraghenan. » J. Enz. Microb. Techn., 7: pp. 621-624, 1985.
- [101] L. Travieso, F. Benitez & R. Dupeiron. « Sewage treatment using immobilized microalgae. » J. Bioresource Techn., 40: pp. 183-187, (1992).
- [102] N. F. Y. Tam, P. S. Lau & Y. S. Wong. « Wastewater nutrient removal with microalgae immobilized *Chlorella vulgaris*. » J. Wat. Sci. Tech., 30: pp. 369-374, 1994.

- [103] P. S. Lau, N. F. Y. Tam & Y. S. Wong. « Wastewater nutrients (N and P) removal by carraghenan and alginate immobilized *Chlorella vulgaris*. » J. Environmental Technology, 18: pp. 945-951, 1997.
- [104] R. J. Craggs, P. J. McAuley & V. J. Smith. « Wastewater nutrient removal by marine microalgae grown on a corrugated raceway ». J. Wat. Res., 31: pp.1701-1707, 1997.
- [105] E. Poelman, N. De Pauw & B. Jeurissen. « Potential of electrolytic flocculation for recovery of micro-algae. » J. Resources, Conservation and Recycling, 19: pp.1-10, 1997.
- [106] J. C., K. Goldman, R. Tenore & H. I. Stanley. « Inorganic nitrogen removal in a combined tertiary treatment-marine aquaculture system - II. » J. Wat. Res., 8: pp. 55-59, 1974.
- [109] N. Villon, C. Phelepp & Y. Martin. « Traitement et valorisation des eaux usées de bassins d'élevage de poissons marins: production de plancton et utilisation en élevages larvaires de loups ou de daurades. » J. Vie Marine, 10: pp. 39-50, 1989.
- [108] J. Hemens. « Nutrient removal from sewage effluent by algal activity. » J. Advances Wat. Poll. Res. 4th Int. Conf. Wat. Poll. Res., Prague, Pergamon press, pp. 701-711, 1984.

Chapitre II.
Le Génie Civil des
bassins de lagunage

Introduction

Les installations de lagunage sont, en général, de taille modeste, la capacité de traitement étant inférieure à 500 équivalent-habitants dans 70 % des cas, ce qui correspond à une surface totale en eau de moins d'un demi-hectare. Les travaux de génie civil sont donc relativement peu importants, surtout si le terrain en place assure à l'état naturel une étanchéité suffisante des fonds de bassin. Mais, dans la majorité des cas, des travaux d'étanchéité sont nécessaires, sous peine de fuites importante, empêchant le remplissage et, donc, le fonctionnement de la station. Par ailleurs, les eaux souterraines risquent d'être polluées.

Ce problème est posé dans la première partie de ce chapitre.

De fait, par souci de moindre coût, le compactage sommaire des sols, qui est souvent réalisé, ne permet pas de garantir une étanchéité suffisante au moment du remplissage des bassins. Le concepteur espère alors un colmatage rapide, après la mise en service du lagunage.

Cette question du colmatage est traitée dans la deuxième partie et une réponse claire est donnée : il n'est pas possible de compter sur le colmatage pour rendre les bassins de lagunage étanche.

C'est pourquoi la troisième partie développe des recommandations de conception, de mise en œuvre et d'exploitation des bassins de lagunage, particulièrement en matière de conception des digues et d'étanchéité des fonds de bassin.

Il apparaît donc, à ce stade, qu'une étude géotechnique préalable est nécessaire pour établir le projet et le réaliser dans de bonnes conditions.

Le contenu de ces études est précisé dans la quatrième partie.

1. Nécessité de l'étanchéité des bassins de lagunage

1.1. Principe de l'épuration par lagunage

Sans entrer dans le détail du fonctionnement, rappelons que le principe de l'épuration par lagunage naturel consiste à faire dégrader la charge polluante par des bactéries et des algues, dans des bassins.

Suivant le type de végétation implantée, on distingue les lagunes à microphytes, les lagunes mixtes et les lagunes à macrophytes, avec des hauteurs d'eau maximales de l'ordre de 1,2 m pour les deux premiers types et 0,4 m pour le dernier.

La surface totale de bassins en eau généralement retenue pour le traitement principal d'un effluent domestique en milieu rural est de 10 m² par équivalent-habitant.

L'installation comprend dans la plupart des cas un ensemble de trois bassins en série. Le premier est un lagunage à microphytes qui occupe la moitié de la surface totale ; les deux autres bassins se répartissent la surface restante à part égales.

1.2. Le point sur l'étanchéité des bassins de lagunage

1.2.1. Importance du problème

En moyenne, une station de lagunage sur quatre en France, présente des problèmes de remplissage à sa mise en eau [1].

Ce chiffre ne constitue, cependant, qu'une estimation dépendant de l'appréciation personnelle des exploitants de stations de lagunage. La proportion réelle des lagunes présentant des problèmes de remplissage risque donc même d'être plus forte que celle indiqué plus haut.

1.2.2. Localisation des fuites

Sur 168 stations ayant des problèmes de remplissage, la localisation des fuites est la suivante (fig. II.1):

- fond des bassins : 47% des cas ;

- contact entre fond des bassins et digue en remblai : 42% des cas ;
- digues proprement dites : 11% des cas.

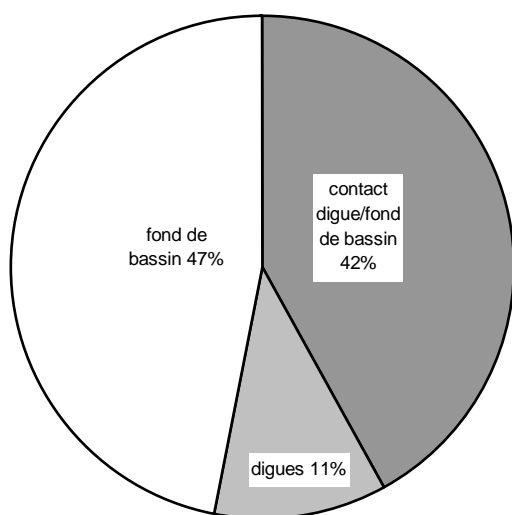
Ainsi, près de la moitié des problèmes résultent d'une mauvaise étanchéité du fond des bassins.

Il est toutefois souvent difficile de connaître la localisation exacte des fuites, de sorte que les indications précédentes ne sont qu'approximatives.

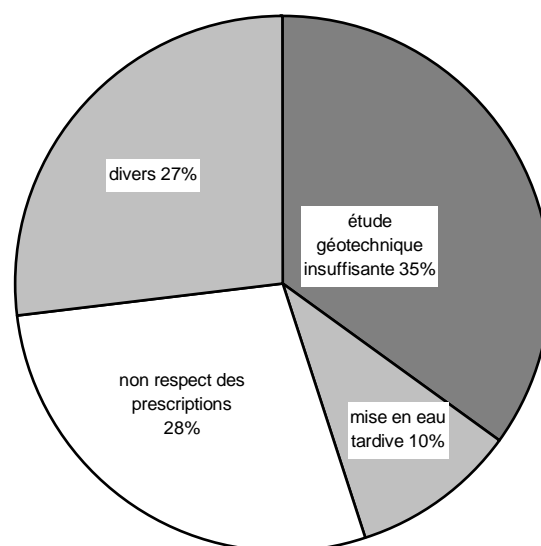
1.2.3. Causes présumées des fuites

Les principales causes des fuites sont :

- une étude géotechnique préalable insuffisante (35% des cas) : cette cause est la plus fréquemment citée. Les terrains envisagés pour la construction de la lagune sont présumés suffisamment étanches pour ne nécessiter qu'une étude géotechnique sommaire, ou même aucune étude préalable. Les problèmes surviennent alors au cours du chantier et au remplissage des bassins.
- Le non respect des prescriptions par l'entreprise (28% des cas) : il s'agit du cas où les travaux d'étanchéité sont mal exécutés par l'entreprise. Souvent le compactage du fond ou la mise en œuvre d'une couche d'argile ne sont pas effectués uniformément. Or, la présence d'une zone représentant seulement 5% en surface mais 100 fois plus perméable que le restant du fond a pour effet de multiplier par 6 le débit de fuite total. Les autres procédés d'imperméabilisation des bassins (traitement de sols, pose d'une géomembrane) nécessite une mise en œuvre soignée.
- Une mise en eau tardive des bassins ou l'insuffisance de volume initial des effluents (10% des cas) : les infiltrations augmentent alors à cause des fentes de retrait de l'argile desséchée et à cause de la colonisation du bassin par la végétation.
- Autres causes (27% des cas) : les rongeurs sont souvent incriminés, sans que leur action réelles soit toujours clairement établie.



Localisation des fuites



Causes présumées des fuites

Figure II.1 : Localisation et causes présumées des fuites.

1.2.4. Conclusion

Le problème de l'étanchéité des bassins de lagunage naturel se pose très fréquemment. Les maîtres d'œuvre doivent en tenir compte en respectant les règles de conception des bassins, règles qui se fondent sur des résultats des études géotechniques préliminaires qui s'avèrent indispensable même si leur importance peut être variable. Le contrôle des travaux par le maître d'œuvre est également absolument nécessaire.

1.3. Niveau d'étanchéité requis

Lorsque l'étanchéité des bassins de lagunage est mal réalisée, deux problèmes peuvent se poser :

- le mauvais remplissage et, donc, le mauvais fonctionnement de la lagune qui, à la limite, peut rester vide ;
- la contamination de la nappe phréatique par entraînement des polluants. Le risque est plus grave si la nappe est proche et exploitée pour l'alimentation en eau.

Lorsqu'il n'existe pas d'impératif de protection de nappe, il convient, au-moins, de se fixer pour objectif le maintien du niveau d'eau constant, dans les bassins, en toute saison. Il faut alors que le débit des fuites et de l'évaporation ne soit pas supérieur à celui des apports.

1.3.1. Calcul de la perméabilité maximale d'un fond de bassin

- Hypothèses :

Les bassins, au nombre de trois, sont déjà remplis par raccordement au réseau d'eaux usées ou par apport d'eau claire. Les valeurs moyennes suivantes sont alors considérées [2] :

- Capacité : 500 équivalent-habitants ;
- Débit journalier : 50 m³/j (150 L par équivalent-habitants par jour et taux de raccordement initial de 2/3) ;
- Surface des 3 bassins : 5000 m².

L'apport d'eaux usées réparti sur les trois bassins représente donc environ 1 cm/jour. En se plaçant dans des conditions estivales correspondant, par exemple, à une évaporation de 8 mm par jour, en l'absence de toute précipitation, en aboutit à une infiltration admissible de 2 mm par jour pour conserver le niveau d'eau constant dans les bassins. En considérant que l'eau s'infiltré verticalement, sous un gradient hydraulique unitaire, l'application de la formule de Darcy pour les écoulements en milieu poreux s'écrit :

$$Q = K.S.i$$

Avec :

- Q = débit d'infiltration admissible ;
- S = surface des fonds de bassins ;
- i = gradient hydraulique (on suppose que le gradient est unitaire).

La valeur limite de la perméabilité K déduite de cette formule est alors de $K = 2,8.10^{-8}$ m/s.

Etant donné la faible précision des mesures de perméabilité est afin de conserver une marge de sécurité, on considérera que la perméabilité des fonds de bassin ne doit pas excéder la valeur de $K = 10^{-8}$ m/s.

1.3.2. Première conclusion pour la conception des bassins

Le choix du site d'implantation de la lagune est très important. En effet, les sols en place doivent être suffisamment étanches et faciles à compacter. Si la perméabilité du

terrain est trop forte, des travaux d'étanchéité doivent être réalisés. L'économie du projet peut alors être remise en cause.

Aussi, dans de nombreux cas, il ne sera pas intéressant de choisir les terrains les moins chers de la commune, car les travaux à effectuer peuvent être très onéreux. Un juste compromis peut être établi.

Par ailleurs, lorsqu'un mauvais remplissage des bassins est prévisible, certains maîtres d'œuvre peuvent être tentés de miser sur le colmatage pour limiter les fuites. Mais le colmatage est un phénomène complexe qui est loin de se produire systématiquement.

C'est pourquoi, avant d'aborder les recommandations pour la conception des bassins, le problème de colmatage est développé dans la partie suivante.

2. Processus de colmatage des fonds de bassin

Le colmatage d'un fond de bassin des lagunes se manifeste par la réduction de la perméabilité due à l'accumulation des éléments fins. La lagune est, en effet, le siège d'un dépôt :

- de matière en suspension (minérales et organique) apportées par les eaux usées ;
- de bactéries et de prédateurs morts ;
- d'algues.

Le phénomène de colmatage ne peut se produire que si les bassins, sont au moins partiellement remplis [3], ce qui exige un minimum d'étanchéité initiale.

On distingue deux niveaux de colmatage (fig.II.2) :

- un colmatage externe, dû à l'accumulation des sédiments à la surface du fond des bassins ;
- un colmatage interne, dû au bouchage des pores du sol constituant le fond des bassins.

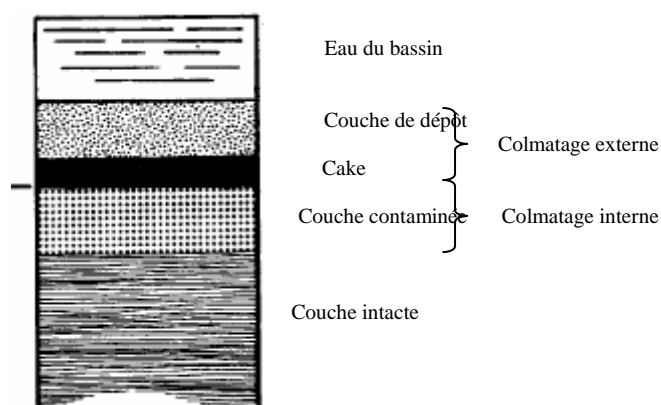


Figure II.2 : zone verticale de colmatage

2.1. Colmatage externe : il résulte de la formation :

- d'une couche de dépôt de sédiments ;
- d'une couche fine appelée « cake ».

2.1.1. Couche de dépôt

Cette couche est due au processus de sédimentation des éléments en suspension dans la lagune.

2.1.1.1 Répartition horizontale des dépôts (fig. II.3)

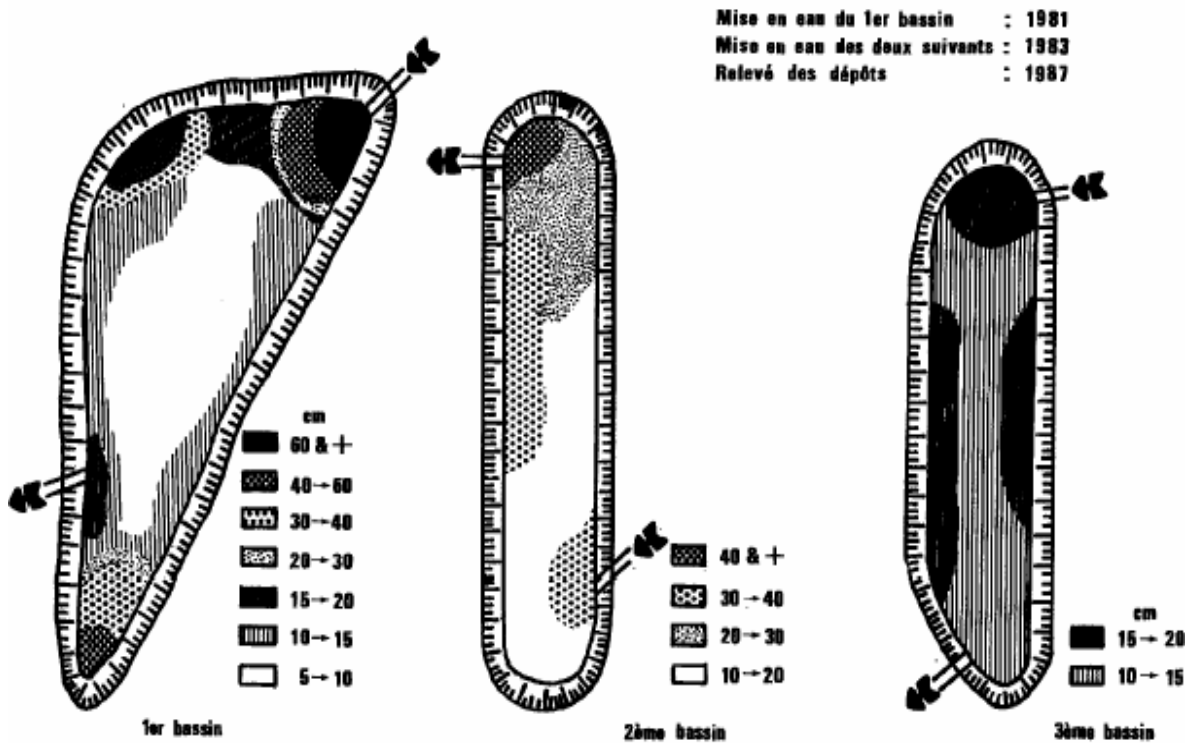


Figure II.3 : Cartographie des dépôts lagune de Saint-Maclou [3]

Les cartographies du fond du premier bassin de plusieurs lagunes naturelles montrent :

- à l'entrée du bassin, un important cône de déjection où les grosses particules décantent rapidement ;
- à la sortie du bassin, une épaisseur moins importante de boues ;
- dans les angles où le courant est faible, une couche de sédiment assez importante;
- au centre de la lagune, une faible couche de sédiments car il existe, souvent, un chenal d'écoulement préférentiel entraînant les particules.

Dans les deux autres bassins, la répartition des dépôts est beaucoup plus homogène.

Les éléments sédimentant dans le premier bassin sont essentiellement constitués des matières en suspension (M.E.S.) présentes dans l'effluent brut.

Les éléments sédimentant dans le deuxième et le troisième bassin sont, quant à eux, essentiellement constitués par la microflore et la microfaune peuplant l'eau de la lagune.

2.1.1.2. Vitesse de dépôt

L'épaisseur des sédiments déposés dépend de plusieurs paramètres :

- le débit et la teneur en MES des effluents à l'entrée de la lagune. Ces facteurs dépendent, surtout, du type séparatif ou unitaire du réseau d'assainissement, ainsi que du nombre d'équivalent habitant raccordés ;

- la forme des bassins ;
- l'environnement de la lagune (arbres...).

Si l'on excepte les cônes à l'entrée et à la sortie, la vitesse du dépôt au fond du premier bassin d'une lagune de capacité 500 équivalent-habitants (50% de la surface totale des bassins est attribuée au premier bassin, 25% au deuxième et 25% au troisième), alimentée par un réseau d'assainissement de type séparatif, sans arrivées extérieures parasites, est en moyenne égale à 2 cm/an.

Dans les deuxième et troisième bassins, l'épaisseur moyenne des sédiments, essentiellement composés d'algues microscopiques, est presque aussi importante que dans le premier bassin.

2.1.1.3. Perméabilité des dépôts

Les dépôts jeunes (d'âge inférieur à 2 ans environ) sont très fluides et très perméables. Ils ne peuvent donc, en aucun cas, participer à l'étanchéité du fond d'un bassin.

Des essais de mesures de perméabilité, en laboratoire, des dépôts plus anciens ont été effectués, dans des oedomètres, sur des échantillons prélevés in situ. Les valeurs de perméabilité mesurées variaient entre 10^{-8} m/s et 10^{-6} m/s. Malgré les précautions prises lors du prélèvement, les échantillons ont été remaniés (tassements importants) de sorte que ces valeurs sont à majorer fortement.

Comme, de plus, l'épaisseur de la couche de sédiment n'est que de quelques centimètres, la réduction de débit infiltré n'est pas significative.

2.1.2. Le cake

Il se forme à la surface du sol, sous la couche de dépôt. Il résulte d'un arrêt par tamisage des particules qui sédimentent (les pores du sol jouant le rôle des mailles de tamis). Cette couche n'apparaît pas toujours, car elle dépend du diamètre des particules en suspension et de la porosité du sol. Son épaisseur est de l'ordre de 2 cm, au plus. Sa perméabilité est faible.

2.2. Colmatage interne

Le colmatage interne est dû à l'emprisonnement de particules dans le sol. Des processus physique, chimique et biologique interviennent.

2.2.1. Processus physique

Il s'agit de la phase initiale du colmatage interne. Ce processus résulte de l'accumulation de matière en suspension de diamètre inférieur à celui des pores de sol. Le colmatage physique est d'autant plus efficace que la teneur en M.E.S. de l'effluent est grande.

Le colmatage physique d'un sol apparaît, aussi, par entraînement d'air et libération de gaz dissous. Les bulles de gaz piégées dans le sol s'opposent, en effet, au passage de l'eau comme le font les grains de matière solide.

2.2.2. Processus chimique

Il s'agit de la phase suivante du colmatage interne. Ce processus apparaît :

- par dispersion et gonflement des argiles (échange d'ions) ;
- par participation de sels provenant de la réaction entre les éléments du sol et ceux de l'effluent. Les composés les plus fréquents sont les carbonates, les sulfates de calcium, les hydroxydes ferriques et manganiques. La précipitation des carbonates de calcium (CaCO_3) est favorisée lorsqu'il y a augmentation de la température et de la pression (nappe profonde). Le fer, en présence de l'oxygène de l'eau, précipite sous forme d'hydroxyde ferrique ($\text{Fe}(\text{OH})_3$). Le dioxyde de carbone CO_2 peut, quant à lui, provoquer la dissolution des carbonates ou la précipitation de dioxyde de soufre SO_2 .

Les facteurs intervenant dans ce processus sont donc difficilement contrôlables. De manière générale, le colmatage chimique intervient peu dans la baisse de perméabilité du sol.

2.2.3. Processus biologique

Il s'agit de la phase terminale du colmatage interne. L'accumulation de nutriments et de sources d'énergie, dans le sol, favorise la prolifération des microorganismes, telles les bactéries, ceux-ci sécrètent, alors, le produit de leur métabolisme, des polysaccharides constituant un milieu nutritif pour les autres microorganismes. L'accumulation microbienne et celle des éléments métaboliques sont successives d'entraîner la diminution de la perméabilité. Ce processus apparaît essentiellement dans les 15 premiers centimètres du sol.

Le colmatage biologique est d'autant plus important que le rapport carbone sur azote (C/N) du sol est élevé. Il dépend aussi des conditions oxydo-réductrices et de la température du milieu. Son activité est maximale en été, saison favorable à l'activité microbienne.

2.2.4. Evolution dans le temps du colmatage interne

Le colmatage interne est long à s'élaborer, il nécessite plusieurs années. Il se produit, tout d'abord, une baisse de la valeur de la perméabilité due à l'accumulation de produits instables (action physique), à la dispersion et au gonflement de particules du sol (action chimique).

Puis, la perméabilité augmente par libération des bulles de gaz piégées et disparition des produits instables.

Elle diminue, enfin, lentement, par destruction des agrégats et par action de processus biologique produisant des composés stables oblitérant les pores du sol.

Après plusieurs années, on a pu constater, parfois, que la perméabilité d'un sol, initialement égale à 10^{-7} m/s, pouvait atteindre 10^{-9} m/s. Mais un tel phénomène est loin de constituer un cas général.

2.2.5. Décolmatage

Les effets de colmatage peuvent très souvent être annulés par apparition d'un décolmatage. Celui-ci risque de se produire par fluctuation du niveau de la nappe phréatique (phénomène de sous-pression), lors du curage ou de vidange du bassin.

2.3. Conclusion sur le colmatage

Le colmatage se manifeste par l'apparition de trois couches différentes intéressant une épaisseur de l'ordre d'une vingtaine de centimètre.

Ce colmatage ne peut, en aucun cas, être considéré comme une solution pour imperméabiliser le fond d'un bassin de lagunage. En effet, si K représente la perméabilité initiale en place du fond de bassin :

- pour $K > 10^{-6}$ m/s : la perméabilité initiale du sol en place est trop forte pour permettre le remplissage des bassins. Or, sans remplissage, au moins partiel, le colmatage ne peut de toutes façons pas se produire. Il faut alors effectuer des travaux d'étanchéité importants ;
- pour 10^{-8} m/s $< K < 10^{-6}$ m/s : après plusieurs années, dans de bonnes conditions, le colmatage peut contribuer à réduire le débit s'infiltrant dans la nappe. Les principales conditions favorables au processus de colmatage sont :
 - une forte concentration en M.E.S. dans l'effluent brut ;
 - une teneur en matières organiques de l'effluent et de sol en place élevée ;
 - une valeur élevée du rapport C/N du sol.

Même sous ces conditions, la réduction de perméabilité du fond des bassins n'apparaît pas toujours de façon importante. De plus, elle peut être remise en cause par un décolmatage.

- pour $K < 10^{-8}$ m/s : l'étanchéité des bassins est suffisante pour permettre un bon remplissage et un bon fonctionnement de la lagune. Le colmatage peut encore améliorer la valeur de la perméabilité au cours du temps, mais son action n'est guère utile dans ce cas.

Ainsi, contrairement à une idée fréquemment admise, le colmatage ne peut, en aucun cas, être considéré comme une solution pour l'étanchéité des fonds du bassin de lagunage. Ce phénomène est très lent, difficile à prévoir, d'effet limité et susceptible d'être remis en cause par des processus de décolmatage.

Il est donc indispensable de concevoir des bassins présentant une étanchéité suffisante dès le départ. Les recommandations essentielles pour y parvenir sont données dans la partie suivante.

3. Recommandation pour la conception, la réalisation des bassins de lagunage

3.1. Travaux préliminaires

Après l'enlèvement de la végétation, le terrain naturel doit être décapé sur une épaisseur souvent de l'ordre de 20 à 30 centimètre [4]. Les terres végétales enlevées peuvent être réutilisées pour les parements et les abords de chantier.

Dans certains cas, il convient de creuser des fossés pour mettre le chantier à l'abri des eaux de ruissellement.

3.2. Conception de la forme des bassins

La forme des bassins doit être aussi régulière que possible. En effet, les angles des bassins sont le siège d'une accumulation préférentielle de sédiments. Une épaisseur trop importante de dépôt modifie le temps de séjour des effluents et perturbe donc le fonctionnement de la lagune.

De plus, il faut éviter que se produisent des cheminements d'eau préférentiels et des courts-circuits. Les emplacements d'entrée et de sortie des effluents doivent être choisis en conséquence (éviter les formes trop allongées, ne pas situer la sortie trop près de l'entrée...).

L'implantation des bassins sur le terrain disponible doit tenir compte des deux éléments suivants :

- il ne faut pas sous-estimer l'emprise des digues. En effet, la largeur en crête ne sera jamais inférieure à 3 mètres pour permettre le compactage et la circulation d'engins, lors de chantier et pour l'entretien. De plus, les pentes de talus seront, en générale, de 2/1 à 2,5/1 (longueur horizontale sur verticale) ;
- lorsqu'une rivière coule à proximité des digues, il faut laisser une bande suffisante (4 m au moins) entre la rive et le pied de digues pour permettre l'entretien de la rivière et pour ne pas risquer de mettre en cause la stabilité de la digue (glissement, érosion). La végétation doit si possible être maintenue pour la protection des berges.

Ajoutons, aussi, qu'il peut être nécessaire de prévoir une rampe d'accès au fond des bassins pour des engins de curage utilisés pendant l'exploitation de la lagune.

3.3. Conception en déblais ou remblais

Les bassins de lagunage peuvent être réalisés de différentes manières (Fig.II.4):

- par creusement et évacuation des déblais,
- par creusement et par endiguement (équilibre déblais/remblais) ;
- par création de digues ceinturant le terrain simplement décapé, non creusé ou même surélevé.

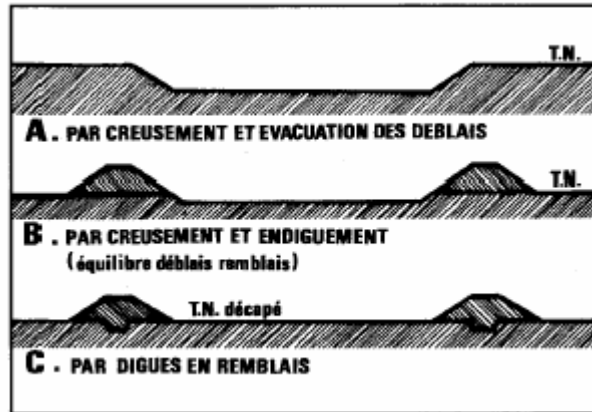


Figure II.4: les trois types de conception des bassins

La conception des bassins est très liée à la topographie de site. Elle dépend des cotes d'arrivée des effluents dans la lagune ainsi que celle de fond du bassin. Cette dernière est déterminée en fonction :

- des équilibres déblais/remblais qui ne doit cependant pas être le critère principal ;
- de la cote d'arrivée des effluents dans la lagune ;
- de la position de la nappe phréatique ;
- de la position de la couche la plus perméable qu'il ne faut pas atteindre ;
- de la position et de l'épaisseur minimale de la couche la plus imperméable.

Ces trois derniers points sont déterminés à l'issue de l'étude géotechnique. Il est donc indispensable qu'elle soit effectuée avant d'avoir fixé la conception de la lagune.

La position de la nappe conditionne, de manière importante, le choix de la conception de bassins ; il faut, en effet, tenir compte des sous-pressions préjudiciables à l'étanchéité mince, de la dilution des effluents que peut entraîner l'apport d'eaux souterraines et du risque de pollution de ces dernières.

Enfin, il ne faut pas oublier de tenir compte du foisonnement des déblais et de l'effet contraire, lors du compactage des remblais, dans les calculs des volumes de terrassement.

3.3.1. Creusement et évacuation des déblais

Cette conception en déblai est conseillée lorsque les terrains sont difficilement compactables, les remblais étant alors difficilement réalisable avec ce matériau.

Les déblais sont de préférence exécutés en période de sols secs. L'entrepreneur peut être amené à rabattre une nappe ou à évacuer des eaux de pluies.

3.3.2. Creusement et endiguement

Cette méthode est la plus utilisée. Pour des raisons économiques, il est préférable d'équilibrer les déblais et les remblais.

Les remblais sont souvent construits avec des terres provenant du creusement de la lagune (avec mise en place au fur et à mesure ou mise en dépôt provisoire) ou de l'encrage des digues. Les matériaux utilisés en remblais doivent être bien homogènes et conforme à ceux mise en évidence lors des travaux de connaissance.

Des contrôles de densité sèche et des teneurs en eau doivent être effectués, au cours du chantier, pour suivre la qualité du compactage.

Si le sol en place est impropre à la construction des digues, il faut utiliser des terres provenant de zones d'emprunt préalablement décapées. Les remblais ne doivent comporter ni vases, ni terres fluentes ni tourbes.

Venues d'eau

Toutes venues d'eau doit être interceptée et raccordée si possible à l'aval du dernier bassin. Il convient, bien entendu, de garantir l'étanchéité au niveau des bassins, après le drainage de la venue d'eau.

Il faut veiller à ce qu'aucun ancien réseau de drainage agricole n'existe sous le fond des bassins.

3.3.3. Création de digues ceinturant le terrain simplement décapé

Les terrains utilisés doivent remplir les conditions citées précédemment. Cette solution est souvent plus onéreuse que les précédentes. Elle est conseillée :

- si la nappe phréatique est à une faible profondeur ;
- si des déblais réutilisables existent à proximité ;
- si le sol en place est suffisamment imperméable pour constituer le fond des bassins, en particulier, dans le cas où la couche imperméable est de faible épaisseur.

3.4. Conception des digues

Les digues des bassins de lagunage sont caractérisées par leur faible hauteur et leur grand développement, un niveau d'eau constant la plus part de temps et des terrassements, par fois importants. De plus, certaines digues servent de séparation entre deux bassins dont les niveaux sont très proches l'un de l'autre.

Le développement qui suit concerne les cas courant (talus dont la hauteur est inférieure à 2,5 cm). Dans les autre cas, la conception et la réalisation des digues nécessitent les mêmes précautions que pour les petits barrages en terre.

3.4.1. Stabilité des digues

3.4.1.1. Corps des digues

La stabilité des digues est, en général, assurée avec les pentes suivantes :

- 1,5 à 2/1 pour le parement aval (non exposé à l'eau) ;
- 2 à 2,5/1 pour le parement amont (au contact de l'eau).

Si un tapis d'argile est envisagé sur le talus amont, la pente requise est de l'ordre 3/1 pour permettre le travail des engins de compactage.

Il faut éviter d'utiliser les terrains vaseux ou trop humides pour le corps de digue car il sont très compressible et peuvent être le siège de tassement important, voire de rupture.

3.4.1.2. Fondations

En cas de fondations molles ou compressibles, si le site d'implantation des digues ne peut être modifié, ou si le matériau ne peut être curé, il faut élargir l'assise des digues et provoquer la plus grande part de tassement par un préchargement, avant la mise en place de l'étanchéité ou du matériau définitif.

Dans le cas d'argile très plastique, en fondation, les tassements des digues peuvent être important. Il faut alors étudié la compressibilité de ces sols en laboratoire.

3.4.2. Etanchéité des digues

Le profil des digues dépend des matériaux reconnus lors des études préliminaires et des conditions générales de chantier ; plusieurs solutions peuvent être retenues.

3.4.2.1. Digues homogènes :

Cette solution peut être adoptée lorsque la quantité de matériau étanche disponible est suffisante. Elle est simple et économique (fig.II.5).

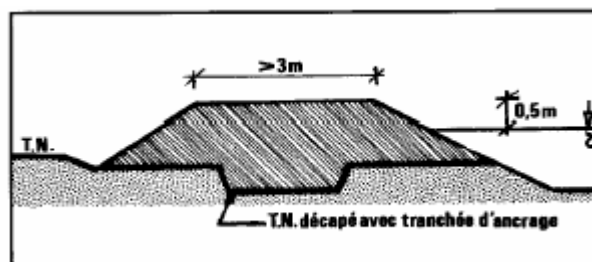


Figure II.5 : Digue homogène avec tranchée d'ancrage

Pour éviter une zone de circulation d'eau préférentielle au contact digue-terrain en place décapé, une tranchée d'ancrage est à préconiser, essentiellement pour les digues de ceinture. Elle doit être faite après décapage du terrain, sur une profondeur de l'ordre de 0,5 m et une largeur supérieure à 2 m. La tranchée d'ancrage est remplie de matériaux étanche et compacté.

3.4.2.2. Digues étanchées par tapis d'argile:

Lorsque les matériaux constitutifs de la digue ne sont pas suffisamment étanches, il est possible de recourir à la pose d'un tapis d'argile ou d'une géomembrane (Fig. II.6).

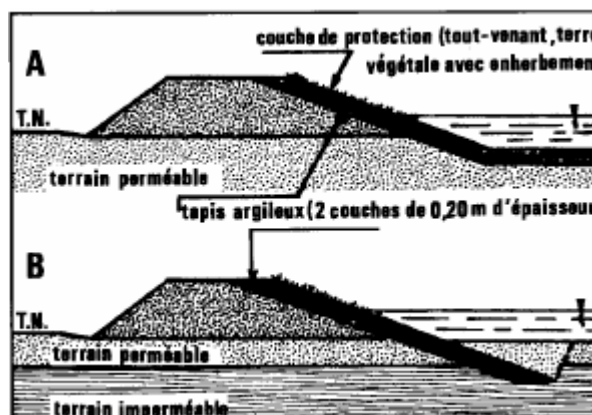


Figure II.6 : digue avec tapis en argile

Dans le cas de tapis de matériau argileux compacté, la pente du talus doit rester inférieure à 3/1. Un compactage, avec les engins de chantier, sera effectué face à la pente (circulation du rouleau depuis le fond jusque sur la crête et retour), avec la vitesse la plus faible possible et de manière à ce que le compacteur atteigne, effectivement, la crête de la digue (photo 1).



Photo 1 : Compactage d'un tapis d'argile sur talus par un rouleau lisse

D'une manière générale, lorsque les différents types de matériaux de remblais sont mis en contact, il convient de respecter les conditions de filtre granulaire. De, plus pour prévenir les risques de fissuration du tapis d'argile par dessiccation, il faut envisager un recouvrement par une couche de sable, de tout-venant ou de terre végétale.

3.4.2.3. Diques étanchées par géomembranes:

Sur le marché existent différents types de géomembranes susceptibles d'être employées dans un bassin de lagunage: en particulier, des géomembranes bitumineuses, en polyéthylène haute densité ou en polychlorure de vinyle plastifié (PVC). Pour ce dernier produit, l'épaisseur minimale préconiser est de 1 mm. Les géomembrane en butyle sont à éviter du fait de leur mauvais comportement à long terme sous traction et en présence d'hydrocarbures, même en faible quantité (**fig. II.7**).

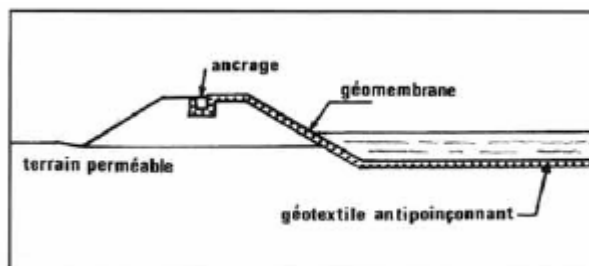


Figure II.7 : Digue étanchée par géomembrane

L'emploi d'une géomembrane n'est retenu, en pratique, que si la fondation n'est pas étanche et s'il n'existe pas d'argile à proximité. La pose de la géomembrane intéresse, alors, à la fois les digues et le fond des bassins.

Une tranchée d'ancrage est disposée en crête de digue (les sections de ces ancrages peuvent être de l'ordre de 30 cm×30 cm).

Le support doit être exempt de parties agressives, un géotextile antipoinçonnant pouvant le cas échéant être intercalé entre la géomembrane et le sol (photo 2).



Photo 2 : Digue étanchée par une géomembrane

Le contrôle systématique des joints, entre les différents panneaux de géomembrane, est indispensable, après la pose. Un remplissage à l'eau claire pour tester l'étanchéité à la réception des travaux est à préconiser.

Une couche de protection n'est, en général, pas nécessaire pour des bassins de lagunage. Lorsqu'elle semble indispensable, pour des raisons liées à des agressions spécifique au site, il ne faut pas oublier qu'elle augmente notablement le coût de l'ensemble et entraînera des difficultés en cas de réparations de la géomembrane. Les risques d'agression par vandalisme sont, en principe, réduits car une clôture de toutes façons nécessaire autour des bassins.

3.4.3. Le problème de batillage et de l'érosion superficielle

Pour les bassins de faible superficie, c'est-à-dire de surface inférieure à 10000 m², un engazonnement suffit souvent à protéger les digues.

Il faut, sinon, recourir à une protection anti-batillage (tout venant, matériau concassé, petit enrochement...) sur la zone soumise au batillage photo (3 et 4).



Photo 3 : protection du talus aval par terre végétale



Photo 4 : Protection du talus amont par petits enrochements

Lorsqu'une partie des bassins n'est pas en relief, il est utile de ceinturer le site par des fossés détournant les écoulements pluviaux pour éviter l'érosion des talus (Fig.II.8).

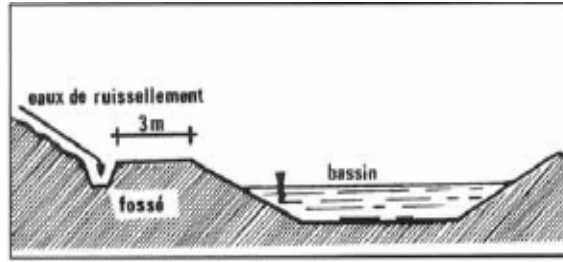


Figure II.8 : fossé de ceinture

3.4.4. Revanche

Elle permet d'éviter la submersion de la crête des digues par les vagues. Pour les petits bassins (surface inférieure à 1 ha), il suffira une hauteur de revanche de 0,5 m.

Pour une surface de bassin comprise entre 1 et 3 ha, la hauteur de revanche variera linéairement entre 0,5m et 1 m.

Pour les grands bassins (surface de plus de 3 ha), la revanche peut être estimée par la formule simplifiée :

$$R=1+0,3\sqrt{F}$$

F = fetch (ou longueur de plan d'eau) en Km.

3.5. Etanchéité des fonds de bassin [5]

Plusieurs solutions permettent de réaliser une bonne étanchéité, au meilleur coût, en fonction des résultats obtenus lors de l'étude géotechnique : simple compactage avec scarification du fond de bassin, compactage sur deux couches du sol en place, apport de matériau argileux, traitement de sols ou pose d'une géomembrane. On cherchera à atteindre une perméabilité du fond de bassin inférieure à $K=10^{-8}$ m/s.

Pour ne nécessiter aucun traitement concernant l'étanchéité, il faut que le terrain naturel soit suffisamment étanche et très homogène. Par précaution on s'assurera que les essais de perméabilité en place se situe à des valeurs largement inférieures à 10^{-8} m/s.

3.5.1. Etanchéité par compactage

3.5.1.1. Généralités

La perméabilité d'un sol est très liée à son degré de compacité. Par exemple, une argile graveleuse peut passer d'une perméabilité de 5.10^{-8} m/s à moins de 10^{-9} m/s par un bon compactage. Ce même matériau peut d'ailleurs atteindre une perméabilité de 10^{-6} m/s en place a cause des effets biologiques et climatique agissant à la surface du sol.

On mesure ainsi tout l'intérêt de procéder à un bon compactage des sols utilisés pour réaliser l'étanchéité des fonds de bassin.

L'efficacité du compactage d'un sol est évaluée en référence à un essai de laboratoire appelé essai Proctor. Il permet d'obtenir une courbe indiquant la densité sèche d'un sol, pour une énergie de compactage donnée, en fonction de la teneur en eau (fig. II.9). La courbe présente un maximum qui indique les conditions de teneur en eau acceptables pour obtenir une densité sèche voisine du maximum.

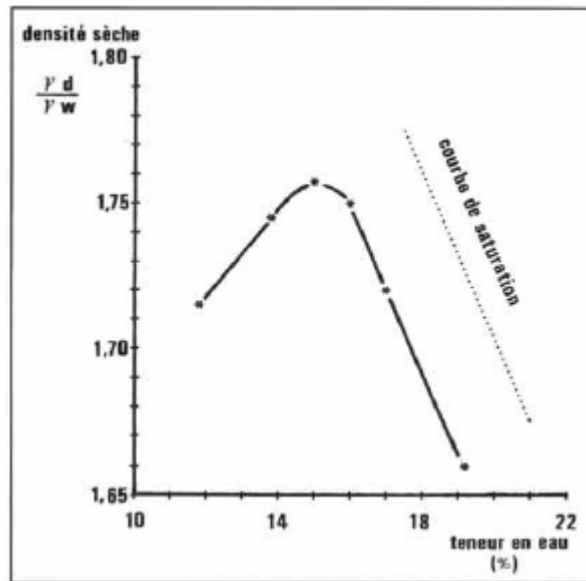


Figure II.9 : Essai Proctor ; exemple d'une courbe obtenue avec un limon

En général, pour un chantier de bassin de lagunage, on préconise d'obtenir une densité sèche d'au moins 95% du maximum de l'essai de compactage à l'énergie Proctor Normal. Les teneurs en eau acceptables sont alors, le plus souvent, situées dans une fourchette de plus ou moins 3 points de teneur en eau par rapport à la teneur en eau optimale.

Il est recommandé de compacter en couches minces ne dépassant pas 30 cm d'épaisseur après compactage. Le nombre de passages de rouleau et l'épaisseur de couches à compacter doivent être déterminés par des planches d'essais, en début de chantier, en comparant les densités obtenues en place avec la densité à l'optimum Proctor Normal.

Les sols retenus pour réaliser l'étanchéité des fonds de bassin, qu'il soient en place dans les bassins ou rapportés, sont le plus souvent des matériaux fins de type limons ou argiles, avec une proportion variable de sables et de graviers. Ces sols sont particulièrement sensible à la teneur en eau, c'est-à-dire qu'ils changent d'état en fonction de la teneur en eau ; des essais de laboratoire (limites d'Atterberg) permettent d'apprécier qualitativement leur comportement en présence d'eau. Enfin, pour ces sols fins, les changements de teneur en eau sont lents et difficiles à réaliser artificiellement.

Si le sol est trop sec, il faut l'humidifier, de préférence sur sa zone d'emprunt ou bien sur lieu de mise en remblai avant le compactage.

S'il est trop humide (cas le plus fréquent), il faut l'assécher par drainage préalable des zones d'emprunts et aération par scarification avant compactage. Il est impératif d'arrêter le chantier en période de pluies et recommandé de réaliser les remblais en période d'évaporation importante.

Ces sujétions peuvent apporter un surcoût important au projet mais apportent une garantie à la bonne étanchéité des bassins.

3.5.1.2. Simple compactage du fond

Lorsque la perméabilité initiale du sol en place (mesurée in situ) est de l'ordre de

10^{-8} m/s voire 10^{-7} m/s et que le terrain est facile à compacter, un simple compactage peut être suffisant.

Un sol comprenant au moins 20% d'éléments de taille inférieure à 2 μ m possède en général ces caractéristiques.

Le sol en place est alors décapé, creusé jusqu'à la cote de projet, puis scarifié et compacté.

3.5.1.3. Compactage d'une couche et du fond

Si l'étanchéité du terrain est moins bonne (perméabilité comprise entre 10^{-6} et 10^{-7} m/s), on peut procéder de la manière suivante : le terrain en place, une fois à la cote de projet, est décaissé sur une épaisseur de 20 à 30 cm ; la terre provenant de cette opération est ensuite mise en tas (à l'exception des sables) ; puis le fond est scarifié et compacté ; enfin, la couche mise en tas est répandue et compactée.

3.5.1.4. Apport de matériaux argileux

Ce procédé est très souvent appliqué lorsque le terrain est trop perméable, même après compactage (une mesure de perméabilité, en laboratoire, sur un échantillon de terre prélevé in situ et compacté à l'optimum de Proctor en moule BCR, permet d'obtenir ce renseignement – voire paragraphe 4.2.3.).

Le sol en place est tout d'abord scarifié et compacté. Deux couches de matériaux argileux sont successivement déposées et compactées. La pose des couches doit être uniforme sur l'ensemble du bassin et d'une épaisseur minimale de 20 cm chacune après compactage. La mauvaise exécution de ces travaux est une cause très fréquente de fuites au fond des bassins.

Il est aussi nécessaire de veiller à ce que l'argile ne se fissure pas, par suite d'une mise en eau tardive de la lagune. Selon le type d'argile, le retrait est plus ou moins important. L'essai de limite de retrait en laboratoire et les limites d'Atterberg permettent d'apprécier ce risque.

La couverture de l'argile par une couche de sable, de tout venant ou de terre végétale constitue aussi une solution.

Le risque de fissuration ainsi que les difficultés accrues de compactage avec les matériaux très argileux pourront conduire, dans certains cas, à préférer un sol moins argileux mais de perméabilité acceptable après compactage.

Si le sol en place est très grossier, les règles de filtres doivent être respectées. Avant d'épandre l'argile, il faut poser un matériau de granulométrie intermédiaire ou un géotextile dimensionner en tant que filtre. Si ces conditions ne sont pas respectées, des particules fin du sol risquent d'être entraînées compromettant définitivement l'étanchéité.

3.5.1.5. Conclusion sur le compactage

Le compactage des sols en place ou des sols rapportés constitue souvent la solution la plus économique pour réaliser l'étanchéité des fonds de bassins lorsque les matériaux s'y prêtent et sont disponibles à proximité. Le choix entre les différentes techniques possibles, décrites de la plus immédiate à la plus élaborée, dépend de la perméabilité des sols en place et de leur comportement au compactage. L'importance des valeurs des teneurs en eau naturelles des matériaux disponibles doit être soulignée pour l'efficacité du compactage, ainsi que la difficulté de modifier la teneur en eau d'un sol fin.

3.5.2. Traitements de sols

Des traitements de sols à base de bentonite sont parfois utilisés pour étancher les bassins de lagunage. La bentonite est une argile de type montmorillonite ayant le pouvoir de gonflement à l'eau de l'ordre de 10 à 20 fois son volume sec. En mélange ou en contact avec un milieu granulaire ou avec un sol, elle remplit les interstices lors

du gonflement et abaisse ainsi fortement la perméabilité initiale. On lui ajoute parfois des polymères pour la fixer à des liants hydrauliques pour stabiliser le mélange.

Méthodes utilisées

- la méthode de la couche mixte consiste à mélanger la bentonite au sol en place. La bentonite en poudre est répandue régulièrement sur la surface du sol avec un poids surfacique fixé ; le mélange avec le sol est réalisé avec un pulvimixeur ou un engin équivalent sur une épaisseur fixée (généralement de 10 à 20 cm). Le fond du bassin est alors compacté soigneusement. L'ajout de ciment à la bentonite avant mélange est parfois utilisé pour apporter une meilleure stabilité au sol traité. La mise en œuvre est délicate. Le mixage et le répandage des produits doivent être homogènes. L'utilisation de matériels spécifique est recommandé : épandeur et pulvimixeur.
- La méthode de la couche pure est plus délicate à mettre en œuvre. Elle consiste à étaler une couche de bentonite en poudre sur un sol uni et bien tassé. Cette couche est ensuite recouverte de sable ou de gravier fin. A la mise en eau se forme une couche de faible perméabilité constituée d'un gel de bentonite. Il faut, toutefois, s'assurer la continuité de cette couche qui peut être mise en défaut par des irrégularités d'épandage ou par des perturbations lors de la mise en place de la couche de surface.
- La méthode de saupoudrage sur bassin en eau. Lorsqu'un bassin fuit est ne peut pas être vidangé, il est possible de saupoudrer de la bentonite à la surface de l'eau, quand celle ci est calme. La bentonite n'est alors efficace que pour étancher les petites fissures. La quantité de la bentonite à épandre est très variable selon la nature de fond et des eaux. Cette méthode n'est pas conseillée, car elle ne donne guère des résultats satisfaisants ; on particulier l'amélioration observée peut être remise en cause par un phénomène de décolmatage.

3.5.2.1. Conclusion sur les traitements de sol

De nombreux déboires en été constatés avec l'emploi de la bentonite. L'efficacité, à long terme, n'est pas garantie ; la plus grande prudence est de mise, quand à son emploi.

L'efficacité, à court terme, doit être assurée par une étude poussée, de façon à déterminer, en laboratoire, les teneurs en bentonite et en ciment et à choisir le meilleur mode de mise en place. La mise en œuvre doit être contrôlée rigoureusement durant tout le déroulement de chantier et, en particulier, pour la phase de compactage.

Le surcoût dû aux études et aux contrôles nécessaires limite en général l'emploi de ces techniques à des chantiers de superficie supérieure à 10000 m².

3.5.3. Pose d'une géomembrane sur le fond des bassins

Lorsque aucune des solutions précédentes n'est techniquement ou économiquement adaptée pour assurer l'étanchéité des fonds de bassin, il est toujours possible de recourir à la pose d'une géomembrane (fig.II.10).

Les mêmes recommandations que pour l'emploi d'une géomembrane sur les digues sont à formuler quant au choix des produits, au traitement de l'agressivité du support et de contrôle des joints. Une couche de protection n'est pas nécessaire au fond des bassins, à conditions de prévoir les curages d'entretien par des suceuses.

L'emploi d'une géomembrane devient problématique dans le cas d'une nappe dont le toit est situé au-dessus de fond de bassin ou lorsque des sous-pressions de gaz

(fluctuation importante de nappe sous le fond ou décomposition de matières organiques avec dégagement de gaz) risque de soulever la membrane. Le lestage est toutefois possible dans certaines situations.

Dans tous les cas, cependant, un drainage de l'eau et des gaz doit être prévu sous la géomembrane. Ce drainage peut consister en un réseau de tuyaux de drainage agricole ou routier (plus rigides) enterrées dans des tranchées drainantes de 40 cm×40 cm de section [6].

Afin d'éviter le colmatage des drains par entraînement de sol fin, les règles de filtre granulaire doivent être respectées ; l'utilisation d'un géotextile, en tant que filtre, dans la tranchée drainante, est à envisager.

L'espacement des tranchées est de 10 m environ avec une pente d'écoulement de l'eau de 0,5%. Il est préférable de disposer un réseau de drain pour dissiper les sous-pressions de gaz, avec évacuation en haut des digues (orienter le débouché de manière à éviter les sur-pressions dues au vent). L'évacuation de gaz et de l'eau peut éventuellement s'effectuer par les mêmes tuyaux (fig. 10). Dans ce cas, les contrepentes doivent être strictement évitées.

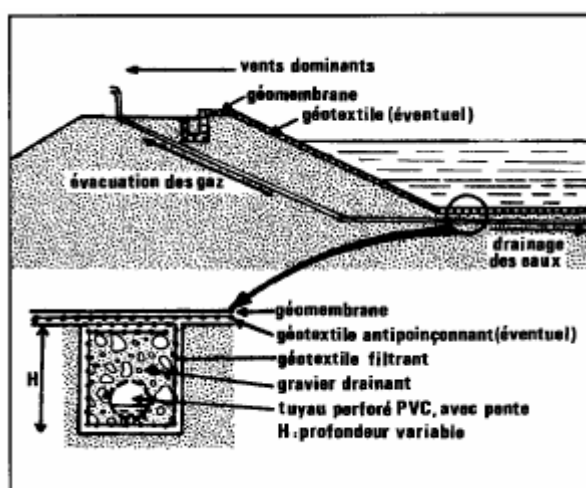


Figure II.10 : emploi d'une géomembrane sur le fond et les digues

Généralement, l'emploi d'une géomembrane en fond de bassin entraîne, aussi, son utilisation sur les digues.

3.6. Ouvrages divers [2]

Les ouvrages particuliers à prévoir sont les suivants :

- des ouvrages de prétraitement éventuels, dégrillage par exemple ;
- un ouvrage de mesure de débit à l'entrée et au sortie de station ;
- des canalisations d'aménés des effluents, de communication et de sortie.

On ne traitera, ici, que des ouvrages spécifiques, en liaison directe avec les bassins ou les digues.

3.6.1. Communications

Différents types de communications peuvent exister entre les bassins : (Photo 5)

- une canalisation d'entrée ;
- une canalisation de sortie ;
- un trop-plein, utile en cas de problème sur la canalisation de sortie ;

- un by-pass permettant de déconnecter le bassin pour intervention du curage ou de réfection d'étanchéité.

Ces deux dernières canalisations ne sont pas indispensables sur des petites installations de capacité inférieures à 500 équivalent-habitants où il est toujours possible de vider les bassins par pompage ; elles peuvent néanmoins, rendre de grands services en cas d'incidents en court de l'exploitation de la station.



Photo 5 : ouvrages de communication entre les bassin

Les canalisations de communication sont généralement réalisées par creusement de la digue et situées au niveau du plan d'eau. Le talus, sous le débouché de la canalisation, doit être revêtu dans tous les cas pour éviter tout risque d'érosion. Le remblaiement autour de la canalisation devra être soigné pour éviter les risques de circulation d'eau à cet endroit. Un bloc de béton pourra être disposé, par précaution, à l'extrémité amont du tuyau.

3.6.2. Canalisations

Certaines canalisations peuvent longer les bassins. Dans ce cas, on veillera à s'éloigner, si possible, d'au moins 2 m du bord du talus, compte tenus des risques, même minimes, de glissement ou de dégradations par battillage (fig. II.11).

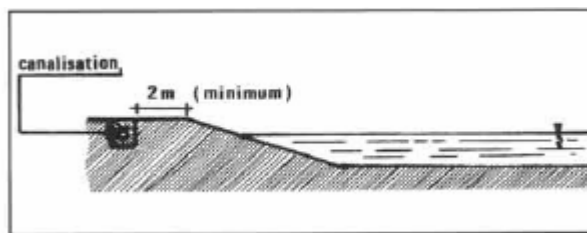


Figure II.11 : positionnement des canalisations longeant un bassin

3.7. Précautions à prendre durant l'exploitation des bassins de lagunage [6]

3.7.1. Protection des fonds de bassin avant mise en eaux usées

On a vu que la mise en eau tardive des bassins ou le volume initial des effluents insuffisant est une cause fréquente des problèmes d'étanchéités des lagunes.

Lorsque seules les eaux usées alimentent la lagune à sa mise en service, le remplissage des bassins est souvent long à obtenir (il peut atteindre plusieurs années). En effet, fréquemment, seule une partie de réseau d'assainissement et des

branchements sont raccordés à la station à sa mise en service. Le débit d'entrer dans la lagune est alors insuffisant.

Cela entraîne la fissuration de l'argile au fond du bassin et sa colonisation par la végétation, causes de fuites ultérieures. Il, faut, alors protéger le fond des bassins.

En général, il suffit, de les remplir d'eau claire, divers moyens pouvant convenir :

- si la lagune est située à proximité d'un cours d'eau, le bassin peut être rempli par pompage dans la rivière ;
- si le réseau d'assainissement est de type séparatif, il peut être raccordé temporairement au réseau des eaux pluviales à l'entrée de la lagune ;
- un raccordement de fontaines ou de sources peut être également envisagé ;
- dans les cas extrêmes, le remplissage des bassins par l'intermédiaire du réseau d'eau potable (bornes incendie) est envisageable.

La protection du fond pourra être aussi assurée par une couche de tout-venant ou de terre végétale.

Si, avant la mise en place de cette protection, des fissurations apparaissent, il ne faut hésiter à griffer et à recompresser le sol. Cette opération est peut onéreuse.

3.7.2. Curage des bassins

Le lagunage naturel conduit à une accumulation de boues au fond des bassins : on a vu (c.f. 2.1.) que le dépôt moyen dans le 1^{er} bassin est de 2cm/an. De plus une grande quantité de boues se déposent à l'entrée (cône de sédimentation) et à la sortie de bassin.

Pour connaître l'épaisseur des dépôts dans le bassin, il est possible d'utiliser un disque léger (de type Secchi), en matière plastique, par exemple, est une barre graduée coulissant à l'intérieur, la mesure s'effectuant à partir d'une barque (fig. II.12).

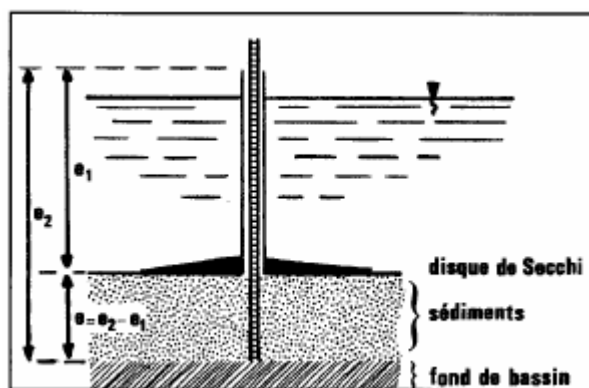


Figure II.12 : utilisation d'un disque de Secchi

Ces dépôts ne contribuent que faiblement à l'imperméabilisation des bassins par colmatage. L'enlèvement des sédiments (essentiellement les plus récents, donc les plus fluides) ne risque donc pas de réinstaurer les fuites. Il faut, toutefois, éviter d'atteindre le niveau du « cake » lors de l'opération du curage.

La fréquence de curage dépend de la vitesse de dépôt, spécifique à chaque site (en fonction essentiellement de la teneur en MES et du débit des effluents).

On peut estimer qu'il faut effectuer un curage partiel tous les 1 à 5 ans à l'entrée et à la sortie de 1^{er} bassin. Ce curage s'avère nécessaire dès que les nuisances (odeurs désagréables, affleurement à la surface, gêne à l'écoulement) apparaissent. A cet endroit, les dépôts sont très fluides et peuvent être enlevés par pompage.

La même opération peut être réalisée moins fréquemment dans les zones d'accumulation préférentielle. Il s'agit des coudes, des coins et des bords de bassin.

Le curage de l'ensemble des bassins doit être effectué, environ, tout les 10 ans, lorsque la qualité de traitement et l'écoulement (courts-circuits hydrauliques, temps de séjour insuffisant) sont perturbés par le volume des boues. Il s'agit alors d'une opération importante faisant appel à des entreprises spécialisées. Le bassin curé est mis hors circuit, si cela est possible. Il n'est pas utile de vider entièrement le bassin, un simple abaissement du niveau d'eau suffit.

Il est préférable d'extraire les boues par pompage plutôt qu'avec une pelle mécanique. En effet, on constate fréquemment que l'utilisation d'une pelle pouvait compromettre l'étanchéité du bassin par extraction de la couche la plus étanche (couche compactée, couche d'argile, cake).

Il peut être néanmoins judicieux de prévoir une rampe pour accéder au fond du bassin, ceci n'entraînant aucun surcoût.

Enfin, il faut rappeler que durant ces opérations de curage où le bassin est vide, les sous-pressions doivent être contrôlées pour ne pas occasionner des désordres.

3.8. Conclusions sur les recommandations de conception, de mise en œuvre et d'exploitation

L'ensemble de ces recommandations ne prend son sens que par un suivi et un contrôle de chantier. En particulier, le maître d'œuvre doit être présent à l'ouverture des fouilles, pour s'assurer que les conditions réelles de terrain sont bien conformes aux hypothèses prises en compte lors du projet sur la base des études préliminaires et géotechnique. Le cas échéant des modifications de conception sont à envisager.

Enfin, on a vu, à plusieurs reprises, qu'une étude géotechnique préalable est indispensable pour établir, le projet et le réaliser dans de bonnes conditions. Le contenu de ces études géotechniques est détaillé dans la partie suivante.

4. Les études avant la réalisation des travaux [7]

On a vu, dans les recommandations de conception et de la mise en œuvre, que celle-ci permet en effet de connaître les caractéristiques du sol en place et d'en déduire les travaux d'étanchéité nécessaires.

Le but principal de l'étude géotechnique est de réaliser des bassins suffisamment étanches, avec un minimum de travaux. Cela ne signifie pas que le projet sera plus sophistiqué et plus cher.

Deux niveaux d'études sont distingués : les études préliminaires, au niveau de la faisabilité, dans un premier temps, et les études nécessaires à la réalisation d'un projet, sur un site donné, dans un second temps.

4.1. Etudes de faisabilité

Elles vont permettre de choisir, a priori, le meilleur site d'implantation de la lagune (dans la mesure où le site n'est pas imposé dès l'origine). Ce travail est indispensable, surtout si les terrains disponibles sont hétérogènes. Plusieurs critères interviennent :

- l'accessibilité ;
- la topographie ;
- la géologie et la nature plus ou moins argileuse du sol en place.

Le maître d'œuvre choisit, a priori, le site parmi les possibilités offertes, en fonction des contraintes du schéma d'assainissement, de la topographie, de la géologie, des possibilités de rejet, sur la base des cartes et de visites de terrain.

Les points suivants devront en particulier être pris en compte.

4.1.1. Topographie

Il faut, évidemment, plutôt choisir un terrain plat qu'un terrain accidenté. Il est nécessaire de posséder un plan topographique à l'échelle 1/500^e ou mieux 1/200^e, tant au stade des études préliminaires que du projet.

Au stade des études préliminaires, il permet d'implanter les travaux de reconnaissance, de relier toutes les observations et d'étudier l'hydrographie de site.

Au stade du projet, il permet notamment d'apprécier la surface au sol nécessaire, en fonction de la pente du terrain naturel, et de rattacher la lagune à son environnement (au lit d'une rivière, aux autres ouvrages du dispositif d'assainissement, à l'exutoire...).

L'étude de plan topographique peut conduire à l'abandon du site et permet de préciser les conditions de réalisation du chantier.

4.1.2. Géologie

La structure géologique du site peut être étudié, dans une première approche, à partir d'une carte géologique locale.

Il s'agit alors de repérer les affleurements rocheux et de noter leurs caractéristiques. On essaie, ensuite, de les relier entre eux. Lorsque aucun affleurement ne peut être observé, il faut se contenter d'étudier la nature du sol en surface et de noter ses variations ainsi que celles de la végétation.

Cette base minimale permet de définir les zones les plus favorables à la construction de la lagune.

Les conclusions portent en principe sur :

- la présence ou non de blocs pouvant gêner les travaux et la profondeur du substratum rocheux ;
- la position des zones humides ou des sources ;
- la nature de matériaux du site ;
- la nature des matériaux exploités dans les carrières voisines et susceptibles d'être utilisés
- l'existence des zones meubles plus aptes à servir de ballastières.

4.1.3. Hydrogéologie et hydrographie

Il faut connaître le niveau de la nappe phréatique et ses fluctuations, pour pouvoir apprécier les risques de contamination des eaux souterraines, surtout si la nappe est exploitée.

Par ailleurs, les travaux de réalisation des bassins sont aussi gênés par la proximité d'une nappe.

4.1.4. Etude géotechnique

C'est, généralement, l'étude la plus importante, faite à la demande et sous la responsabilité du maître d'œuvre.

Dans le cadre de l'étude de faisabilité, on pourra se contenter de réaliser quelques trous à la tarière pour pouvoir apprécier la nature du sol. Ceci permet, également, de vérifier la bonne homogénéité du terrain.

Toutefois, les sondages à la tarière sont longs à effectuer et apportent, en définitif peu de renseignements utiles. Dans la mesure du possible, on préférera une reconnaissance à la pelle mécanique, avec ouverture de tranchées, suivant le protocole décrit plus loin (voir 4.2.1.).

4.1.5. Conclusion sur l'étude de faisabilité

Ces études minimales permettent de choisir le site d'implantation le plus approprié, en se rappelant qu'une lagune bien conçue s'intègre parfaitement au paysage et n'entraîne pas de nuisances.

Il ne faut pas retenir systématiquement le terrain le moins cher à l'acquisition, mais tenir compte, aussi, dans le bilan du coût, des travaux d'étanchéité. Il peut, en effet, être plus économique d'acquies un terrain plus cher et d'économiser sur les travaux à effectuer.

Aussi, ne faut-il pas hésiter à envisager, au départ plusieurs sites, de manière à sélectionner le plus adapté.

Si le sol en place est suffisamment fin (limons ou argiles) et homogène, les études citées précédemment suffisent. Elles permettront de recommander les travaux d'étanchéité à effectuer et de préciser les conditions de réalisation de chantier. Sinon, et si il s'agit du cas général, il faut réaliser des études complémentaires sur le site retenu.

4.2. Etudes nécessaires pour le projet [8]

Les études nécessaires pour le projet comprennent une reconnaissance géotechnique du site est des essais in situ et en laboratoire.

4.2.1. Reconnaissance du site (photo 6)

La reconnaissance du site s'effectue à la pelle mécanique. L'accès du terrain doit être préalablement dégagé pour en permettre le passage. Il faut choisir, si possible, d'effectuer la reconnaissance au moment où le terrain n'est ni cultivé ni trop humide.



Photo 6: reconnaissance par pelle mécanique du site choisi

Au niveau de la reconnaissance du terrain pour le projet, il est, a priori, exclu d'utiliser une tarière à moteur ou à main. En effet, d'une part le travail est long d'autre part les observations ne sont pas significatives, les trous effectués étant petits.

L'utilisation d'une tarière peut, cependant, être envisagée lorsqu'il est impossible de pénétrer sur le site avec une pelle ou un tractopelle. Dans ce cas de nombreux trous sont nécessaires, au minimum 15 (sondages de 2 à 3 mètres de profondeur) pour une lagune de 1 ha de surface.

4.2.1.1. Nombre de tranchées à effectuer à la pelle mécanique :

Pour une lagune de 1 ha, 5 tranchées, au minimum, sont nécessaires.

4.2.1.2. Disposition des tranchées :

Elles seront disposées, a priori, en quinconce sur le terrain, de telle sorte qu'elles soient le plus éloignées possible les unes des autres, tout en restants dans le périmètre retenu pour le bassin.

Leur emplacement est déterminé par le géotechnicien. Chaque tranchée fait l'objet d'un repérage précis après la prospection de site.

4.2.1.3. Profondeur des tranchées :

La profondeur des tranchées est de 3 à 4 m en général. Elle doit être tel que le niveau atteint soit d'au moins 1 m inférieur à celui prévisible pour le fond des bassins.

4.2.1.4. Engins pouvant être utilisés :

Il est préférable d'utiliser une pelle mécanique plutôt qu'un tractopelle. Le godet doit avoir une largeur minimum de 60 cm.

4.2.1.5. Description des tranchées :

Dans les tranchées il faut observer :

- la nature des matériaux (teneurs approximative en sable, limon, argile et matières organiques), leur consistance et leur compacité ;
- la stratification des couches, la profondeur de leur toit et de leur base, leur inclinaison, la présence de lentilles ;
- la présence éventuelle d'une couche très molle qui a une grande importance pour préciser la nature des fondations des ouvrages rigides et les conditions de réalisation du chantier ;
- la présence de racines, de débris etc. ;
- l'humidité de terrain et les venues d'eau ;
- la présence éventuelle de la nappe phréatique relevée au moment de creusement ou quelques heures après.

4.2.1.6. Prélèvement des échantillons :

Des échantillons sont à prélever à différents niveaux :

- pour statuer sur le problème de l'étanchéité de la fondation, prélèvement non remanié dans les couches qui semblent les plus perméables (couches à risques) et, de toutes façons, dans la zone située sous la cote prévisible du fond ;
- pour étudier les matériaux qui seront, ensuite, réutilisées en remblais pour les digues, prélèvements, sur plusieurs tranchées, dans les couches homogènes d'épaisseur supérieure à 50 cm.

Les autres couches sont simplement décrites.

4.2.1.7. Fermeture des tranchées :

A la fermeture des tranchées, des piézomètres peuvent être posés (tuyaux PVC percés) qui permettront de mieux appréhender les risques de contamination des eaux de nappe souterraine et de sous-pression et les conditions d'exécution générales du chantier.

4.2.2. Essais d'identification en laboratoire

L'analyse granulométrique : elle est effectuée par tamisage pour les éléments, de taille supérieure à 0,08 mm et par sédimentométrie pour les éléments plus fins. Cet essai permet de situer la classe du matériau considéré (sable, limon, argile...).

La teneur en eau naturelle : elle donne une idée de l'état de saturation du sol en place et de son aptitude au compactage.

La teneur en matières organiques : des teneurs en matières organiques supérieures à 5% risquent d'entraîner des entassements importants. Des dégagements de gaz par fermentation, avec possibilité de soulèvement d'une éventuelle géomembrane, peuvent aussi se produire.

Les limites d'Atterberg : se sont les teneurs en eau correspondant à un changement d'état (liquide, plastique et solide) des argiles. Ces valeurs, faciles à déterminer, permettent au géotechnicien de préciser le comportement du sol au compactage.

4.2.3. Essai d'aptitude à l'emploi des matériaux du site

4.2.3.1 Essai de compactage Proctor : cet essai est très important pour la réalisation du chantier. Effectué en laboratoire, il permet de déterminer la teneur en eau qui donne la

meilleure densité au compactage pour une énergie donnée et la densité sèche maximale correspondante.

4.2.4. Mesures de perméabilité

Ces mesures sont surtout effectuées si il existe une nappe phréatique (dont la position est déterminée par une étude hydrogéologique) à protéger ou si la perméabilité du sol en place est difficile à estimer. La mesure de la perméabilité du sol peut être réaliser in situ ou en laboratoire.

4.2.4.1. Mesures de la perméabilité in situ : ces essais doivent être effectués à la cote prévisible du fond des bassins ou dans les zones risquant de causer des problèmes d'étanchéité. Les essais présenter si après sont détaillés par Loudière et al [9].

Essai PROCHET à niveau variable : il nécessite un appareillage très sommaire et est de mise en œuvre aisée (fig. II.13). Un trou cylindrique, foré à l'aide d'une tarière, est rempli d'eau afin de saturer le sol. Au cours de l'infiltration, après saturation, les variations du niveau d'eau dans le trou sont notées, en fonction du temps, et l'on écrit :

$$k = \frac{r}{2(t_2 - t_1)} \operatorname{Ln} \frac{h_1 + r/2}{h_2 + r/2}$$

avec : r, h1 et h2 en mètre ;

t1 et t2 en seconde ;

K en mètre par seconde ;

Ln : logarithme népérien.

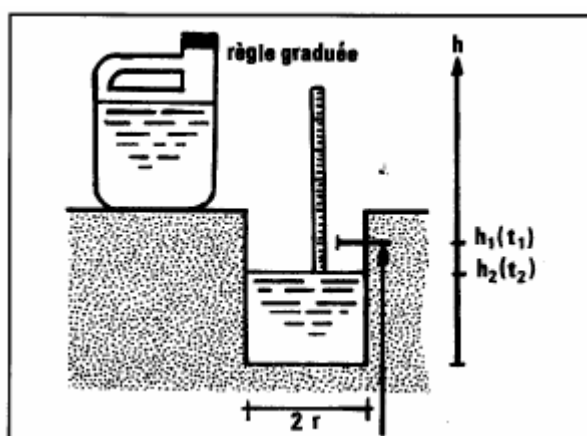


Figure II.13 : Méthode prochet a niveau variable

La mesure peut être long car elle nécessite la saturation complète du sol. De plus, pour les terrains peu perméables, le niveau d'eau varie très peu en une heure.

La valeur de la perméabilité est imprécise (mesure de la surface mouillée difficile, problème de saturation du sol, non respect des conditions de l'application de la loi de Darcy,...), mais l'essai permet de connaître les matériaux peu ou pas perméables.

Cet essai peut être réalisé dans des tranchées déjà creusées. La mesure est, alors, faite à plus grande échelle et le résultat est plus significatif.

Essai PROCHET a niveau constant : un dispositif adapté permet de maintenir le niveau d'eau constant dans le trou foré à la tarière, comme précédemment (fig. II.14).

La relation qui permet alors le calcul de la perméabilité, après saturation est la suivante :

$$k = \frac{Q}{2\pi r \left(h + \frac{r}{2} \right)}$$

avec : r et h en mètre ;
K en mètre par seconde, Q en m³/s.

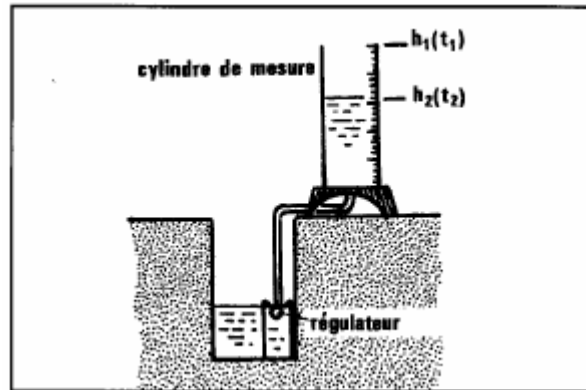


Figure II.14 : Méthode PROCHET a niveau constant

La méthode de PROCHET a niveau constant nécessite un matériel plus sophistiqué que pour l'essai à niveau variable. Mais elle donne des résultats plus précis et plus fiables.

Essai MUNTZ : cet essai, de mise en œuvre plus délicate, nécessite un dispositif comprenant essentiellement deux cylindres métalliques emboîtés, l'un de mesure au centre, l'autre de garde ou de saturation en périphérie.

Il permet de mesurer la perméabilité d'un sol par infiltration sous une faible charge d'eau maintenue constante.

En pratique, pour des mesures précises, on lui préférera l'essai PROCHET à niveau constant.

4.2.4.2. Essai de perméabilité en laboratoire : la mesure de la perméabilité en laboratoire se réalise dans un perméamètre sur des échantillons prélevés intact ou sur sol remanié compacté à une densité fixée en référence à la courbe PROCTOR Normal.

Les valeurs mesurées au laboratoire sont généralement différentes de celle mesurées in situ, le plus souvent inférieures à un facteur de 10 ou 100. Ce phénomène s'explique par le tassement et le lissage périphérique du sol inévitable lors de prélèvement de l'échantillon et lors de sa mise en place dans le perméamètre de laboratoire.

Cette mesure, au laboratoire, est plutôt valable pour du matériau remanié et traité par compactage. La mesure fournit, dans ce cas, une approche de la perméabilité que l'on peut espérer du matériau compacté in situ.

4.3. Conclusion sur les études avant réalisation du projet

Les études géotechniques permettent de choisir, définitivement, le terrain d'implantation de la lagune et de conclure sur sa faisabilité. Elles conduisent au meilleurs choix pour la conception des bassins :

- cote du fond des bassins,
- travaux d'étanchéité du fond des bassins ;
- conception et traitement des digues ;

- pente des talus ;
- raccordement de l'étanchéité digues/fond des bassins ;
- utilisation des zones d'emprunt.

Ces études permettent de repositionner le problème de faible coût d'investissement de lagunage vis à vis des travaux à effectuer.

5. Références bibliographie

- [1] **Ministère de l'agriculture.** « Techniques des Barrage en Aménagement Rural. » Direction de l'espace rural et de la forêt, Paris, p. 325, 1977.
- [2] **B. Claude & D. Gérard.** « Le génie civil des bassins de lagunage naturel » Ministère de l'agriculture et de la forêt, Paris, 1990.
- [3] **CEMAGREF.** « L'épandage des eaux usées domestiques. Etudes préalables de l'aptitude des sols et règles de dimensionnement des installations ». Groupement d'Antony, Division Qualité des Eaux, Pêche et Pisciculture Etude N°50, p.75, 1980.
- [4] **CEMAGREF.** « Construction des bassins de lagunage ». Groupement d'Aix-en-Provence, Division Hydraulique Générale, 1983.
- [5] **CEMAGREF.** « Filtres et drains géotextile en génie civile ». Informations techniques, cahier 67, N° 3, 1987.
- [6] **Comité Français des Géotextiles et des Géomembranes.** « Etanchéité par géomembranes des ouvrages hydrauliques ». Paris, p. 456, 1991.
- [7] **CEMAGREF.** « L'exploitation des bassins de lagunage naturels: guide technique à l'usage des petites collectivités». Documentation technique. Groupement d'Aix-en-Provence, Division Hydraulique Générale, FNDAE N° 1, p. 68, 1985
- [8] **CEMAGREF.** « Etude inter-agences : lagunage naturel et lagunage aéré. Procédé d'épuration des petites collectivités ». Agence Financière de Bassin Seine-Normandie, groupement d'Aix-en-Provence, p. 586, 1979.
- [9] **D. Loudière & A. Fatton.** «Essai de perméabilité Porchet pour les études de lagunage ». Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, N° 26-27, pp. 468-471, 1983.

Chapitre III.

L'exploitation des lagunages naturels

Introduction

Le lagunage naturel a connu, ces dernières années, un très grand développement pour le traitement des eaux usées des collectivités rurales de tailles inférieures à 1000 habitants (petites collectivités) [1].

Ne mettant en œuvre, dans son principe, aucun organe électromécanique (contrairement au lagunage aéré), le lagunage naturel présente l'intérêt d'un coût d'exploitation réduit. Cette caractéristique n'est sans doute pas étrangère au choix de ce procédé d'épuration par de nombreuses collectivités.

Il est cependant impératif de réaliser un nombre minimal des travaux réguliers de maintenance, sous peine de voire se dégrader à la fois l'aspect des bassins et les performances d'épuration. La responsabilité du maître d'œuvre président à la conception est de réaliser une installation fonctionnelle. Celle du maître d'ouvrage est de prendre les dispositions nécessaires pour le maintien on bonne état l'installation.

La plupart des opérations de maintenance peuvent être réalisées par des opérateurs sans formation spécialisée en traitement des eaux. Ce chapitre a pour ambition de décrire de manière pratique les éléments de la prise en charge, de bonnes conditions, des opérations liées à l'exploitation des lagunes.

2. La conception des lagunes d'épuration

1.1. La conception et les mécanismes d'épuration

Pour que le traitement par lagunage donne les résultats attendus, la conception des installations a généralement suivi certaines règles qui sont brièvement résumées ci-dessous :

- l'installation comporte plusieurs bassins en série (en général trois bassins) ; le premier est une lagune à microphytes qui occupe environ la moitié de la surface totale.
- la forme des bassins et l'emplacement des ouvrages de communication favorisent une bonne répartition est limitent les court-circuits hydrauliques. L'implantation des bassins tient compte de la topographie des lieux et de l'intégration au site.
- L'étanchéité des bassins est assurée selon les règles définies par les études géotechniques préalables à l'implantation et permet de maintenir la hauteur d'eau au niveau constant fixé par le maître d'œuvre.

- la surface totale de plan d'eau définit un volume utile suffisant afin d'éviter les surcharges organiques et de permettre un temps de séjour optimal de l'effluent.

La valeur la plus souvent retenue pour le traitement principal d'un effluent domestique en milieu rural est celle de 10 m² de bassin par habitant raccordé. En traitement complémentaire après une station d'épuration biologique, le critère de dimensionnement utilisé est généralement le temps de séjour. La valeur de 30 jours est le plus souvent retenue ce qui correspond à une surface voisine de 5 m² par habitant raccordé [2].

1.2. La conception et les tâches d'exploitation

La prise en compte des contraintes d'exploitation conduit à prévoir dès la conception des lagunes les éléments suivants :

- accès aux bassins : une piste d'au moins 3 mètres de large autour des bassins et un chemin de liaison avec le réseau routier sans nécessaires à l'accès des véhicules d'exploitation ;
- emplacement et conception des ouvrages de prétraitement (dégrillage...) : ils doivent être directement accessible et ne nécessiter en temps normale qu'un entretien hebdomadaire ;
- possibilité de mesure de débits en entrée et en sortie de l'installation (visite de contrôle) ;
- dimensionnement et localisation des zones plantées en macrophytes afin de pouvoir assurer le faucardage de végétaux.

2. Exploitation

Le caractère rustique du lagunage naturel lui confère une grande autonomie de fonctionnement, et permet une certaine souplesse pour l'accomplissement des opérations de maintenance. Contrairement aux procédés comportant des organes électromécaniques, il n'y a normalement pas lieu de craindre d'incidents pouvant entraîner une mise hors service rapide de l'installation.

Il est cependant inexact de penser qu'un lagunage naturel puisse fonctionner de manière pérenne en l'absence total d'interventions humaines. Il est impératif de procéder à des opérations régulières d'entretien pour garantir un bon écoulement des eaux usées dans l'installation, maintenir ces performances d'épuration et préserver son accessibilité et son intégration au site.

La grande majorité des tâches régulières de maintenance peut être effectuée sans recourir à l'aide des techniciens spécialisés, et ne fait appel qu'à des matériels facilement disponible en milieu rural. Ceci rend possible leur prise en charge directe par les collectivités (maître d'ouvrage). C'est dans cet esprit que sont détaillés, dans les pages qui suivent, les éléments techniques nécessaires à la mise en place d'un programme d'exploitation.

2.1. La mise en service

A la charnière entre la phase de construction et d'exploitation, la mise en service des bassins de lagunage est souvent l'occasion d'une première intervention de l'exploitant ou de la collectivité (maître d'ouvrage). Deux opérations sont envisagées à ce stade : le remplissage des bassins et l'implantation des lagunes à macrophytes. Le coût de ces opérations est en général intégré au coût de réalisation du projet.

2.1.1. Le remplissage des bassins :

L'admission des eaux usées dans les bassins sans remplissages préalable est déconseillée. En effet, le temps nécessaire pour le remplissage à l'aide des seuls effluents est très long (plusieurs mois) en particulier dans le cas fréquent, où seule une

partie de réseau et des branchements peut être mise en service en même temps que l'installation.

Ceci conduit à une phase transitoire, source de nuisance (odeurs, prolifération des plantes...) qui peut si elle se prolonge, compromettre le fonctionnement ultérieur.

Par ailleurs, un remplissage préalable des bassins permet une « montée en charge », favorisant une colonisation des bassins par les communautés d'organismes intervenant dans l'épuration.

Enfin, le remplissage préalable permet de déceler rapidement d'éventuels problèmes d'étanchéités.

Pratiquement, il est suffisant de remplir d'eau propre le (s) bassin (s) de tête de l'installation :

- si celle-ci est située à proximité d'un cours d'eau, le plus simple, lorsque cela est possible, est d'assurer le remplissage par pompage dans la rivière ;
- lorsqu'aucun point d'eau naturel n'existe à proximité, le remplissage peut être envisagé par l'intermédiaire du réseau d'assainissement ou du réseau d'eau potable. Il s'agit toutefois d'une solution coûteuse ;
- si le réseau le permet : apport d'eau pluviale en raccordant temporairement un tronçon pluvial sur le réseau d'eaux usées.

2.1.2. Les plantations

La plantation des végétaux aquatiques est nécessaire pour permettre une colonisation rapide des lagunes à macrophytes par les espèces choisies. Il est possible de confier ce travail à une entreprise spécialisée (horticulteur, pépiniériste). Toutefois, dans la majorité des cas, il est beaucoup plus économique pour le maître d'ouvrage de prendre en charge cette opération en liaison avec le maître d'œuvre. Dans ce cas, l'opération prend les étapes suivantes :

- **Repérage des zones proches des lagunes** : où pourront être prélevés les végétaux en quantité suffisante et choix en fonction des potentialités locales des espèces qui seront transplantées. Le repérage et le choix des végétaux sont à effectuer pendant la phase d'élaboration du projet de lagunage.
- **Prélèvement des végétaux** : pour permettre la reprise des plantes, il est nécessaire de prélever la tige souterraine, ou rhizome, qui se trouve à une dizaine de centimètres sous la surface de sol. Chaque plant doit comporter une longueur suffisante de rhizome pour garantir la reprise.
- **Transport, conditionnement** : la plantation doit être réalisée le plus rapidement possible après le prélèvement. Pour le transport, les plants sont stockés à l'abri de l'air en bassines ou sacs plastiques.
- **Plantation** : elle s'effectue dans le substrat qui a été rapporté sur le fond de la lagune, et au moment de la mise en eau des bassins. Les rhizomes sont plantés tous les 50 cm, à quelques centimètres de profondeur, dans des échancrures réalisées à la bêche (plant par plant) ou mécaniquement (sillons parallèles qui sont ensuite refermés). La période la plus favorable à l'implantation est le printemps.

2.2. Les tâches régulières d'exploitation

2.2.1. L'entretien des ouvrages de prétraitement

La présence d'ouvrages de prétraitement n'est pas obligatoire dans le cas de lagunage naturel, en particulier lorsque le réseau d'assainissement comporte un poste de relèvement, muni d'un dégrilleur qui retient les éléments les plus gros.

Toutefois, leur présence contribue au maintien d'un aspect agréable des bassins (élimination des flottants).

En amont du bassin de tête, les installations peuvent alors comporter un système de dégrillage qui retient les éléments solides de grande taille, et parfois, un dégraisseur, constitué par exemple d'une cloison siphonée qui retient les matières flottantes (graisses, débris, divers...).

Lorsqu'ils sont bien dimensionnés, les postes de prétraitement (dégrillage, dégraissage) se suffisent d'un nettoyage hebdomadaire sans risque particulier de nuisance (colmatage, dépôts excessifs de matières organiques). En période chaude, un examen plus fréquent du dégrillage limitera les problèmes d'odeurs surtout si le volume de déchets devient plus important (en zone touristique par exemple). Par contre si un entretien à une fréquence supérieure s'avère indispensable tout au long de l'année, il serait souhaitable d'envisager, en liaison avec le maître d'œuvre, d'éventuelles modifications.

Ces opérations du nettoyage sont, sur les petites installations, réalisées à l'aide d'outil à main (peigne à grille, râeaux, écumoire...etc.).

Les déchets récupérés au niveau des prétraitements sont éventuellement égouttés, puis stockés dans de conteneurs fermés avant d'être envoyés en décharge. Si la station n'est pas desservie par un système de ramassage d'ordure, l'enfouissement sur place résout le problème des résidus de façon satisfaisante. Il est important que la fosse soit d'un volume suffisant pour permettre l'enfouissement effectif des déchets.

2.2.2. L'entretien des abords

Il s'agit non seulement de maintenir l'aspect esthétique de l'installation mais aussi de limiter les proliférations végétales gênant l'accès au plan d'eau ou colonisant progressivement les rives.

La végétation terrestre autour des chemins d'accès ou en crête des digues doit être nettoyée environ une fois par mois pendant la période de végétation. L'opération peut être effectuée mécaniquement, en recourant au type de faucheuse le plus facilement disponible ou le mieux adapté pour les petites installations.

La végétation rivulaire colonisant le parement intérieur des digues peut, en l'absence d'entretien, envahir progressivement le plan d'eau, réduisant ainsi à terme la surface utile (voire favorisant certaines nuisances : colonisation par des rongeurs, développement des larves de moustiques). Il est nécessaire de procéder à un faucardage une à deux fois par an. Celui-ci peut être réalisé :

- manuellement (à la faux) pour les petites installations ;
- mécaniquement : barre de coupe latérale inclinée, ou panier faucardeur fixé sur un bras hydraulique pour les installations à grande taille, lorsque les bassins sont très encaissés.

Dans les deux cas, on procédera simultanément à l'enlèvement des plantes coupées. Celles-ci seront soit mises en tas et brûlées à proximité des bassins, soit évacuées en décharge.

L'utilisation des produits dés herbants pour contrôler la végétation rivulaire est déconseillée : d'une part le traitement chimique ne permet pas l'enlèvement de la matière végétale, qui se dégrade sur place ; d'autre part, en raison de leur toxicité, les produits utilisés sont susceptibles de perturber plus ou moins gravement le fonctionnement de l'installation.

2.2.3. La surveillance générale

Les opérations régulières d'entretien des prétraitements doivent être l'occasion d'un examen général de l'installation : la détection précoce et l'identification précise des anomalies de fonctionnement permettent d'alerter à temps les services techniques.

Le préposé devra en particulier vérifier ou intervenir sur les points suivants :

Non écoulement de l'eau : noter les bassins de niveau, dégager si besoin les ouvrages de communication entre les bassins ;

Présence de flottant : noter les remontées de boues, algues filamenteuses, lentilles d'eau,...procéder à leur enlèvement lorsqu'ils s'accumulent dans une partie de bassin ;

Couleur de l'eau : normalement verte ou brun-vert. Un changement de coloration peut traduire la prolifération de microorganismes particuliers ;

Etat des digues : trace de dégradations ponctuelles, terriers des rongeurs,... ;

Apparition d'odeur : traduit une surcharge d'une partie de l'installation.

Ces observations peuvent être consignées périodiquement (tous les mois par exemple). L'exploitation peut ainsi être informé rapidement d'éventuels problèmes de fonctionnement et programmer en temps utile des opérations d'entretien.

Par ailleurs, la tenue régulière d'un carnet d'exploitation permet d'évaluer, chaque année, le temps passé à l'entretien et le coût d'exploitation. Ce document constitue également une aide précieuse aux services d'assistance techniques.

2.3. Le faucardage des macrophytes

L'opération a pour but de maintenir l'aspect esthétique de l'installation et de limiter le comblement progressif des bassins. Elle doit être réalisée une fois par an, à la fin de l'été ou au début de l'automne.

La forme des bassins et les zones d'implantation des végétaux dans les lagunes ont été prévues en fonction des contraintes d'entretien, en particulier du matériel que pourra utiliser l'exploitant pour les opérations de faucardage.

La réalisation pratique de l'opération est fonction de la taille des zones plantées et de leur localisation dans les bassins. Ceci est résumé par le tableau ci-après [3].

Tableau III.1: La réalisation pratique des opérations

Accessibilité de la zone plantée en fonction de la taille.	Entièrement accessible de la berge.	En partie non accessible de la berge.
Petite surface (par exemple <3000 m ²).	Coupe manuelle depuis la berge.	Coupe manuelle depuis le bassin à pied ou depuis une embarcation légère.
Grande surface (par exemple > 3000 m ²).	Coupe mécanique depuis la berge (panier faucardeur).	Bateau faucardeur.

Dans tous les cas, la coupe se fera au-dessus de la surface du plan d'eau, de manière à permettre une reprise normale des végétaux, et les produits de la coupe seront retirés des bassins.

2.3.1. Matériel pour le faucardage des macrophytes

- **Faucardage manuel :**

Les opérations de faucardage peuvent être réalisées manuellement. La profondeur des lagunes à macrophytes permet un accès à pied, avec des cuissardes. L'outillage sera constitué de faucards, faucilles et matériel type taille haies. Une petite embarcation à proximité permet de stocker facilement les produits de la coupe qui devront être évacués.

- **Faucardage mécanique :**

Une lagune d'épuration ne justifie presque jamais, à elle seule, l'achat d'un matériel mécanique de faucardage dont l'investissement est lourd. Dans de nombreuses situations, du matériel peut toutefois être disponible :

- lagunes situées en région riches en étangs ;
- entrepreneurs locaux équipés, ou existence d'un parc départemental de matériel ;
- matériel acquis en association par plusieurs collectivités possédant une lagune, ou par un exploitant intervenant sur plusieurs lagunes d'épuration.

L'exploitant décidera, en fonction de la taille des surfaces plantées, de la disponibilité locale en main-d'œuvre et du coût de mise à disposition des divers équipements, du mode de contrôle le mieux approprié.

2.4. Les opérations de curage

Le traitement des eaux usées par lagunage conduit à l'accumulation annuelle dans le bassin de tête un volume de boues (ou de sédiment) de $0,1 \text{ m}^3$ par habitant [1].

En générale, une fraction importante de ces boues se dépose au voisinage du point d'arrivée des eaux usées, où elle forme un cône de sédimentation ; l'autre fraction sédimente uniformément au fond de la lagune.

2.4.1. Enlèvement des boues

En fonction du type de dépôt, du matériel disponible (pompe, pelle mécanique...) et de la fréquence souhaité pour l'entretien, le curage peut être effectué selon les quatre méthodes suivantes :

- **Elimination des cônes de sédimentation** : selon les installations (en particulier le mode d'arriver des eaux usées et la nature de réseau) cette opération est à réaliser tous les un à cinq ans, dès que le dépôt occasionne des nuisances perceptibles (affleurement en surface, source d'odeurs, gêne à l'écoulement). Les boues étant en général fluides, leur extraction peut être réalisée à l'aide d'un matériel courant de pompage, sans vidange préalable du bassin.
- **Curage sans abaissement du niveau de l'eau** : cette opération, du même type que la précédente mais moins fréquente, concerne d'autres zones d'accumulation préférentielle qui ont été repérée par sondage des bassins.
- **Curage avec abaissement du niveau de l'eau** : l'abaissement du niveau d'eau facilite parfois les opérations de soutirage, en particulier lorsque le matériel utilisé est un godet ou un crapaud. Ces méthodes d'extraction permettent d'évacuées des boues plus épaisses.
- **Curage complet** : cette opération peut être nécessaire (pour les bassins de tête) au bout d'une dizaine d'années de fonctionnement, lorsque le volume des boues déposées perturbe la qualité de traitement et les conditions d'écoulement dans les bassins (courts-circuits hydraulique, réduction de temps de séjour). Il s'agit alors d'une opération importante. Les conditions de réalisation de curage dépendent des caractéristiques de l'installation. Le schéma général peut être le suivant :

- estimation par sondage des bassins des volumes à extraire ;

- mise hors circuit du bassin de tête si la configuration de l'installation le permet (by-pass, deuxième bassin proche de l'arrivée des eaux usées, ou plusieurs bassins fonctionnant en parallèle) ;

- vidange, lorsqu'elles existent, il est intéressant d'utiliser les possibilités de réglage des ouvrages de communication et les vidanges de fond. Dans le cas contraire, l'eau est dirigée par pompage dans le bassin suivant ;

- extraction par pompage ou à la pelle mécanique depuis le bord de la lagune en veillant à ne pas compromettre l'étanchéité du bassin.

2.4.2. Destination des boues

Lorsque les volumes à évacuer restent en très faibles quantités, il est possible d'envisager un simple épandage sur les berges de l'installation.

Pourtant, dès que les quantités sont importantes l'épandage sur terres agricoles proches de la station devient certainement la destination la plus satisfaisante des boues. Elles sont bien stabilisées et minéralisées et constituent à priori un bon amendement agricole.

Il convient donc de choisir la date de l'opération d'extraction en fonction du calendrier agricole et de la nature des cultures implantées sur les terrains susceptibles de recevoir les boues.

3. La détection des problèmes de fonctionnement et leur résolution

Les problèmes de fonctionnement des lagunes peuvent, pour la plus part être facilement résolus, mais il est important, dans tous les cas :

- de les détecter suffisamment tôt,
- de les identifier de manière précise,
- d'intervenir sans retard.

Les paragraphes suivants présentent les éléments nécessaires à l'exploitant pour détecter à temps d'éventuelles anomalies dans le fonctionnement des lagunes, en préciser l'origine et déterminer la conduite à tenir.

Dans de nombreux cas, des interventions entrant dans le cadre des entretiens normales des installations suffiront à remédier au problème. Dans d'autres cas, l'intervention d'entreprises spécialisées peut être nécessaire, mais là encore, l'intérêt de l'exploitant est d'avertir au plus tôt les services techniques concernés.

Enfin sont également signalées dans les pages ci-après les dispositions à prendre lors de l'élaboration du projet pour prévenir l'apparition de certains problèmes en phase de l'exploitation.

3.1. Les difficultés liées au remplissage des bassins

Symptômes/observations

- Lors de la mise en eau : difficulté de remplir le bassin de tête à eau propre, ou, une fois l'installation alimentée par les eaux usées, impossibilité de remplir les bassins n°2 et n°3.
- En fonctionnement : arrêt de l'écoulement en période sèche entre les bassins et baisse du niveau de l'eau de plus de 20 cm pendant plusieurs semaines.

Conséquences à terme

- Odeurs, moustiques.
- Dans certains cas : contamination des nappes sous-jacentes.
- Colonisation des lagunes par des plantes aquatiques. Dégradation de l'esthétique de l'installation.
- Pour les lagunes à macrophytes, dépérissement des végétaux plantés.

Causes probables

- Mauvaise étanchéité du fond des lagunes à la conception.
- Dégradation à l'étanchéité.
- Installation peu chargée (taux de raccordement insuffisant par rapport à la capacité nominale de l'installation).

Solutions

- Problèmes d'étanchéité : réfection de la couche étanche après vidange du ou des bassins concernés, ou traitement à la bentonite.
- Taux de raccordement insuffisant ou surdimensionnement : si l'installation comporte des bassins en parallèles, réduire le nombre de bassins en service. Effectuer un apport d'eau complémentaire pourvu qu'une solution peut coûteuse puisse être trouvée localement.

3.2. Le développement des végétaux à l'intérieur et sur le bord des bassins **symptômes/observations**

- Les végétaux enracinés apparaissent par endroit dans ou en bordure des lagunes.

Conséquences à termes

- Dégradation de l'aspect des installations.
- La présence des végétaux peut favoriser le développement de larve d'insectes (moustiques).
- Dégradation possible de l'étanchéité du fond des bassins.

Causes probables

- Hauteur d'eau insuffisante dans les bassins.
- Dépôt de boues important.
- Défaut d'entretien (végétation des bordures).

Solutions

- Faire réaliser un entretien régulier des bordures (faucardage 1 à 2 fois par an).
- Relever la hauteur d'eau dans les bassins : elle ne doit pas être inférieure à 1 m (modification des ouvrages de communication).
- Curages partiel ou total des bassins.

3.3. Apparition d'odeurs

Symptômes/observations

- Détection sensorielle,
- Couleur de l'eau des bassins.
- Remontée des bulles de gaz à la surface.

Conséquences à terme

- Nuisances pour les habitations proches.
- Dégradation de la qualité du traitement dans certains cas.

Causes probables

- Installation surchargée (ou sous dimensionnée).
- Mauvaise circulation de l'eau ; baisse du niveau de l'eau dans les bassins.
- Affleurement de zones de dépôts en surface.
- Effluents concentrés, fermentescibles ou septiques.
- Conditions météorologiques particulières (phénomène passager en fin d'été).

Solutions

- Améliorer la circulation et la répartition des eaux usées dans le bassin de tête.
- Elimination des cônes de sédimentation.
- By-pass des fosses septiques ; traitement séparé des effluents industriels, agroalimentaires ou des lisiers.

- S'il s'agit d'un phénomène passager n'affectant que le premier bassin, on peut envisager une dilution temporaire par recirculation de l'eau du deuxième bassin.

3.4. Changement de couleur des bassins

Symptômes/observations

- La couleur des bassins devient laiteuse, dans les tons blanc, brun ou rose, du fait du développement important de microorganismes (bactéries).

Conséquences à terme

- Dégradation de la qualité du traitement.
- Problèmes d'odeurs.

Causes probables

- Surcharge des bassins (ou sous dimensionnement).
- Effluent présentant une forte septicité.
- Présence d'effluent industriel ou agro-alimentaire fortement fermentescibles.
- Pénétration de la lumière inhibée par une couche de débris ou des végétaux en surfaces.
- Conditions climatiques particulières (phénomène passager en été).

Solutions

- Extension de l'installation.
- By-pass des fosses septiques raccordées.
- Traitement séparé ou prétraitement préalable des effluents d'industries ou agro-alimentaires.
- Enlèvement des débris ou végétaux flottants s'ils recouvrent la totalité de la surface de bassin.

3.5. Nuisances liées aux moustiques

Symptômes/observations

- Plaintes justifiées (*) des habitants proches de l'installation.

Conséquences à terme

- N'influe pas sur le fonctionnement de l'installation.

Causes probables

- Présence de lagunes à macrophytes.
- Mauvais entretien des abords des lagunes à microphytes.
- Développement de végétaux dans les bassins à un niveau trop bas ou à des dépôts trop important.
- Région déjà fortement infestée.

Solutions

- Installer les lagunes suffisamment loin des habitations si les moustiques sont à craindre dans la région, ou proscrire des lagunes à macrophytes.
- Assurer un entretien régulier des lagunes à macrophytes, et maintenir le niveau de l'eau dans les bassins.
- Prévoir un revêtement des digues en béton maigre.
- Lutte chimique (larvicides) : possible, à envisager en liaison avec les services chargés de la démoustication.
- Lutte biologique : les gambusies sont des poissons prédateurs des larves de moustiques.

(*) Les lagunes d'épuration ne sont a priori pas spécialement favorables au développement des larves de moustiques.

3.6. La prolifération des rongeurs

Symptômes/ observations

- Présence des trous d'accès aux terriers dans les digues.
- Huttes dans les bassins.

Conséquences à termes

- Dégradation des digues.
- Destruction des plantations de macrophytes.

Causes probables

- absence de visites régulières des bassins.
- Régions propices au développement de ces animaux.

Solutions

- Effectuer des inspections régulières de l'installation, avec si besoin pose de piège ou d'appâts empoisonnés.
- Si l'installation le permet : relever temporairement le niveau de l'eau dans les bassins de manière à provoquer la remontée des terriers en surface ou à noyer les portées.
- Prévoir une protection complémentaire des digues : enrochements, géotextiles, béton maigre lors de la construction.

3.7. Une forte concentration d'algues dans le rejet

Symptômes/observations

- La qualité de l'effluent n'est pas conforme à l'autorisation de rejet du fait d'une forte teneur en algues.
- Couleur verte très marquée de l'eau dans le dernier bassin.

Conséquences à termes

- Traitement non satisfaisant.
- Dégradation de la qualité du milieu récepteur.

Causes probables

- Conditions climatiques ou température favorisant la croissance d'algues (phénomène saisonnier).
- Présence d'une lagune à macrophyte non plantée en végétaux.

Solutions

- Plantation dense des lagunes à macrophytes.
- Insertion d'une lagune à macrophytes supplémentaire avant le rejet (ou d'un canal planté entre les lagunes et le milieu récepteur).
- Aménagement d'une prise d'eau en fond de bassin.
- Traitement complémentaire de filtration (filtre à sable).

3.8. La présence de mousses ou de débris en surface

Symptômes/observations

- Présence en surface de plaques de boues ou débris organiques.
- Déchets flottants en surface.

Conséquences à termes

- Odeurs.
- Favorise le développement de larves d'insectes.
- Si les flottants sont en quantité importante, ils peuvent gêner la pénétration de la lumière et l'activité algale.

Causes probables

- Remontées des boues en surface.
- Présence de graisses ou des hydrocarbures dans les eaux usées.

- Réseaux unitaires est donc transfert possible de divers débris.

Solutions

- Les remontées des boues sont fréquentes au printemps, si l'installation est âgée et que le phénomène est important, envisager un curage partiel ou total du bassin, après avoir localisé les zones de dépôts.
- Présence de graisses : installation d'une cloison siphonée à l'arrivée des eaux dans le bassin de tête. Prévoir un entretien régulier de l'ouvrage.
- Enlèvement périodique des flottants si le phénomène est peu important ou limité dans le temps.

3.9. Prolifération de végétaux flottants

Symptômes/observations

- Développement rapide de végétaux (lentilles d'eau, algues filamenteuses) à la surface d'eau.

Conséquences à terme

- La couverture totale des bassins par les végétaux bloque la pénétration de la lumière, et par la suite l'activité algale : baisse de la teneur en oxygène dans l'eau, dégradation de la qualité de traitement ; parfois : apparition d'odeurs.
- Le pourrissement en place des végétaux provoque une surcharge organique et augment notablement le volume des dépôts (les curages devront être plus fréquents).

Causes probables

- Inconnues. Les lentilles d'eau semblent coloniser préférentiellement les bassins de petite taille, abrités du vent, et souvent surchargés. Les algues filamenteuses prolifèrent généralement dans les lagunes peu chargées (réseaux unitaires, faible taux de raccordement).

Solutions

- Contrôle manuel mécanique : environ trois récoltes par an pour les lentilles d'eau.

3.9.1. Origines des lentilles d'eau dans les bassins de lagunage

Contrairement aux macrophytes enracinés, les lentilles d'eau ne sont pas introduites volontairement dans les lagunes. Leur simple présence n'est pas incompatible avec le fonctionnement des lagunes. En revanche, leur prolifération, qui peut être très rapide dans certains cas, conduit au recouvrement de l'ensemble du bassin par une épaisse couche végétale et s'accompagne de dysfonctionnements plus ou moins graves.

3.9.2. Le contrôle chimique des lentilles d'eau

Le recours aux traitements chimiques a l'avantage de la rapidité et, dans une certaines mesures, la facilité d'exécution. Il présente cependant plusieurs inconvénients :

- les végétaux dépérissent sur place, ce qui augmente la charge organique des bassins et le volume des sédiments (d'où des opérations de curage plus fréquentes) ;
- les effets toxiques secondaires sont à craindre, pouvant compromettre le bon fonctionnement des installations.

Parmi les produits homologués en milieu aquatique, les spécialités à base de DIQUAT semblent les plus efficaces contre les lentilles d'eau, avec les effets secondaires minimaux dans la mesure où ne sont pas dépassées les doses d'application recommandées. Les recours aux traitements chimiques en lagune d'épuration restent cependant déconseillés.

3.9.3. Contrôle biologique des lentilles d'eau

Les carpes chinoises « macrophytophages : *Ctenopharyngodon idella* » peuvent se développer dans les bassins de finition des lagunes.

Des canards, oies ou cygnes peuvent lutter efficacement contre les lentilles d'eau : une population de 5 à 8 canards à l'hectare serait satisfaisante, pour assurer un contrôle préventif. Cependant, ces oiseaux apportent un trouble supplémentaire par leurs déplacements et un enrichissement du milieu par leurs excréments. Il faut, par ailleurs, réussir à les sédentariser sur les bassins de lagunage (aménagement d'abris, apports de compléments de nourriture).

3.9.4. Le contrôle manuel ou mécanique des lentilles d'eau

Ce type de contrôle reste actuellement la solution la plus fiable pour lutter contre la prolifération des lentilles d'eau à un coût acceptable.

Une opération de récolte comprend plusieurs phases, pouvant être réalisées, selon son importance, avec des outils à main ou mécaniques, des équipements spécialisés ou du matériel bricolé.

Les récoltes devront intervenir chaque fois que les végétaux recouvrent l'ensemble des bassins, ce qui représente en général de trois à quatre récoltes chaque année.

4. Fréquence et durée des opérations régulières d'exploitation

Les données se réfèrent à une installation moyenne desservant 500 à 600 habitants et avec des abords enherbés. En apportant quelques modifications éventuelles en fonction du matériel utilisé, de l'éloignement et de la taille de l'installation, le tableau ci-dessous peut être utilisé comme une grille permettant une estimation prévisionnelle pour chaque cas particulier.

Tableau III.2: Exploitation des lagunes [4]

Tâche	Fréquence	Observations
Surveillance générale - points contrôlés : - présence de rongeurs ; - obstruction des ouvrages de communication ; - développement des lentilles d'eau ; - bon écoulement de l'eau ; - absence de flottants ; - couleur de l'eau ; - absence d'odeurs ; - état des digues.	1/semaine	Cette vérification doit se faire par un parcours de l'ensemble des digues, méthode qui a l'avantage de dissuader l'installation des rongeurs. Par ailleurs, les méthodes de lutte contre les lentilles d'eau sont soit préventives par la sédentarisation de canards soit curatives par l'enlèvement de végétaux (par madrier flottant par exemple).

Entretien des ouvrages de prétraitement	1/semaine	Il s'agit d'empêcher la mise en charge du réseau ou le by-pass des effluents et d'éviter les mauvaises odeurs;
Fauchage des digues et des berges et de la ceinture végétale (ou broutage par moutons)	2 à 4/an	L'enjeu est de maintenir l'accès aux plans d'eau, de limiter l'installation de rongeurs et le développement de larves d'insectes et de contrôler l'état des berges.
Curage partiel du cône de sédimentation (entrée du premier bassin).	1 à 2/an	Doit être réalisé par pompage liquide.
Curage des bassins	Tous les 5 à 10 ans, Selon la charge réellement reçue pour le premier bassin, tous les 20 ans pour les bassins suivants	Doit être mis en oeuvre lorsque le volume de boue atteint 30% du volume du bassin. Deux méthodes de curage sont habituellement utilisées : 1- par engins de chantier, après vidange du bassin. Ce qui implique la présence d'un by-pass fixe sur chaque bassin; 2- par pompage, sans vidange préalable, dit "vidange sous eau".

5. La sécurité

Bien exploitées, les lagunes d'épuration présentent un aspect agréable : rien ne les distingue a priori de plans d'eau naturels. Cette ressemblance peut tromper un public non averti (jeune enfant, chasseurs attirés par la présence de gibier d'eau, pêcheurs....).

Pourtant, il est important de garder à l'esprit que les lagunes sont une station d'épuration et non un espace vert :

- les risques sanitaires ne peuvent être exclus.
- Les accidents éventuels (chutes dans les bassins...) pourraient engager totalement la responsabilité de maître d'ouvrage.

Certaines dispositions sont à prendre pour assurer la sécurité sur l'installation :

- Le périmètre de l'installation doit être clôturé (fils de barbelé ou grillage léger) et l'entrée maintenue cadenassée.
- L'accès à l'installation doit être réservé au seul personnel d'exploitation qu'il convient d'informer des règles usuelles d'hygiène (lavage des parties du corps exposées, port des vêtements de travaux lavés séparément...).
- Des panneaux informatifs peuvent être mis en place à l'entrée de l'installation.

Ces règles doivent viser à assurer la sécurité du public, sans compromettre l'intégration du lagunage à la vie de la commune. Ce point constitue un des meilleurs garants du fonctionnement satisfaisant de l'installation.

Références bibliographiques:

- [1] C.E.M.A.G.R.E.F. « L'exploitation des lagunages naturels : guides techniques à l'usage des petites collectivités », document technique, 1983.
- [2] Agence de bassin LOIRE-BRETAGNE. « Lagunage naturel et lagunage aéré : procédé d'épuration de petites collectivités ». Etude interagence, p. 74, 1979.
- [3] C.E.M.A.G.R.E.F. « Le suivi des lagunages naturels ». Cahier QEPP n°9, p.16, 1983.
- [4] P. Prudencio & B. Bernard. « Procédés extensifs d'épuration des eaux usées ». Luxembourg office des publications officielles des communautés européennes, 2001.

Chapitre IV.

La réutilisation des eaux usées

Introduction

L'irrigation de cultures ou d'espaces verts est, de très loin, le mode le plus répandu de réutilisation des eaux usées urbaines. C'est aussi, si on le compare aux autres modes de réutilisation, qu'il s'agisse du double réseau urbain, des usages industriels, ou des recharges d'aquifères, celui qui a le plus d'avenir à court et à moyen terme. Une étude essentiellement consacrée à la réutilisation agricole des eaux usées urbaines est donc justifiée.

Les eaux usées domestiques constituent l'essentiel des eaux usées urbaines. L'admission dans les réseaux d'égouts d'effluents industriels dont la composition diffère notablement de celle des eaux usées domestiques est susceptible de compromettre les projets de réutilisation agricole.

L'utilisation agricole des eaux résiduaires est très ancienne en Europe et, en particulier en France. Dès 1875, les effluents bruts de la ville de Paris sont répandus dans les champs d'épandage de Gennevilliers puis, ultérieurement, d'Achères, de Carrière-Triel et de Mery-Pierrelay. En 1904, 5300 hectares sont concernés par ces épandages [1]. Les buts poursuivis étaient l'épuration des eaux d'égout et la valorisation des nutriments qu'elles contiennent. Au nombre des cultures pratiquées avec un succès qui démultipliait la valeur locative des terrains, on trouvait pommes de terre, oignons, chou, artichauts et carottes.

On trouve aussi en Algérie des opérations de réutilisation agricoles d'eaux usées urbaines qui illustrent les deux motivations de la réutilisation des eaux usées :

- réaliser des économies d'eau de première main ou accroître la ressource,
- protéger les cours d'eau, les plans d'eau, les eaux littorales, voire les eaux souterraines qui, autrement, auraient pu être polluées par les rejets des stations d'épurations.

Une seule de ces motivations peut justifier un projet de réutilisation. Une gestion des eaux usées qui permet, d'une part, de maintenir une activité agricole profitable, notamment le maraîchage, et d'autre part, de sauvegarder la conchyliculture, la pêche à pied, la baignade et, d'une manière générale, la qualité du milieu littoral.

Réutiliser les eaux usées d'une collectivité à des fins agricoles consiste à récupérer les eaux d'égout, après qu'elles aient été traitées dans une station d'épuration, à les stocker et à les utiliser pour irriguer des cultures ou arroser des espaces verts ou bien encore des terrains de sport. Les eaux usées peuvent véhiculer des nombres importants de microorganismes pathogènes. Si des précautions particulières ne sont pas prises, l'utilisation agricole des eaux résiduaires peut contribuer à la transmission des maladies d'origine hydrique. L'objectif du traitement préalable à l'irrigation est précisément de réduire considérablement, sinon d'éliminer en totalité, les risques sanitaires. Le traitement des eaux d'égout, qui doit être adapté à la nature du milieu irrigué et au mode d'irrigation, est donc indispensable.

La réutilisation des eaux usées est une pratique très répandue dans les régions du monde affecté par des pénuries de ressources en eau. Elle est, par exemple, très développée aux Etats-Unis, où 34 états disposent de réglementations ou de recommandations – parfois très exigeantes – relatives à l'usage agricole des eaux usées (EPA & USAID, 1992) [2]. Il faut citer aussi le Mexique et plusieurs pays d'Amérique du Sud, le Japon et l'Afrique du Sud.

Le bassin méditerranéen et l'une des régions du monde où la réutilisation agricole des eaux usées est la plus pratiquée. La Tunisie constitue un exemple d'une politique nationale de réutilisation. Pour sa part, l'Espagne se dote progressivement, région par région, d'une réglementation et améliore la qualité des eaux réutilisées.

En dépit des exemples cités précédemment, la réutilisation des eaux résiduaires est encore très peu développée sur le territoire Algérien. Cela tient essentiellement à l'abondance de nos ressources en eau.

Les exigences croissantes de protection de l'environnement sont de nature à permettre l'émergence de projets dans lesquels la réutilisation des effluents des stations d'épuration permet, comme le suggère la Loi sur l'Eau, de protéger des milieux récepteurs sensibles- baignades, parcs conchylicoles, nappes karstiques, ou de valoriser le traitement complémentaires nécessaires aux maintiens des usages de ces milieux.

2. Eaux usées et techniques de réutilisation

Une irrigation des cultures ou d'espaces verts qui met en œuvre des eaux usées n'est pas une irrigation banale. En effet, ces eaux véhiculent des pollutions qui posent des problèmes de santé publique, de conservation des sols et de protection de l'environnement, qui ne doivent être ni exagérés ni sous-estimés. Les exemples, dans de nombreux pays de pourtour méditerranéen, de périmètres arrosés depuis des décades avec des eaux usées brutes montrent que, sauf concentration importante en effluent industriels et sauf forte salinité des eaux naturelles, les rendements agricoles sont très satisfaisants. En revanche, on y observe des problèmes sanitaires et des pollutions de nappes phréatiques. Si beaucoup de composants des eaux usées (microorganismes pathogènes, métaux lourds, micropolluants organiques,...) sont sources d'inconvénients, d'autres constituants (matière organique, azote, phosphore, potassium,...) contribuent à la fertilisation des sols. Certains éléments peuvent jouer des rôles différents selon leur concentration. L'azote, par exemple, est un fertilisant indispensable mais, trop concentré, il contribue à la pollution des nappes phréatiques. Aussi chaque projet de réutilisation mérite-t-il une étude particulière, qui tient compte aussi bien de la qualité de l'eau utilisée que du contexte de la réutilisation.

Cela étant dit, les eaux usées brutes ne doivent pas être directement réutilisées. Un traitement est toujours nécessaire, différent selon le type de culture et le mode d'irrigation choisit. Ses objectifs sont de permettre le fonctionnement de l'irrigation, en supprimant notamment les risques de colmatage, d'éviter les mauvaises odeurs et surtout, chaque fois que cela est nécessaire, d'éliminer les microorganismes pathogènes.

Une installation de réutilisation des eaux usées comporte toujours un stockage. Il y a deux raisons à cela. La première est que le rythme de production des eaux usées n'est pas accordé à celui de l'irrigation. La deuxième est qu'il n'y a pas de pire catastrophe pour un périmètre irrigué que l'interruption de l'approvisionnement en eau ; une réserve de sécurité est indispensable. Une troisième raison doit être énoncée : on sait maintenant que le stockage, qu'il soit effectué sous la forme d'une recharge de nappe par bassins d'infiltration ou dans un réservoir non couvert, participe à l'amélioration de la qualité de l'eau.

1.4. Composition des eaux usées :

On s'intéressera plus particulièrement aux substances entraînées ou dissoutes dans l'eau du fait de ses usages. On évoquera plus brièvement les problèmes relatifs à la salinité des eaux. On fera cependant une exception pour le Chlorure de Sodium introduit avec les infiltrations d'eaux d'origine marine dans les réseaux d'égout en bordure de mer.

La composition des eaux résiduaires urbaines brutes dépend :

- essentiellement de l'activité humaine (eaux ménagères et eaux de vannes),

- de la composition des eaux d'alimentation en eau potable et, accessoirement, de la nature des matériaux entrants dans le constituant de la canalisation d'eau, pour les composés chimiques,
- de la nature et de la quantité des effluents industriels éventuellement rejetés dans le milieu urbain.

Les eaux usées urbaines contiennent des matières solides, des substances dissoutes et des microorganismes. Ces derniers sont la cause des principales restrictions imposées à la réutilisation des eaux usées. La réglementation distingue des niveaux de qualité pour les eaux usées épurées, déterminé par les taux de concentration de ces microorganismes. Il est donc nécessaire de rappeler des notions élémentaires à leur sujet.

1.4.1. Microorganismes

Les eaux usées contiennent tous les microorganismes excrétés avec les matières fécales. Cette flore entérique normale est accompagnée d'organismes pathogènes. L'ensemble de ces organismes peut être classé en quatre grands groupes : les bactéries, les virus, les protozoaires et les helminthes (tableau IV.1).

Les bactéries

Les eaux usées urbaines contiennent environ 10^8 à 10^7 bactéries/100 mL dont 10^5 proteus et entérobactéries, 10^3 à 10^4 streptocoques et 10^2 à 10^3 clostridium. La concentration en bactéries pathogènes est de l'ordre de 10^4 /L. Parmi les plus communément rencontrées, on trouve les salmonellas dont on connaît plusieurs centaines de sérotypes différents, dont ceux responsables de la typhoïde, des paratyphoïdes et des troubles intestinaux. Des germes témoin de contamination fécale sont communément utilisés pour contrôler la qualité relative d'une eau, ce sont les coliformes thermotolérants.

Les virus

Les virus sont des parasites intracellulaires obligés qui ne peuvent se multiplier que dans une cellule hôte. On estime leur concentration dans les eaux usées urbaines comprise entre 10^3 et 10^4 de particules par litre. Leur isolement et leur dénombrement dans les eaux usées sont difficiles, ce qui conduit vraisemblablement à une sous estimation de leur nombre réel. Les virus entériques sont ceux qui se multiplient dans le trajet intestinal ; parmi les virus entériques humains les plus importants, il faut citer les entérovirus (exemple : polio), les rotavirus, les rétrovirus, les adénovirus et le virus de l'hépatite A. Il semble que les virus soient plus résistants dans l'environnement que les bactéries et que leurs faibles dimensions soient à l'origine de leurs possibilités de dissémination.

Les protozoaires

Parmi les protozoaires les plus importants du point de vue sanitaire, il faut citer Entamoeba histolytica, responsable de la dysenterie amibienne Giardia lamblia. Au cours de leur cycle vital, les protozoaires passent par une forme de résistance, les kystes, qui peuvent être véhiculés par les eaux résiduaires.

Les helminthes

Les helminthes sont fréquemment rencontrés dans les eaux résiduaires. Dans les eaux usées urbaines, le nombre d'œufs d'helminthes peut être évalué entre 10 et 10^3 /L. Il faut citer notamment Ascaris lumbricoides, Oxyuris vermicularis, Trichuris trichuria, Taenia saginata. Beaucoup de ces helminthes ont des cycles de vie complexe comprenant un passage obligé par un hôte intermédiaire. Le stade infectieux de certains helminthes est l'organisme adulte ou larve, alors que pour d'autres, ce sont les œufs. Les œufs et les larves sont résistants dans l'environnement et le risque lié à

leurs présences est à considérer pour le traitement et la réutilisation des eaux résiduaires.

Tableau IV.1 : Caractéristiques épidémiologiques de quelques agents pathogènes des eaux usées (valeurs moyennes, [3]).

Agents	Quantité excrétée par g/fèces	Latence	Survie	Multiplication dans l'environnement	Dose infectante DI 50*
VIRUS					
Entérovirus	10 ⁷	0	2. mois	Non	< 100
Hépatite A	10 ⁶	0	?	Non	?
Rotavirus	10 ⁶	0	?	Non	?
BACTERIES					
Colibacilles	10 ⁸	0	3 mois	Oui	10 ⁹
Salmonella typhi.	10 ⁸	0	2 mois	Oui	10 ⁷
Shigella	10 ⁷	0	1 mois	Oui	10 ⁴
PARASITES					
Amibe dysent.	10 ⁷	0	25 jours	Non	10
Giardia lamblia	10 ⁶	0	25 jours	Non	10
Ascaris	10 ⁴	10 jours	> 1 an	Non	quelques unités
Taenia	10 ⁴	2 mois	9 mois	Non	1

* DI 50 : dose suffisante pour provoquer l'apparition du symptôme cliniques chez 50 % des individus soumis au test.

Les techniques conventionnelles de traitement des eaux usées sont capables d'éliminer, dans des proportions variables, les matières en suspension et les matières organiques. Mais aucune d'entre elles n'offre une véritable protection vis-à-vis des risques sanitaire. A cet égard la réglementation relative à la réutilisation des eaux usées distingue plusieurs niveaux de la qualité d'eau en fonction de l'élimination des œufs de parasites et des coliformes fécaux (Tableau IV.2).

Les procédés conventionnels d'épuration primaire et secondaire ne garantissent pas l'élimination complète des œufs de parasite. Les effluents issus de ces stations, typiquement les effluents des stations à boues activées, sont de type C.

Pour obtenir une eau de type B, il faut éliminer pour une grande part les œufs d'helminthes ; ce qui peut être fait en complétant la chaîne de traitement par un procédé extensif, une lagune de maturation ou un stockage ou encore une infiltration percolation.

Une eau de type A exige en plus l'élimination des coliformes fécaux par une méthode de désinfection.

Tableau IV.2 : Niveaux de qualité d'eaux usées, en vue de leurs réutilisations, en fonction de la teneur en œufs d'helminthes et des coliformes thermotolérants [4].

Type d'eau	Teneur en œufs d'helminthes intestinaux	Concentration en coliformes thermotolérants
A	≤ 1 par litre	≤ 10 ³ / 100 mL
B	≤ 1 par litre	pas de contrainte
C	pas de contrainte	pas de contrainte

1.1.2. Matières en suspension et matière organique

Les matières en suspension sont on majeur partie de nature biodégradable. La plus grande par les microorganismes pathogènes contenus dans les eaux usées est transportée par les MES. Les particules en suspension, plus lourdes que l'eau, sont éliminées par décantation. C'est une étape simple dans la réduction de la charge organique des eaux usées et de la teneur en germes pathogènes. Toutefois, un traitement beaucoup plus poussé est généralement requis pour faire face aux risques sanitaires.

Une présence excessive des matières en suspension peut entraîner des difficultés de transport et de distribution des effluents ainsi que le bouchage des systèmes d'irrigation.

La présence de matière organique dans les eaux usées ne constitue pas, sauf cas très particulier, un obstacle à la réutilisation de ces eaux. Bien au contraire, elle contribue à la fertilité des sols. Cependant, l'expérience montre que le maintien d'une concentration importante en matière organique dans les eaux usées gêne considérablement l'efficacité des traitements destinés à éliminer les germes pathogènes. Enfin, les concentrations significatives en matière organique peuvent aussi entraîner des odeurs désagréables, notamment s'il arrive que les eaux stagnent à la surface du sol.

1.1.3. Substances nutritives

L'azote, le phosphore, le potassium et les oligo-éléments, le zinc, le bore et le soufre, indispensable à la vie des végétaux, se trouvent en quantités appréciables, mais en proportions très variables par rapport aux besoins de la végétation, dans les eaux usées épurées ou non. D'une façon générale, une lame d'eau résiduaire de 100 mm peut apporter à l'hectare [1] :

- de 16 à 62 kg d'azote,
- de 2 à 69 kg de potassium,
- de 4 à 24 kg de phosphore,
- de 18 à 208 kg de calcium,
- de 9 à 100 kg de magnésium,
- de 27 à 182 kg de sodium.

Dans certaines circonstances, ces éléments peuvent être en excès par rapport aux besoins de la plante et provoquent des effets négatifs, aussi bien au niveau de la culture que des sols. Un contrôle périodique de la quantité de nutriments présents dans l'effluent est nécessaire afin d'en tenir compte lors du calcul des besoins en fertilisants des cultures irriguées.

L'azote

L'usage des eaux usées en irrigation peut faire craindre un excès d'apports azotés. Cet excès se réfère d'une part aux tolérances de la végétation cultivées et, d'autre part, aux risques de pollution des nappes phréatiques sous-jacentes.

En effet, dans certains cas défavorables, un apport d'azote excédentaire par rapport aux besoins des cultures, peut provoquer dans un sol très perméable la contamination des eaux souterraines. Il est donc souhaitable que les apports d'azote ne soient pas disproportionnés à l'assimilation par la culture. Il est clair que la présence d'une nappe phréatique utilisée pour l'alimentation en eau des populations ou des animaux impose des contraintes q'un projet de réutilisation d'effluents urbains doit prendre en compte.

L'azote en quantité excessive peut, dans des mesures qu'il ne faut pas exagérer, perturber certaines productions, retarder la maturation de certaines cultures, abricots, agrumes, avocats, altérer leur qualité, comme par exemple réduire la teneur en sucre

des fruits ou des betteraves, accentuer la sensibilité des cultures aux maladies, la tendance à la verse pour les céréales, limiter le développement des jeunes racines.

Le phosphore

La concentration en phosphore dans les effluents secondaires varie de 6 à 15 mg/L (soit 15 à 35 mg/L en P₂O₅) [1], à moins que l'élimination du phosphore ne soit assurée durant le traitement. La teneur en phosphore dans les eaux usées est habituellement trop faible pour modifier le rendement. Mais s'il y a excès, il est pour l'essentiel retenu dans le sol par des réactions d'adsorption ou de précipitation ; cette rétention est d'autant plus effective que le sol contient des oxydes de fer, d'aluminium ou de calcium en quantités importantes. On ne rencontre pas en général de problèmes liés à un excès de phosphore.

Le potassium

La concentration de potassium dans les effluents secondaires varie de 10 à 30 mg/L (12 à 36 mg/L de K₂O) [1] et permet donc de répondre partiellement aux besoins. Il faut noter cependant que, s'il existe, un excès de fertilisation potassique conduit à une fixation éventuelle de potassium à un état très difficilement échangeable, à une augmentation des pertes par drainage en sols légers, à une consommation de luxe pour les récoltes.

1.1.4. Eléments traces

Certains éléments traces, peu nombreux, sont reconnus nécessaires, en très faibles quantités, au développement des végétaux : le bore, le fer, le manganèse, le zinc, le cuivre et le molybdène. L'irrigation, à partir d'eaux usées, va apporter ces éléments, mais aussi d'autres oligo-éléments, non indispensables à la plante tel que le plomb, le mercure, le cadmium, le brome, le fluor, l'aluminium, le nickel, le sélénium, l'étain et le chrome.

Les éléments traces sont, en général, immobilisés dans les couches supérieures du sol, par adsorption ou échanges d'ions. Cette accumulation peut avoir comme conséquence, à terme, des risques pour le développement des plantes, la santé des hommes et des animaux. Les métaux lourds qui présentent les risques les plus notables sont le cadmium, le cuivre, le molybdène, le nickel et le zinc. Le cuivre, le nickel et le zinc sont d'abord phytotoxiques. Au contraire, le molybdène, et surtout le cadmium, peuvent être toxique pour l'homme et les animaux, à des concentrations bien inférieures aux seuils de phytotoxicité.

Les concentrations maximales en éléments traces recommandées dans les eaux d'irrigation sont reportées dans le Tableau IV.3. Il faut toutefois garder en mémoire que, sauf exception (établissements industriels très polluants raccordés directement au réseau d'assainissement), les concentrations en métaux lourds dans les eaux résiduaires sont faibles et ne constituent pas un facteur limitant à la réutilisation des eaux usées en irrigation. L'essentiel de ces métaux est retenu dans les boues des stations d'épuration. Il reste cependant prudent, afin d'éviter tout risque, de suivre la qualité des eaux recyclées et de tenir compte de leur composition dans le choix des cultures arrosées.

Eléments toxiques organiques

Une grande variété de composés organiques de synthèse peut se retrouver dans les effluents en provenance d'eaux de lessivage ou de rejets industriels. Certains se forment aussi lors des traitements de désinfection des effluents par le chlore (haloformes). Les principales familles de la chimie organique de synthèse sont représentées : hydrocarbures polycyclique aromatiques, chlorophénols, phtalates ... avec une concentration de l'ordre de 1 à 10 µg/L dans les effluents. Dans le sol, ces micropolluants restent liés à la matière organique ou adsorbés sur les particules du sol.

Cependant, quelques composés ioniques (pesticides organochlorés, solvants chlorés), peuvent être entraînés en profondeur. Il semble que les plantes soient susceptibles d'absorber certains composés organiques mais il existe peu de données disponibles à ce sujet. Les PCB, quant à eux, restent fixés à 97 % dans les racines. En raison de la faible solubilité de ces éléments organiques, on les retrouvera concentrés dans les boues et c'est surtout lors de l'épandage de ces dernières que leurs teneurs devront être contrôlées.

1.1.5. Salinité

Le principal critère d'évaluation de la qualité d'une eau naturelle dans la perspective d'un projet d'irrigation est sa concentration totale en sels solubles. On estime que la concentration en sels de l'eau usée excède celle de l'eau du réseau d'alimentation en eau potable de quelques 200 mg/L, sauf dans le cas de pénétration d'eaux saumâtres dans les réseaux d'assainissement ou lors de collecte d'eaux industrielles. Cette augmentation n'est pas susceptible, à elle seule, de compromettre une irrigation.

Bien que, sauf les cas particuliers précédents, la salinité des eaux usées ne soit pas, après traitement de ces eaux par lagunage naturel, une source de difficultés, il est bon de rappeler quelques données de base. On considère deux catégories de conséquences d'une salinité excessive de l'eau d'irrigation :

- les dommages vis-à-vis des sols et donc, indirectement, vis-à-vis des rendements culturaux,
- les dommages causés aux cultures.

Salinisation

Les plantes et l'évaporation prélèvent l'eau du sol on y abandonnant une large part des sels apportés par l'eau d'arrosage, ce qui conduit à augmenter la salinité de l'eau et du sol. Les pressions osmotique de l'eau du sol augmentant avec sa concentration en sels dissous, la plante consacre alors l'essentiel de son énergie non pas à se développer, mais à ajuster la concentration en sel de son tissu végétale de manière à pouvoir extraire du sol l'eau qui lui est nécessaire. **Soulié M. et al., en 1991**, ont établis une échelle de qualité des eaux d'irrigation en fonction de leur salinité évaluée par leur conductivité électrique (Tableau IV.4).

Tableau IV.3 : concentrations maximales en éléments traces recommandées pour les eaux d'irrigation (Pettygrove G.S., Asano T., 1985 [5]).

Élément (symbole)	Eau utilisée en permanence Tous types de sols (mg/L)	Utilisation allant jusqu'à 20 ans sur des sols à texture fine ayant un pH de 6 à 8,5 (mg/L)
Aluminium (Al)	5,0	20,0
Arsenic (As)	0,1	2,0
Beryllium (Be)	0,1	0,5
Bore (B)	1	2,0
Cadmium (Cd)	0,01	0,05
Chrome (Cr)	0,1	1,0
Cobalt (Co)	0,05	5,0
Cuivre (Cu)	0,2	5,0
Fluorure (F)	1,0	15,0
Fer (Fe)	5,0	20,0
Plomb (Pb)	5,0	10,0
Lithium (Li) ⁽¹⁾	2,5	2,5
Manganese (Mn)	0,2	10,0
Molybdène (Mo)	0,01	0,05 ⁽²⁾
Nickel (Ni)	0,2	2,0
Sélénium (Se)	0,02	0,02
Vanadium (V)	0,2	1,0
Zinc (Zn)	2	10,0

Ces niveaux ne doivent normalement endommager ni les plantes, ni les sols. On ne dispose d'aucune donnée concernant le mercure (Hg), l'argent (Ag), l'étain (Sn), le titane (Ti) et le tungstène (W).

- (1) La concentration maximale recommandée pour l'irrigation des agrumes est de 0,075 mg/L.
- (2) Uniquement pour des sols acides à texture fine ou des sols acide à teneur relativement élevée en oxyde de fer.

La tolérance de quelques plantes vis-à-vis de la salinité des eaux d'irrigation est reportée au Tableau IV.4.

Tableau IV.4 : classe de qualité de salure des eaux d'irrigation (Soulié M. et al., 1991 [6]).

Qualité de l'eau	Conductivité de l'eau (mmhos/cm)	Sels solubles correspondants estimés en NaCl (mg/L)
I. Excellente	< 0,25	< 160
II. Faibles salinité	0,25 – 0,75	160 – 500
III. Fortes salinité	0,75 – 2,25	500 – 1500
IV. Très fortes salinités	2,25 - 5	1500 – 3600

Tableau IV.5 : Rendement de quelques cultures en fonction de la salinité de l'eau d'arrosage (exprimée en $\mu\text{S}/\text{m}$) adapté de (Soulie M. et al., 1991 [6]).

Rendement					
Culture	100 %	90 %	75 %	50 %	0 %
Orge	5,3	6,7	8,7	12	19
Blé	4,0	4,9	6,3	8,7	13
Maïs	1,1	1,7	2,5	3,9	6,7
Sorgho	4,5	5,0	5,6	6,7	8,7
Betterave sucrière	4,7	5,8	7,5	10	16
Tomate	1,7	2,3	3,4	5,0	8,4
Concombre	1,7	2,2	2,9	4,2	6,8
Choux	1,2	1,9	2,9	4,6	8,1
Pomme de terre	1,1	1,7	2,5	3,9	6,7
Oignon	0,8	1,2	1,8	2,9	5,0
Luzerne	1,3	2,2	3,6	5,9	10
Féтуque	2,6	3,6	5,2	7,8	13

Ces données sont uniquement indicatives. Les tolérances absolues varient en fonction du climat, des conditions du sol et des pratiques culturales.

En dessous de $700 \mu\text{S}/\text{cm}$, il n'y a pratiquement pas de culture dont le rendement soit affecté par la salinité ; entre 700 et $3000 \mu\text{S}/\text{cm}$, le maintien des rendements est encore possible avec des façons culturales adéquates. Pour les eaux usées épurées par les lagunes de Beni Messous, la salinité n'excède qu'exceptionnellement $1000 \mu\text{S}/\text{cm}$, elle ne constitue pas un obstacle à l'exploitation agricole.

Quand une tendance à l'enrichissement en sels de la solution du sol menace les rendements culturaux, elle doit être compensée par des irrigations supérieures aux besoins en eau de la culture pour entraîner la solution du sol excessivement enrichie en ions en dessous de la zone racinaire. Bien entendu, le projet de réutilisation doit se soucier de l'évacuation de l'eau de lessivage. Si la perméabilité du sol n'est pas suffisante, un drainage doit être prévu.

Le choix du mode d'irrigation doit tenir compte de la salinité de l'eau d'arrosage. L'irrigation à la raie est déconseillée ; au contraire, l'irrigation par submersion ou l'irrigation localisée donnent de bons résultats.

Chlore et sodium

Les chlorures et le sodium peuvent également poser problème, notamment en bord de mer, quand les réseaux d'égout drainent des eaux phréatiques saumâtres (Tableau IV.6).

Tableau IV.6 : concentration en Na et Cl de l'eau d'aspersion provoquant des brûleurs des feuilles ^(a) (Rodier C., Brissaud F., 1989 [7]).

Concentration en Na et Cl (meq/L ^(b)) à partir desquelles on observe des brûleurs des feuilles ^(c)			
moins de 5	5 - 10	10 – 20	plus de 20
Amandier	Raisin	Orge	Choux fleur
Abricotier	Pomme de terre	Blé	Betterave sucrière
Agrumes	Tomate	Concombre	Tournesol
Prunier	Gazons de golf	Sorgho	

(a) Susceptibilité basée sur l'absorption directe des sels par les feuilles

(b) La concentration de Na ou Cl en meq/L peut être calculée en multipliant les mg/L par le poids moléculaire de Na (23) ou Cl (35,5).

(c) Le dommage causé aux feuilles est influencé par les conditions environnementales et de culture.

Certaines cultures comme les agrumes, les noyer, l'avocatier et le haricot, les groseilliers, les fraisiers et, d'une manière générale, les fruits à pépins et à noyaux sont sensibles à des concentrations relativement faibles en Na.

La plus part des arbres et autres plantes ligneuses pérennes sont sensibles au Chlore à faibles dose, alors que la plupart des cultures annuelles le sont moins. Les cultures très sensibles peuvent être affectées par des teneurs en Chlore de la solution du sol à partir de 1 meq/L.

Les effluents toxiques apparaissent beaucoup plus facilement quand les sels sont apportés directement sur les feuilles lors de l'irrigation par aspersion. C'est particulièrement vrai pour le Cl et le Na. Quelques valeurs de tolérances au chlorure et au sodium sont données au Tableau IV.5. Les risques sont moindres avec des irrigations nocturnes.

Quand les eaux réutilisées ont été chlorée et que le résiduel en chlore est trop élevé au moment de l'irrigation, les cultures peuvent souffrir si elles sont arrosées par aspersion. Mais le chlore résiduel libre (HOCl, OCl⁻, Cl₂) est très réactif et instable dans l'eau ; il suffit alors de stocker l'eau quelques heures dans un réservoir ouvert pour l'éliminer. Une teneur en chlore résiduel inférieure à 1 mg/L est sans danger pour le feuillage, mais une concentration supérieure à 5 mg/L serait hautement dommageable. La plus part des projets d'irrigation ne devraient pas en rencontrer ce problème s'ils utilisent un réservoir de stockage intermédiaire ; mais il est important de redoubler de précaution si ce réservoir est court-circuité et que l'effluent est utilisé directement.

Le bore

Dans les eaux usées, le bore provient des lessives et des rejets industriels. A des concentrations très faibles, le bore est indispensable à la croissance des végétaux, ces besoins sont toujours largement couverts par les eaux usées ; mais lorsque sa concentration excède 1 mg/L, il peut être toxique pour les plantes les plus sensibles (Tableau IV.7).

Tableau IV.7 : Concentrations maximales en Bore dans l'eau d'arrosage basées sur l'apparition de symptômes de toxicité lors de culture sur sable [8].

Sensible 0,3 – 1 mg de B/L	Tolérance moyenne 1 – 2 mg de B/L	Tolérant 2- 4 mg de B/L
Agrumes	Poivron	Carotte
Avocatier	Avoine	Laitue
Abricotier	Petit pois	Choux
Pêcher	Maïs	Navet
Cerisier	Orge	Oignon
Figuier	Blé	Luzerne
Raisin	Radis	Betterave
Pommier	Tomate	Asperge
Prunier	Tournesol	
Artichaut		

Sodisation

L'accumulation de sodium (sodisation) sur le complexe adsorbant des sols peut dégrader les propriétés physiques des sols.

Leur capacité de drainage, donc leur perméabilité, conditionne la conductivité des terres irriguées. Un excès de sodium par rapport aux alcalino-terreux (calcium, magnésium...) dans le complexe adsorbant provoque une défloculation des argiles, une déstructuration de sol qui se traduit par une réduction de la perméabilité et de la porosité des couches superficielles du sol. L'eau d'irrigation stagne alors à la surface du sol et ne parvient plus jusqu'aux racines. D'autre part, à proportion égales de sodium et alcalino-terreux dans la solution, la tendance à la sodisation du sol est d'autant plus forte que la concentration en cations totaux dans la solution est plus élevée. Ainsi, les risques de sodisation relatifs à une eau d'irrigation sont caractérisés par deux paramètres : le SAR (Sodium Adsorption Ratio), qui rend compte du rapport entre les concentrations en sodium et en alcalino-terreux et la conductivité de l'eau appliquée.

Le SAR défini comme égale à :

$$SAR = Na^+ / \sqrt{(Mg^{2+} + Ca^{2+}) / 2} \dots\dots\dots[8]$$

(Na⁺, Mg²⁺ et Ca²⁺ étant exprimés en meq/L) peut être ajusté pour mieux tenir compte du calcium susceptible de demeurer sur le sol après une irrigation.

1.2. Stockage

Le stockage que comporte toute installation de réutilisation d'eaux usées a des dimensions très différentes selon les objectifs poursuivis.

S'il s'agit seulement d'une réserve de régulation destinée à mettre la demande d'eau d'irrigation à l'abri des variations journalières de flux de sortie de la station d'épuration, son volume sera l'équivalent de 24 à 72 heures de consommation. Le volume stocké pourra être plus important s'il doit faire face aux risques d'interruption de l'appauvrissement en eau épurée ou aux pannes des systèmes de traitement. Dans les régions véritablement déficitaires en ressources en eau, le stockage est intersaisonnier ; il emmagasine l'eau inutilisée en période hivernale, qui sera utilisée

durant l'été. Le volume de stockage est alors l'équivalent de plusieurs mois de consommation.

On distingue deux types de stockage intersaisonnier : (i) la recharge de nappe, (ii) les réservoirs de stabilisations. Le choix entre ces deux procédés dépend naturellement du contexte hydrogéologique. La recharge de nappe exige une nappe phréatique suffisamment perméable, qui ne soit pas déjà exploitée pour la production d'eau potable dans la zone intéressée par la recharge, et des sites propices à l'infiltration. Un contexte hydrogéologique favorable n'est pas si courant. Au contraire, l'installation d'un réservoir de stabilisation est moins contraignante ; elle exige essentiellement qu'un terrain soit disponible.

1.2.1. Recharge de nappe aquifère

Il y a deux manières de recharger des nappes aquifères : l'injection directe et les techniques de surfaces.

L'injection directe consiste à introduire l'eau, après qu'elle ait subi un haut degré de traitement, directement dans l'aquifère par le moyen d'un forage. Ce procédé est très coûteux, particulièrement quand il s'agit d'eaux usées.

Les techniques de surfaces, l'infiltration, percolation et l'épandage, sont par contre beaucoup plus accessibles. Ces techniques utilisent les capacités épuratrices des sols en place. Elles combinent épuration complémentaire et recharge des nappes. Elles rendent possible l'utilisation d'eaux de qualité variée. Les épaisseurs de zone non saturée et les transits dans la nappe permettent d'obtenir, par pompage, une eau propre à des irrigations non restrictives.

Il faut souligner que le succès d'une opération de recharge de nappe dépend beaucoup de la qualité des études hydrogéologiques et pédologiques préalables.

1.2.2. Lagunes de stabilisation

Le stockage de longues durées dans des bassins constitue un véritable traitement complémentaire. Le stockage permet en effet la diminution de la demande en oxygène, des teneurs en MES, en métaux lourds, en azote et en microorganismes. Ces diminutions sont très variables selon la qualité de l'eau d'entrée, la conception de lagune – en particulier sa profondeur –, les conditions climatiques, le temps de séjour moyen de l'eau dans le bassin et le mode de gestion de celui-ci.

Les très nombreuses lagunes intersaisonniers sont profondes de 5,5 à 15 m pour limiter les pertes par évaporation et la surface occupée. Ces lagunes, appelées lagunes de stabilisation, dans lesquels la charge organique appliquée ne doit pas excéder les 30 à 40 kg de DBO par hectare et par an, fonctionnent un peu à la manière de lagunage facultatifs. La partie supérieure de la masse d'eau est aérobie ; la partie inférieure est anaérobie. Une partie de l'azote est éliminée, soit par stripping de l'azote ammoniacal, soit par nitrification et dénitrification. Une fraction de phosphore entré dans la lagune se trouve accumulée dans les sédiments. Les bactéries sont éliminées dans la tranche d'eau supérieure, sous l'effet de la lumière et des pH élevés. L'efficacité de l'épuration, particulièrement l'élimination des coliformes fécaux et des bactériophages, diffère selon que le stockage est alimenté continuellement – au rythme des débits produits par une station d'épuration –, ou qu'il est rempli dans un délai de quelques jours à quelques semaines puis isolé. Dans ce deuxième cas l'efficacité de l'épuration est considérablement accrue (**Juanico, 1996 [9]**). La figure 1 présente le schéma général des filières de traitement préconisées pour différentes classes de qualité d'eaux usées A, B, C, en vue de la réutilisation [4].

1.3. Irrigation

Les besoins en eau d'irrigation, I_r , sont déduits de la relation suivante :

$$I_r = ET - P + R + I + P_e$$

Avec ET, l'évapotranspiration, P, la pluie, R, les pertes par ruissellement, I, les pertes par percolation et Pe les pertes dans le système de distribution.

Les besoins dépendent de la culture pratiquée, du climat – soit de l'évapotranspiration et la pluviométrie-, de la nature de sol, de mode d'irrigation et des dispositifs d'alimentation du périmètre et de répartition dans la parcelle irriguée. Ces besoins sont donc très variables et leur évaluation dans le cadre d'un projet mérite une analyse particulière.

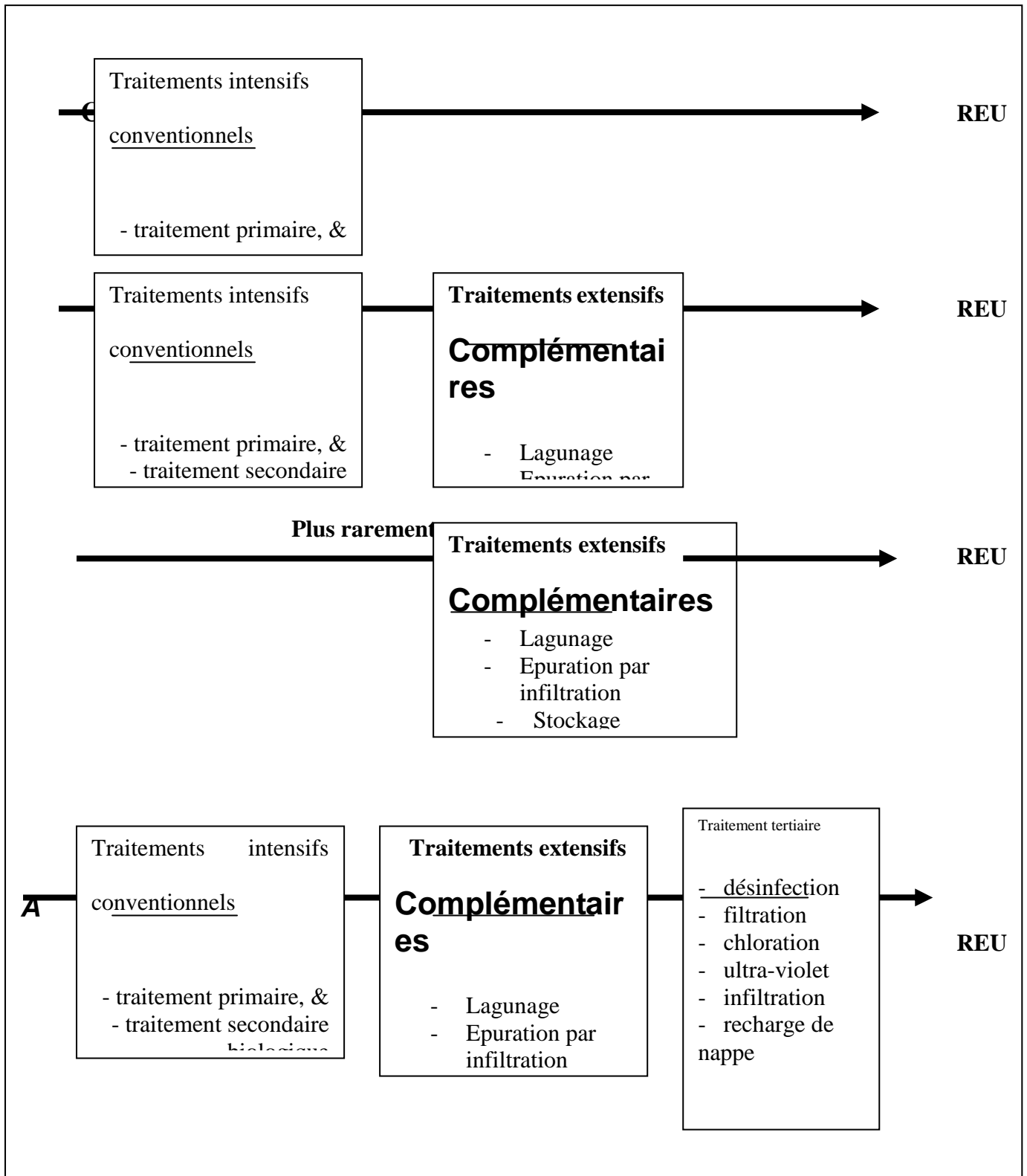


Figure IV.1 : Schéma général des filières de traitement préconisées pour différentes classes de qualité d'eaux usées A, B, C, en vue de la réutilisation [4].

2. Elaboration des projets de réutilisation des eaux usées

2.1. les différentes étapes d'un projet de réutilisation des eaux usées

Faire un projet de réutilisation d'eaux usées est souvent une démarche longue et délicate. Il s'agit, en effet, d'inscrire dans des paysages péri-urbains, encombrés et souvent très convoités, une idée sophistiquée. Dans un environnement de contraintes sanitaires, techniques et sociales, cette idée, ou, plus exactement, son application doit faire la preuve de sa rationalité économique, dans un champ de concurrence d'autant plus serrée que les ressources en eau sont moins rares. La structure générale des études de projet fait l'objet d'une sorte de méthodologie internationale.

Dans le cas le plus général, une étude de projet peut être décomposée en trois étapes : une **étude d'opportunité**, une **étude de faisabilité** et une **étude de faisabilité détaillée**. La structure de chacune de ces étapes est globalement la même, cette étude est décrite sommairement sur la Figure IV.2.

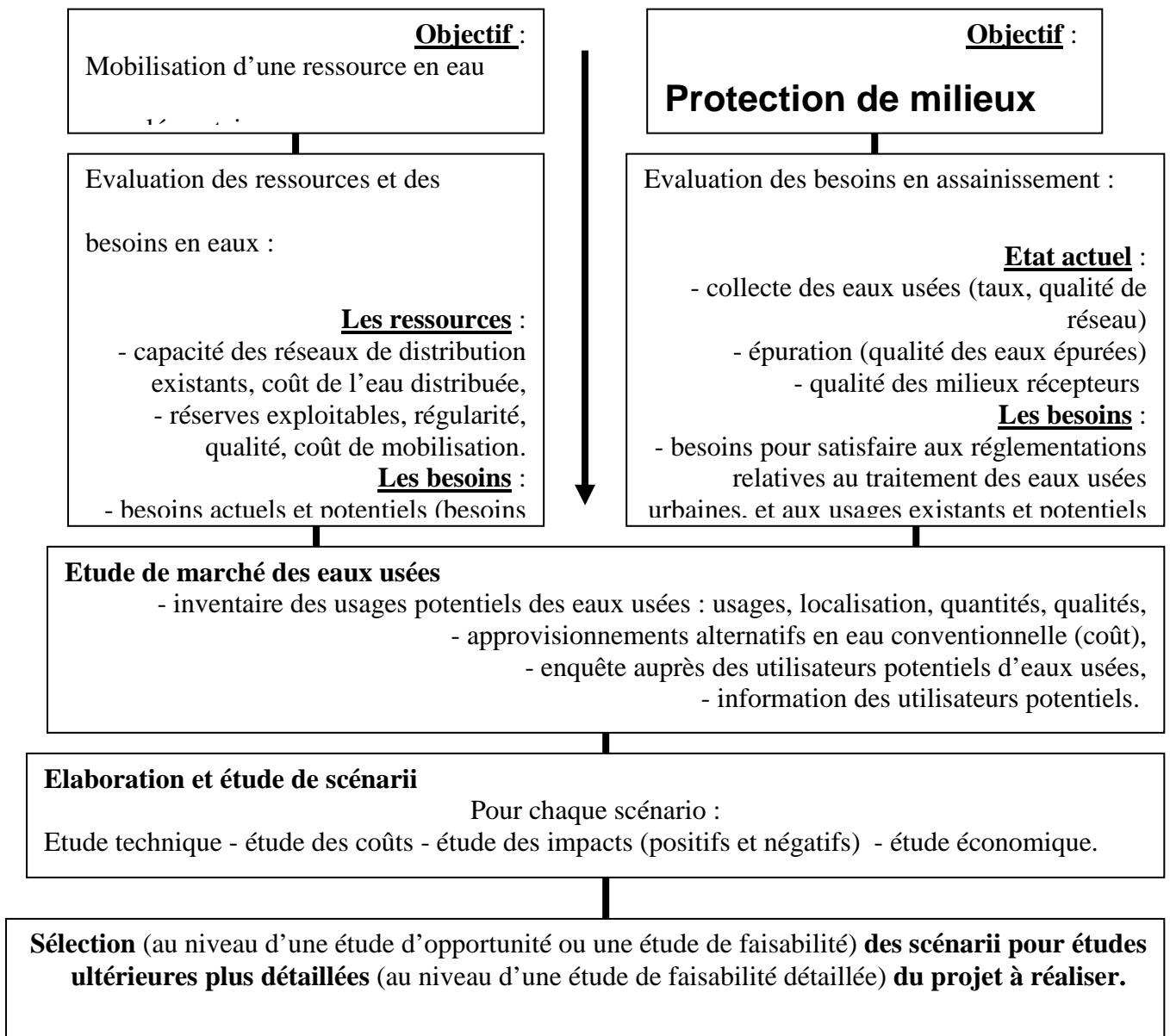


Figure IV.2 : plan d'une étude de projet pour la réutilisation d'eaux usées.

2.1.1. L'étude d'opportunité : est légère mais elle est essentielle. Elle est destinée à montrer, à partir des données immédiatement disponibles, si l'application du concept de réutilisation des eaux usées dans le contexte considéré a des chances d'aboutir à des programmes acceptables d'un point de vue économique. Cette première phase permet au maître d'ouvrage de décider de l'opportunité d'engager les dépenses nécessaires à une étude plus importante.

2.1.2. L'étude de faisabilité : reprend, avec plus de détails les scénarii ébauchés dans l'étude d'opportunité et de nouveaux scénarii émergés de la dernière étude de marché. Les scénarii sont comparés, au moyen de l'analyse économique, avec le(s) scénario(s) sans réutilisation, afin de vérifier le bien fondé de cette dernière. Puis, ils sont comparés entre eux de manière à identifier les meilleurs. Ceux ci constituent une sélection restreinte qui fait l'objet d'une **étude de faisabilité détaillée**.

2.1.3. L'étude de faisabilité détaillée : reprend la trame de l'étape précédente, en approfondissant les rubriques insuffisamment analysées, et aboutit au choix de scénario de réutilisation. L'étude se termine par une analyse financière et l'élaboration des plans d'exécution.

Ce schéma de trois étapes est une bonne manière de doser les investissements d'étude dans un contexte où la justification de la réutilisation des eaux usées n'est pas évidente.

Il faut toujours bien garder à l'esprit que la réutilisation des eaux usées a deux aspects complémentaires : la mobilisation d'un complément de ressource en eau, et une opération d'assainissement. Réutiliser les eaux résiduaires, c'est modifier leur cours. Au lieu d'être déversées dans un milieu récepteur ordinaire, rivière, lac, étang ou rivage, qu'elles polluent plus ou moins gravement, elles sont dérivées, après un traitement approprié, vers des usages qui sont le moyen ou l'occasion d'une élimination plus inoffensive de leur charge polluante résiduelle. Ces usages sont, le plus souvent, agricoles. La réutilisation des eaux usées épurées n'est pas assez exploitée comme pratique d'assainissement et de sauvegarde de la qualité sanitaire et écologique des milieux récepteurs ordinaires. Les exigences croissantes relatives à la qualité microbiologique des milieux récepteurs sensibles devraient être l'occasion de montrer qu'il y a souvent avantage à trouver d'autres destins des eaux usées que leur rejet dans ces milieux récepteurs.

Chacun des deux aspects de la réutilisation a un poids relatif variable avec le contexte local et régional. Mais ils doivent être tous deux soigneusement pris en compte dans l'élaboration d'un projet ou d'une politique de réutilisation des eaux usées.

2.2. Evaluation des ressources et de besoins en eaux

Il y a deux manières, alternatives ou complémentaires, d'intégrer la réutilisation des eaux usées épurées dans la gestion des ressources en eau. La première consiste à affecter les eaux épurées à des usages nouveaux ou non encore satisfaits (l'extension d'un périmètre d'irrigation, la création d'espaces verts,...) ; la seconde à remplacer, pour certains usages, les eaux de première main par les eaux épurées afin d'économiser la ressource d'eau de bonne qualité ou de satisfaire de nouveaux besoins. Dans les deux cas, la suite donnée à un projet de réutilisation dépend toujours d'un calcul économique qui met en balance le coût de l'utilisation de l'eau recyclée avec celui de la mobilisation des ressources en eau conventionnelles. L'inventaire des ressources en eau est donc le commencement de l'élaboration d'un projet de réutilisation d'eaux usées.

2.2.1. Ressources en eau

Ce sont :

- Les réseaux de distribution en place. Les compagnies ou les administrations qui les gèrent connaissent les débits disponibles, les risques de défaillance de l'approvisionnement et la qualité de l'eau – aussi bien physico-chimique que bactériologique. Cette eau a un prix, fixé par l'administration ou la compagnie. Ce prix peut être négociable.

- Les réserves en eaux superficielles ou souterraines pas ou partiellement exploitées.

L'évaluation de ces ressources doit s'attacher aux points suivants :

- La régularité des débits disponibles,
- La qualité des eaux, qualité physico-chimique et, le cas échéant, microbiologique,
- Le coût de mobilisation de ces ressources.

Celui-ci doit faire intervenir les coûts de captage, de régularisation, de transport (conduits ou canaux), de stockage, des traitements éventuels, les frais de fonctionnement et d'entretien. Les régimes de subvention applicables à la mobilisation des ressources en eau sont pris en compte.

L'aire géographique de prospection n'est limitée que par la compétitivité des coûts de l'eau.

2.2.2. Besoins en eau

Les principaux besoins en eau sont celle des agglomérations, de l'industrie et de l'agriculture. L'élaboration d'un projet ou d'un plan de réutilisation d'eaux usées est l'occasion de faire le bilan de ces besoins et de leur évolution probable.

Les besoins des agglomérations

Les besoins en eau potable doivent être distingués de ceux correspondants à d'autres activités : le nettoyage des rues, l'arrosage des espaces verts et les retenues d'eau à usage récréatifs.

Les éléments suivants doivent être pris en compte dans l'évaluation des besoins en **eau potable** :

- la consommation par habitant et ses variations prévisibles,
- les prévisions d'expansion démographique,
- les usages non domestiques,
- le rendement de réseaux d'adduction.

Les autres **besoins des agglomérations** n'exigent pas de l'eau potable, ils peuvent être satisfaits par des eaux superficielles non traitées ou par des eaux usées épurées.

L'estimation des besoins suppose un chiffrage de l'étendue des espaces verts et des données ou des prévisions relatives à leur mode de végétalisation. L'usage d'eau recyclée implique un réseau d'adduction spécialisé.

Les besoins de l'industrie

Certains besoins en eau industrielle peuvent être satisfaits avec des eaux épurées : les besoins en eau de refroidissement ou de lavage, par exemple. La qualité exigible de l'eau épurée dépend de procédé industriel mais aussi du milieu qui reçoit cette eau après son usage dans l'industrie.

Les besoins de l'agriculture

Les besoins en eau de l'agriculture constituent un marché essentiel pour les eaux usées. L'évaluation prospective de ces besoins doit être faite avec suffisamment de prudence.

Il import d'abord de connaître les besoins en eau d'irrigation à la date de l'enquête et la manière dont ils sont satisfaits : eaux de surface, nappe, réseau d'adduction,..., les taux de défaillance de ces alimentations pour raisons climatique et la nature des cultures irriguées. Ensuite vient la partie prospective : si une nouvelle ressource en eau est proposée à l'agriculture, à quoi peut-elle être employée ? La réponse est facile à donner quand pénurie est manifeste. Il n'en va pas de même dans le cas contraire.

2.3. L'analyse diagnostic de l'assainissement dans la zone concerné

Cette partie recoupe le contenu d'une étude d'un schéma directeur d'assainissement.

2.3.1. L'état de l'assainissement

L'évaluation de l'état de l'assainissement constitue un diagnostic préalable à l'évaluation des besoins en assainissement. Elle permet aussi de déterminer la ressource en eau usée.

On détermine le taux de collecte des eaux usées, les fluctuations saisonnières de population, les débits provenant des activités industrielles et la nature de ces activités. Les débits disponibles à la sortie des stations d'épuration font normalement l'objet de mesures.

Les eaux pluviales pourraient être utilisées à condition d'être stockées. En effet, les principales caractéristiques de cette ressource est son irrégularité. Elle n'est véritablement utilisable que si elle est régularisée par un stockage intersaisonnier. Les conditions de ce stockage doivent être soigneusement examinées, en fonction de la qualité des eaux stockées.

Un cas particulier fréquent en bordure de cote plate est celui des réseaux d'assainissement baignant dans des nappes phréatiques envahies par les eaux salées. Les défauts d'étanchéité des réseaux sont souvent aggravés, dans les zones touristiques, par les longs temps de séjours des effluents en basse saison. Les eaux usées sont alors contaminées par l'eau saumâtre et voient leur concentration en NaCl sensiblement augmentées. Leur réutilisation peut être compromise.

La présence d'effluents industriels peut accroître la minéralisation ou apporter des concentrations en éléments traces susceptibles de compromettre ou de restreindre les usages agricoles des effluents. On pensera particulièrement au bore, au cadmium, au cuivre, au molybdène, au nickel et au zinc.

2.3.2. les besoins en assainissement

Il convient d'évaluer les besoins en assainissement non satisfaits, afin de déterminer comment la réutilisation des eaux usées peut s'insérer dans une politique d'amélioration de la qualité des milieux récepteurs.

Dans certaines zones, une fraction seulement de la population est raccordée au réseau. D'autre part, les stations d'épuration éliminent seulement une partie de la pollution qu'elles reçoivent. La fraction épurée est fonction du procédé de traitement et du dimensionnement de la station. La fraction non épurée est rejetée dans le milieu récepteur (cas des lagunes de Beni Messous). Ce rejet est de nature à altérer les caractéristiques naturelles du milieu récepteur est à compromettre les usages de l'eau en aval du point de rejet.

Les préoccupations croissantes relatives à la sauvegarde de l'environnement devraient aboutir à exiger des niveaux d'épuration sensiblement supérieurs à ceux fourni par beaucoup de stations d'épuration. Cela est vrai, en particulier, partout où les milieux récepteurs sont sensibles : portions de rivière et lacs menacés d'eutrophisation, zones

de baignade, zones conchylicoles. Dans les deux derniers cas, une décontamination des effluents avant leur rejet peut être nécessaire. Le coût des traitements est appelé à augmenter. Si bien que l'alternative qui consiste à ne pas rejeter les eaux usées, mais à les réutiliser peut devenir attractive, y compris dans les contextes où il n'y a pas pénurie d'eau.

L'élaboration d'un plan de réutilisation d'eaux usées est l'occasion d'évaluer, avec les administrations compétentes, l'impact de l'assainissement sur le milieu récepteur et de chiffrer le coût de mesures à prendre pour satisfaire aux différentes normes relatives aux rejets des eaux usées et à la qualité des milieux récepteurs.

2.4. L'étude de marché des eaux usées :

2.4.1. Base de l'élaboration de scénarii

L'étude de marché des eaux usées sert, pour le moins, à mettre en évidence les contraintes liées à l'exploitation des eaux usées. Elle consiste, pour le plus, à faire l'inventaire détaillé des usages possibles des eaux réutilisables et des contraintes respectives afférentes. Elle constitue l'indispensable base de l'élaboration des scénarii. Elle est composée des éléments énumérés ci-après :

- **Inventaire des réutilisations existantes**, ce qui permet de situer des contextes comparable au cas étudié.
- **Inventaire des usages potentiels d'eaux usées**, cet inventaire résulte de l'identification, parmi les besoins en eau, de ceux qui peuvent être satisfaits par des eaux usées traitées : irrigations des terres agricoles, des espaces verts, usages industriels, usages municipaux, ..., usages auxquels il faut ajouter des opérations plus spécifiques, comme les recharges de nappes ou l'aquaculture, par exemple. Ces usages potentiels sont localisés, les usagers identifiés et les volumes utilisables évalués. Les contraintes relatives à ces usages sont relevées :
 - les contraintes de qualité physico-chimique spécifique de chaque usage,
 - les contraintes de qualité microbiologiques, fonction de l'usage et de mode d'utilisation de l'eau,
 - les autres contraintes, réglementaires ou non, relatives à la protection de l'environnement : règles relatives à l'émission d'aérosols (distance par rapport aux habitations et aux lieux fréquentés par le public, restriction à des irrigations nocturnes, ...), aux ruissellements ; règles relatives à la protection des eaux souterraines, en particulier pour ce qui concerne les teneurs en nitrates,
 - le traitement des eaux usées qui permettent d'atteindre les niveaux de qualité requis, aussi bien par la réglementation que par les usagers, sont identifiés.
- **Approvisionnement alternatifs en eau douce**, cette partie essentielle pour les analyses économiques ultérieures, consiste à estimer les coûts correspondants à la satisfaction par les eaux douces (de première main) des besoins précédemment identifiés. Ces estimations relient le marché des eaux usées au marché de l'eau en général, elles permettent, entre autres données, de décider s'il est préférable ou s'il est seulement possible, d'un point de vue économique, d'approvisionner ces usages par de l'eau réutilisées.
- **Enquête auprès des usagers potentiels d'eau usée**, au stade de l'étude de faisabilité ou de faisabilité détaillée, l'étude de marché comporte une enquête auprès des utilisateurs potentiels. Les informations suivantes sont collectées :
 - Les usages spécifiques envisagés pour les eaux usées,

- La nature des usagers (administration, entreprises publiques ou privées, municipalité, coopératives, particulier,...),
- Estimation des besoins actuels et futurs, évaluations critiques de ces estimations,
- Qualité requise pour ces usages,
- Modification des infrastructures existantes pour les adapter aux eaux usées et aux dispositions réglementaires correspondantes, coûts de ces modifications,
- Participation de l'utilisateur à ces coûts, modification des coûts de fonctionnement,
- Délai d'amortissement souhaité, économie désirée sur le coût de l'eau,
- Risques de modification de l'occupation des sols,
- Disposition des usagers à utiliser les eaux usées traitées, dans l'immédiat et dans un avenir plus lointain.
- **information des usagers potentiels**, dans la phase des études de faisabilité, les usagers potentiels doivent être suffisamment informés des contraintes relatives à l'usage des eaux usées recyclées, de la qualité de l'eau qui leur sera fournie, de la fiabilité de la ressource, et des modifications éventuelles des coûts, des tarifs ou redevances liés à l'approvisionnement en eau.

2.6. Etude des scénarii

A partir des données de l'étude de marché des eaux usées et des évaluations des ressources en eau de l'assainissement, des scénarii sont élaborés. Chaque scénario fait l'objet d'une analyse plus ou moins poussée selon qu'il s'agit d'une étude d'opportunité, de faisabilité ou de faisabilité détaillée. L'organisation de cette analyse est la suivante :

- étude technique,
- étude de coût,
- étude d'impact,
- analyse économique.

2.5.1. Consistance des scénarii

Les meilleurs scénarii, du point de vue économique, sont généralement ceux qui servent à la fois deux objectifs : la mobilisation de la ressource « eau usée épurée » pour économiser l'eau conventionnelle, d'une part, et l'amélioration de l'assainissement et de la qualité de milieux récepteurs, d'autre part. Ce postulat se vérifie d'autant mieux que l'analyse économique sait prendre en compte les impacts de l'assainissement sur la qualité de l'environnement.

Les scénarii sont bâtis autour des principaux types de réutilisation : irrigations des périmètres agricoles, recharge de nappe, arrosage d'espaces verts, usage municipaux..., plusieurs types d'usage peuvent entrer dans un même scénario. Par exemple, la recharge de nappe complète de manière cohérente des usages agricoles saisonniers. Différents usages associés aux différents niveaux de traitement des eaux usées (décantation, traitement secondaire, désinfection) constituent la trame d'une diversification des scénarios.

2.5.2. Etude technique

Les scénarii font l'objet d'un avant-projet sommaire (APS) complet, avec :

- les études préalables nécessaires géotechniques, hydrogéologiques, pédologiques,
- le dimensionnement des ouvrages,
- l'élaboration de toutes les informations nécessaires à une évaluation pertinente des coûts.

2.5.3. Etude de coûts

Elle consiste à évaluer les coûts d'équipement et de fonctionnement, à partir des éléments fournis par l'étude technique. Elle est assortie d'une estimation des incertitudes propres à ces chiffres.

2.5.4. Etude d'impact

Dans le cadre d'une étude de faisabilité, une étude d'impact doit aller au-delà du respect des termes de références imposés par la réglementation. Elle doit aussi produire les éléments chiffrés qui permettent d'intégrer l'impact du scénario de réutilisation dans son analyse économique.

On distingue les impacts positifs, relatifs à l'amélioration des qualités des milieux qui recevaient les eaux usées avant la réutilisation, et les impacts négatifs sur les nouveaux milieux récepteurs mis en jeux par la réutilisation.

Impacts positifs

Les impacts positifs de la réutilisation sur l'environnement sont évalués dans la perspective de l'analyse économique. L'expression qualitative des avantages liés à l'amélioration de la qualité des milieux récepteurs (d'avant la réutilisation) est relativement aisés. C'est l'énumération des usages et des jouissances qui sont rétabli du fait du détournement du rejet des eaux usées : production de l'eau potable, baignade, promenade, pêche, etc. Mais il est difficile de traduire ces avantages en termes économiques. Une autre approche consiste à évaluer l'amélioration des milieux récepteurs à travers le coût des traitements et des travaux qui auraient permis de satisfaire aux normes relatives aux usages rétablis du fait de la réutilisation.

Impacts négatifs

Les impacts négatifs doivent être évalués. Si des ressources en eau sont susceptibles d'être polluées, le coût de leur réhabilitation, si elle est nécessaire, ou celui de la mobilisation des ressources de remplacement, doivent être estimés.

Les principaux impacts négatifs concernent la contamination des nappes d'eau souterraine par les nitrates, les pathogènes et les micropolluants.

La contamination par les nitrates est rarement évitée (elle accompagne systématiquement l'irrigation, quelle que soit la provenance de l'eau) ; elle est d'importance variable avec la quantité et la qualité des eaux appliquées, leur mode d'application, les assolements,...etc. elle ne compromet pas nécessairement les autres usages de la nappe. L'augmentation des concentrations en nitrates dans la nappe est évaluée par des outils appropriés.

Les pathogènes sont généralement bien filtrés par le sol. Les risques correspondants et leurs conséquences éventuelles, c'est-à-dire les usages de la nappe compromis, doivent être évalués.

Les risques liés aux ruissellements sont contrôlés, soit à la parcelle (fossé de colature), soit par un stockage.

2.5.5. Analyse économique

A chaque scénario s'attachent, d'une part, des coûts (**C**), liés au traitement, à l'acheminement, au stockage, et à la distribution de l'eau épurée, et d'autre part, des avantages (**A**). Ceux-ci sont constituées par les bénéfices directs (**Bd**) de la réutilisation d'une part, et par les impacts (**I**) de la réutilisation d'autre part. la différence entre les coûts et les avantages est appelée bénéfices net (**Bn**), (Figure IV.3) :

$$(\mathbf{Bn}) = (\mathbf{Bd}) + (\mathbf{I}) - (\mathbf{C})$$

les coûts (**C**) incluent les investissements, le fonctionnement et la maintenance des équipements. Ils prennent aussi en compte les frais de la formation des utilisateurs, d'information du public, les frais d'encadrement, de suivi et de contrôle.

Les bénéfices directs, **(Bd)**, sont mesurés par la valeur de l'eau déterminée par référence au coût de l'eau conventionnelle, exprimé :

- en terme de coût marginal (coût d'exploitation et d'entretien des installations existantes), là où l'eau est abondante,
- par son coût marginal à long terme (coût de l'eau qui proviendra de nouvelles ressources),
- par son coût additionnel moyen (correspondant spécifiquement aux dépenses de nouveaux projets), dans les situations où l'eau est rare.

La valeur de l'eau peut aussi être exprimée par son prix de vente, quand il existe un marché de l'eau.

Cependant, la valeur de l'eau peut conduire à surévaluer les bénéfices directs d'une réutilisation. C'est le cas, par exemple, quand l'eau usée sert à la création d'une ceinture verte qui n'aurait pas été envisagée en d'autres circonstances. Le bénéfice peut être alors affecté d'une correction représentant l'intérêt porté par la population à cette réalisation.

L'impact **(I)** se décompose en impacts positifs **(I')** et en impacts négatifs **(I'')** tels que définis au paragraphe précédent.

Chaque terme de second membre de l'équation précédente est calculé et actualisé, c'est-à-dire que les flux de coûts et d'avantage ou de bénéfices sont escomptés à une même année de référence, en général celle du commencement du projet. Le bénéfice net **(Bn)** est alors calculé.

Les bénéfices nets de chaque scénario sont comparés à ceux correspondant à la satisfaction des mêmes besoins par des eaux de première main (scénario sans réutilisation), puis comparés entre eux. Le meilleur scénario est, théoriquement, celui qui maximise le rapport bénéfice net / coût, **(Bn)/(C)**, et les bénéfices nets. Mais d'autres facteurs doivent être pris en compte :

- les impacts non quantifiables,
- l'insertion de la réutilisation des eaux usées dans l'économie locale ou régionale et dans le schéma d'aménagement du territoire, dont l'aménagement des eaux n'est qu'une composante,
- la rentabilisation des infrastructures existantes,
- les incertitudes qui s'attachent à la demande d'eau et aux différents termes qui entrent dans le calcul des coûts et des avantages,
- des considérations d'ordre social et politique : capacité à régler les problèmes d'assainissement sur le territoire de sa propre commune ou celui de district urbain ou, au contraire, nécessité d'utiliser le territoire des collectivités voisines, mis en jeu de zones naturelles protégées ou susceptibles de l'être ou encore de paysages importants pour l'activité touristique présente ou potentielle, degré de contrainte de point de vue de l'aménagement de l'espace (possibilité de l'extension de l'urbanisation).

Une autre façon de présenter les choses, en particulier quand la réutilisation constitue l'essence d'un scénario d'assainissement en compétition avec d'autres scénarios d'assainissement, consiste à évaluer le coût net de l'assainissement du m³ d'eau, **(Cn)** :

$$(Cn) = (C) - (Bd) - (I')$$

(I'): les impacts positifs, au-delà de l'objectif de l'assainissement, susceptible d'être pris en compte dans l'analyse économique et les impacts négatifs éventuels. Souvent ce terme est négligé.

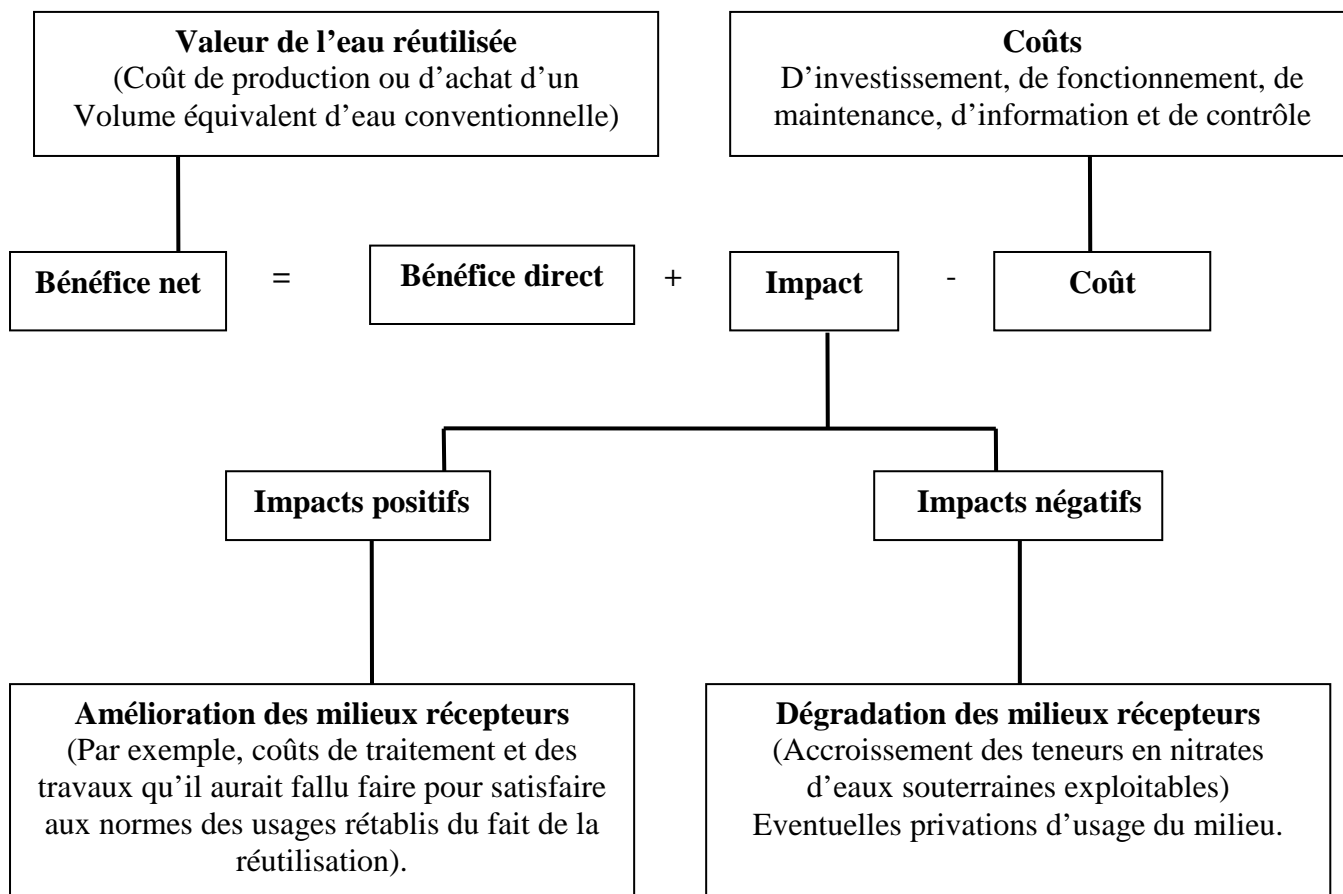


Figure IV.3 : balance économique d'un projet de réutilisation des eaux usées.

2.5.6. Analyse financière

Au-delà de l'aspect économique, la faisabilité d'un projet dépend de considérations financières. L'analyse financière examine l'échéancier des besoins de financement, les possibilités et les conditions d'obtention de ces financements. Deux autres points important doivent être compris dans l'analyse financière :

- l'identification des taux et des régimes de subventions attribuables à l'épuration et l'approvisionnement en eau, dont le projet est susceptible de bénéficier,
- l'analyse des possibilités de récupération des coûts, qui recoupe l'étude de la tarification de l'eau distribuée.

3. Conclusion

La mise en application de normes et de politiques destinées à assurer une protection véritable des milieux récepteurs, conduit si on suit une démarche classique, conduit à l'adjonction de traitements tertiaires sophistiqués, à une augmentation très sensible des coûts de l'épuration et, donc, du prix de l'eau. Une autre démarche consiste à mettre en œuvre des solutions alternatives, qui ont pour principe de supprimer ou de différer les rejets des stations d'épurations dans les milieux vulnérables. La réutilisation est l'une de ces solutions. Elle détourne les rejets des milieux que, antérieurement, ils dégradaient pour les transférer dans les milieux à irriguer où ils sont, au contraire, d'un apport bénéfique. Ainsi la suppression des rejets dans la zone côtière contribue-t-elle à réduire les risques sanitaires relatifs à la baignade, à la conchyliculture et à la pêche à pied.

La réutilisation des eaux usées va dans le sens d'une gestion patrimoniale de l'environnement et des ressources en eau. C'est une manière de gérer les rejets de l'activité humaine au plus près de leur lieu de production qui se substitue à la traditionnelle exportation vers l'aval du bassin versant. La réutilisation permet de minimiser et, même de valoriser, la pollution produite par les agglomérations et certaines industries. Mais, pour que cette éthique ait les meilleures chances de s'incarner durablement dans la réalité, il convient que les opérations de réutilisation d'eau usée engendrent un coût du m³ d'eau plus avantageux que celui qui résulterait d'autres sources d'approvisionnement et/ou d'autres pratiques d'assainissement. Les perspectives de développement de la réutilisation des eaux usées sont donc liées à deux facteurs : l'accroissement du coût marginal de l'eau et les exigences croissantes relatives à la protection des milieux récepteurs. Encore faut-il que les régimes de subvention et de redevance, qui jouent un rôle important dans l'aménagement et la gestion des eaux, reflètent bien les objectifs de qualité définie pour les milieux récepteurs. Par ailleurs, les règlements sanitaires et les procédures administratives pèseront aussi d'un poids significatif sur l'avenir de la réutilisation.

4. Références bibliographiques

- [1] C.E.M.A.G.R.E.F. «L'utilisation des eaux usées épurées en irrigation». Document technique FNDAE. Ministère de l'agriculture et de la pêche, 1998.
- [2] UPA & USAID. «Guidelines for water reuse». Document de l'US Environmental Protection Agency, EPA/625/R-92/004, 247 p. 1992.
- [3] Water Pollution Control Federation. «Water Reuse». Manuel of Practice. WPCF, Alexandria, VA 22314-1994 USA, 243p. 1989.
- [4] Conseil Supérieur d'Hygiène Publique de France. «Recommandations sanitaires concernant l'utilisation des eaux résiduaires urbaines pour l'irrigation des cultures et des espaces verts». 40 p. 1991.
- [5] G.S. Pettygrove & T. Asano. «Irrigation with reclaimed municipal wastewater. A guidance manual». Lewis Publishers Inc., London, 495p. 1985.
- [6] M. Soulié & L. Tréméa Lancar «Technologie pour le traitement et la réutilisation des eaux usées dans le bassin méditerranéen». 3^{ème} Rencontres de l'Agence Régionale pour l'Environnement Provence-Alpes-Cotes d'Azur, 150 p. 25-26-27 septembre 1991.
- [7] C. Rodier & F. Brissaud. «Réutilisation des eaux usées par l'irrigation'. Méthodologie. Réalisation on France». Rapport pour le Ministère on charge de la santé, sous direction de la prévention générale et de l'environnement, 159 p. 1989.
- [8] Agences de l'eau. «L'assainissement des agglomérations : Techniques d'épuration actuelle et évolution». Etude Inter-Agences n°27, 176 p. 1994.
- [9] M. Juanico & G. Shelef. «Design operation and performance of stabilization reservoirs of wastewater irrigation in Israel». J. Water Research 28: pp.175-186. 1996.

Etude expérimentale

Introduction

Le lagunage naturel est l'une des techniques les plus appropriées de traitement des eaux usées pour notre pays, à caractère semi-aride, réunissant toutes les conditions favorables à son exploitation.

Toutefois, Il est essentiel de bien connaître la zone d'étude afin de déterminer et cerner les principaux facteurs influençant le traitement des eaux usées, et de ce fait, la qualité des eaux usées épurées. Ainsi, nous nous intéresserons à l'environnement du site : situation géographique, conditions climatiques et structures sociales locales ainsi qu'aux caractéristiques des eaux usées à traiter. D'autant plus que, c'est en fonction de ces derniers, que se fait le choix même de l'implantation du lagunage naturel.

Le milieu aquatique est peuplé par un ensemble d'organismes vivants dont certains sont pathogènes pour l'homme. Ce sont des bactéries, des virus, des champignons, des algues ... etc.

L'homme, pour ses besoins propres ou son confort prélève une quantité importante d'eau à la nature et rejette dans le réseau hydrologique des régions peuplées, eaux souillées et déchets de toute nature; il modifie ainsi souvent profondément les facteurs physico-chimiques et biologiques qui jouent un rôle important dans la répartition des êtres aquatiques .

Il s'expose donc lui même à un risque lié a la présence d'organismes responsables ou vecteurs de maladies, et impose aux organismes qui peuplent ses ressources de digérer ses déchets.

Les techniques de traitement des eaux, qu'il s'agisse d'eau potable ou d'épuration d'eau usée d'origine urbaine ou industrielle, permettent de minimiser ces risques.

Cependant avant de déterminer quels traitements faire subir à une eau, il faut estimer l'ampleur de la pollution qu'elle reçoit afin de connaître ses possibilités de réutilisation ultérieurs. C'est l'analyse de l'eau qui peut nous apporter ces renseignements.

L'eau est indispensable dans le développement économique et social d'un pays, mais elle n'est pas toujours disponible en quantité et en qualité voulue. L'Algérie compte parmi les pays où la disponibilité en eau est en dessous du seuil critique.

Pour faire face à ce genre de problème, des solutions de traitement des eaux usées sont proposées, parmi ces solutions il en existe un procédé qui fait intervenir les conditions naturelles que nous offre les micro-organismes constituant le système écologique, c'est le lagunage.

Ce procédé consiste à épurer les eaux usées par simple écoulement de l'eau dans des bassins peu profonds où prolifèrent des bactéries, des algues et d'autres organismes vivants, sous une atmosphère ambiante et en présence d'un rayonnement solaire.

Pour la réalisation de notre travail nous avons choisi la station d'épuration par lagunage naturel de Beni Messous.

Chapitre V.

Etude de site

Introduction

Avant de procéder aux prélèvements des échantillons et par la suite effectuer des analyses physicochimiques et bactériologiques des eaux usées, nous pensons qu'il est indispensable de donner un aperçu sur le site d'échantillonnage c'est à dire la station d'épuration par lagunage naturel de Beni Messous, sa situation géographique et démographique son réseau hydrologique, et afin de mieux cerner et comprendre les facteurs qui pourrait influencer le traitement des eaux usées par ce type de procédé une étude des conditions climatique est également réaliser.

1. Etude de site

La station d'épuration par lagunage naturel, objet de notre étude, se situe dans la commune de Beni Messous, celle-ci est alimentée par l'oued Béni-Messous (Photo 01).

Avec une longueur de 11.5 km et un débit moyen de $0.245 \text{ m}^3/\text{s}$, ce dernier véhicule les eaux usées de plusieurs communes, son embouchure se trouve au niveau de la plage « les dunes », qui se situe dans la baie d'El Djamila [1].

De graves problèmes de pollution y ont été constatés, ce qui a même conduit à la fermeture de la plage. Par conséquent il était impératif de penser à trouver une solution pour réduire la pollution et protégé ainsi les eaux de baignade.



Photo 01 : Vue générale de l'oued de Beni Messous.

1.1. Localisation géographique

La zone d'étude se trouve au niveau de l'oued Béni Messous. Cette dernière se situe dans la wilaya d'Alger du côté ouest algérois. Elle est rattachée aux circonscriptions administratives de Bouzaréah et de Chéraga.

Tel que l'on peut le voir sur la photo 02, l'oued Béni-Messous commence du côté est à Bouzaréah, il traverse les communes de Béni-Messous et Chéraga et débouche du côté ouest dans la baie d'El Djamila. Cette baie est située à une trentaine de kilomètres à l'ouest d'Alger, entre le patrimoine de Ras Acras et la pointe de Sidi Ferruch. Il affleure également au nord de la commune de Ain Benian et également au nord de la commune de Dély Brahim.

Le site d'implantation de la station de lagunage de Béni-Messous se situ entre Ain Benian et Chéraga sur le C.W.N°11. Il est distant de 5 Km de l'embouchure de l'oued Béni-Messous.



Photo 02 : localisation géographique de la zone d'étude.

Constituée de quatre bassins en série et occupant environ 13 hectares, la station d'épuration par lagunage naturel de Béni-Messous s'implante entre la commune de Ain Benian et celle de Chéraga; à proximité du chemin wilaya CW n°11 et adjacente à des terres agricoles. (Voir Photo 03).



Photo 03 : Photo satellite du lagunage naturel de Béni-Messous (Google Earth, 2007).

1.2. Etude géologique

Les sols de la région de notre étude sont constitués de marnes bleues, de grés et de schistes métamorphiques.

Les grés et poudingues carténniens, qui affleurent d'Alger à la commune de Béni-Messous, reposent sur les schistes cristallophylliens du massif ancien de Bouzaréah et plongent vers le sud sous les marnes bleues plais anciennes. Ce sont des grés grossiers, peu fissurés, qui débutent par un poudingue mal cimenté remaniant sur 1 à 2 mètres des éléments du massif ancien et qui renferment des lits de gravier discontinus.

Le sol est aussi constitué de sables dunaires fins, par endroits légèrement argileux et cimentés à la base en un gré calcaire constituant de petites corniches. L'épaisseur de cet ensemble n'excède pas 50 mètres.

Les conditions géologiques sont pratiquement identiques dans toute la région considérée.

Les dépôts alluvionnaires qui comblent le fond des vallons sont essentiellement argileux et très peu perméables. Seuls les grés et poudingues carténniens sont perméables. Ces derniers sont atteints vers 50 mètres de profondeur.

Les profils et sondages réalisés à proximité du site laissent apparaître des couches supérieures du sous-sol composé essentiellement de sables [2].

1.3. Etude hydrologique

Le substratum rattaché aux nappes phréatiques du sahel est caractérisé par une bonne perméabilité.

Les grés et poudingues carténniens qui affleurent d'Alger à la commune de Béni-Messous contiennent une nappe qui s'épanche par quelques petites sources descendant vers l'oued Béni-Messous. Cette nappe, liée dans la zone de l'affleurement à la nappe phréatique des terrains anciens se met en charge vers le sud sous les marnes bleues. De petites nappes libres existent, elles sont alimentées exclusivement par la pluviométrie et s'écoulent vers la mer [3].

Sur la figure V.1, on peut voir précisément le réseau hydrographique de l'oued de Beni Messous.

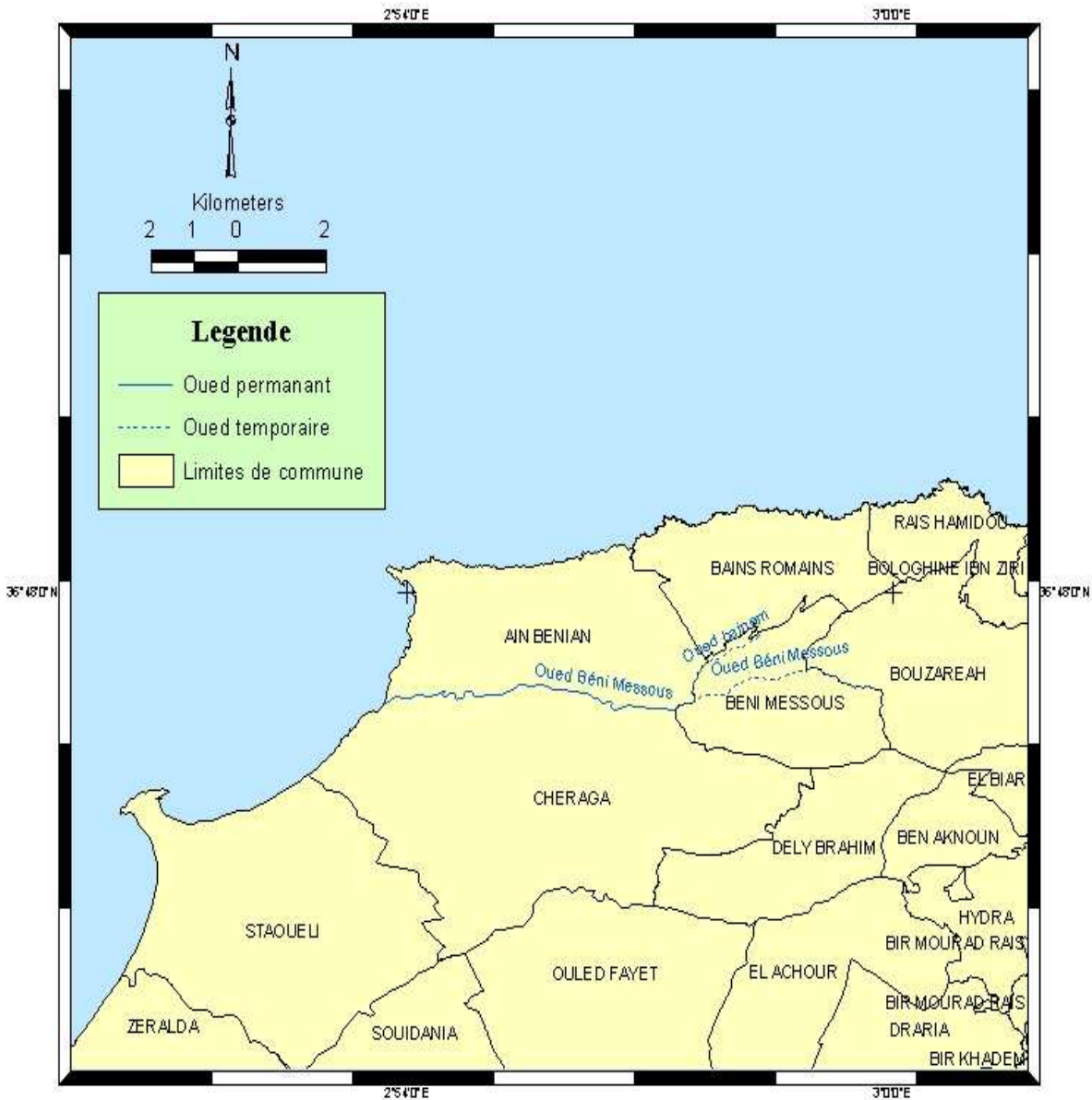


Figure V.1 : Réseau hydrographique de l'oued de Beni Messous.
(Carte faite à partir du logiciel ArcMap)

1.4. Etude démographique de la zone d'étude

En se basant sur les derniers recensements fait en 1998 [4], et d'après des études statistiques faites par l'office national des statistiques d'Alger et d'après les données du RGPH (Recensement général de la Population et de l'Habitat) en 2004 pour les communes concernées par l'oued Beni Messous, le nombre d'habitant est [5]:

- Beni Messous : 19407 habitants ;
- Chéraga : 66991 habitants ;
- Dély Brahim : 34361 habitants ;

➤ Bouzaréah : 75797 habitants.

D'après les données de la Direction de l'hydraulique et de l'économie de l'eau de la wilaya d'Alger (DHEEWA) le nombre d'équivalent habitant des quatre communes était de :

- Beni-Messous : 13518
- Chéraga : 30168
- Dély-Brahim : 39995
- Bouzaréah : 20515
- **Total : 104196**

1.5. Dimensionnements et caractéristiques des lagunes

Le plan schématique du lagunage naturel de Béni-Messous, représenté par la Figure V.2, présente la série des quatre bassins, en parallèles à l'Oued de Béni-Messous, ainsi qu'un déversoir (dispositif contre les fortes crues) à l'extrémité gauche du premier et du deuxième bassin. Avant d'être acheminées vers le premier bassin de la station, les eaux usées brutes passent par un dégrilleur.

La station d'épuration par lagunage naturel est constituée de quatre lagunes dites aussi bassins de traitement, de formes allongées plus ou moins rectangulaires.

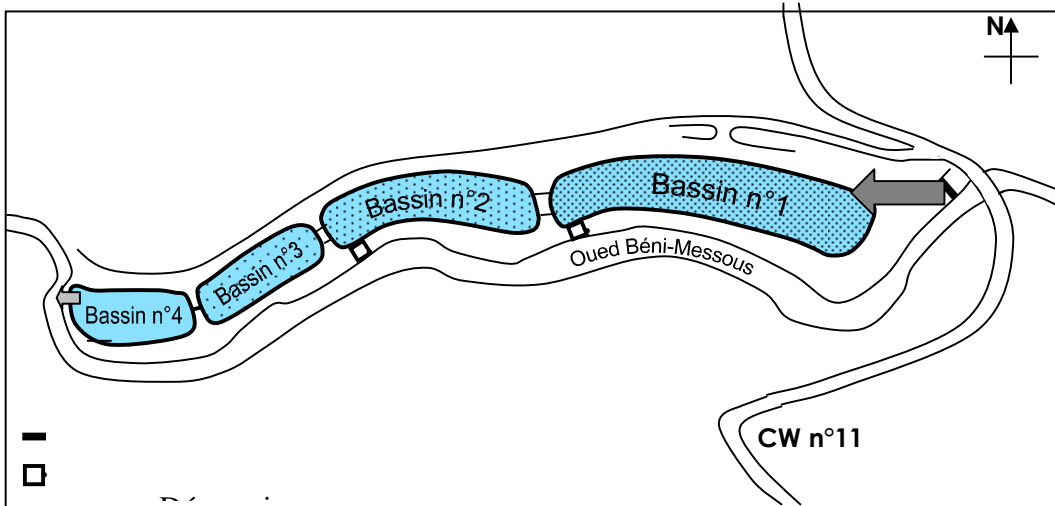


Figure V.2: Schéma de la lagune de Beni Messous.

➤ Le premier bassin qui est le plus grand, appelé lagune de décantation est caractérisé par un volume de 63000 m^3 et une profondeur de 04 m.

Cette importante profondeur est nécessaire pour assurer l'accumulation des boues après décantation. Il contient un déversoir pour l'évacuation des eaux en cas de débordement.

Cette lagune est trouble et dégage une odeur nauséabonde. Nous pensons qu'elle nécessite un curage.



Photo 4 : vue générale du premier bassin.

- Le deuxième bassin est caractérisé par un volume de 14000m^3 et une profondeur de 02 m, mais cette hauteur n'est jamais atteinte, le niveau s'arrête à 1,5m pour assurer une bonne pénétration de la lumière. Ce bassin contient aussi un déversoir. Son rôle principal est la minéralisation des boues.



Photo 5 : vue générale du deuxième bassin.

- Le troisième bassin à un volume de 5130m^3 et 1,5m de profondeur. Ce bassin permet aussi la minéralisation des boues.



Photo 6 : vue générale du troisième bassin.

- Le quatrième bassin est caractérisé par un volume de 5130 m^3 avec une profondeur moyenne de 1,5m. Dans ce bassin se produit généralement la finition de l'épuration, qui se traduit par l'abattement de la charge en azote et phosphore, ainsi que l'élimination des germes pathogènes. L'eau à la sortie est claire et ne présente pas d'odeur, elle est ensuite dirigée vers la mer.



Photo 6 : vue de la sortie des eaux du quatrième bassin.

Les dimensionnements et les caractéristiques de la station ont été également réalisés à l'aide d'une étude topographique effectuée sur le terrain avec un théodolite, les mesures obtenues sont représentées dans le tableau 1.

Tableau V.1: Dimensions et caractéristiques des différents bassins de lagune de Beni Messous.

N° bassin	Longueur (m)	Largeur (m)	Profondeur (m)	Surface (m ²)	Volume (m ³)	Caractéristiques
1	300	60	3.5	18000	63000	- Appelé lagune de décantation. - Contient un déversoir pour l'évacuation des eaux usées en cas de fortes crues.
2	175	40	2	7000	14000	- Contient aussi un déversoir. - Son rôle principal est la minéralisation des boues.
3	95	40	1.5	3800	5700	- Permet aussi la minéralisation des boues.
4	80	38	1.5	3040	4560	- Son rôle est l'affinage de l'épuration.

1.6. Les caractéristiques des eaux usées de l'oued Beni Messous

Les caractéristiques des eaux usées de l'oued Beni Messous selon la direction de l'hydraulique et de l'économie de l'eau de la wilaya d'Alger (DHEEWA) [3] sont :

- Débit moyen des eaux usées urbaines : 8336 m³/j
- Débit des eaux industrielles : 940 m³/j
- Débit moyen total des eaux : 9276 m³/j

- Débit moyen horaire des eaux : 387 m³/ h
- Débit de pointe des eaux usées : 773 m³/ j
- DBO₅ (charge journalière) : 5439 Kg/ j
- DCO (charge journalière) : 8640 Kg/ j
- Phosphore : 174 Kg/ j
- Azote : 1571 Kg/ j

1.6.1. Le temps de séjour

Le temps de séjour désigne le temps nécessaire que doivent séjourner les eaux usées dans chaque bassin pour permettre leur épuration. Pour le calcul du temps de séjour des eaux dans chaque bassin, l'écoulement est considéré comme laminaire ainsi on peut considérer que le débit est constant dans toutes les lagunes.

Le temps de séjour se calcule à partir de la relation suivante :

$$Q = V / T$$

Q : Débit moyen d'entrée des eaux usées (m³/ j).

V : Volume du bassin (m³).

T : Temps de séjour (j).

Les temps de séjour des différents bassins sont les suivants :

- 1^{er} bassin : T = 7 jours.
- 2^{ème} bassin : T = 2 jours.
- 3^{ème} bassin : T = 1 jour.
- 4^{ème} bassin : T = 1 jour.

Le temps de séjour global : **T = 11 jours.**

2. Conditions climatiques

Le climat est un facteur important, il affecte directement le bon fonctionnement d'un système lagunaire. Les climatologues admettent que le trait fondamental du climat méditerranéen est la sécheresse estivale qui peut être plus ou moins longue. De plus il y a toujours un contraste entre la saison froide qui est humide et la saison chaude qui est sèche.

L'absence de station météorologique au niveau du site nous a conduits à exploiter les données enregistrées à la station de Dar El-Beida.

Les données climatiques ont été puisées des documents de l'Office National de la Météorologie (ONM) sur une période de dix ans entre 1995 et 2004.

2.1. La température

D'après les données climatiques représentées dans le tableau 06 (voir annexe 04), on constate l'existence de deux saisons, l'une chaude s'étalant du mois de juin jusqu'au mois d'octobre où les températures moyennes varient entre 20 et 27°C, elles commencent à se rafraîchir au mois de Novembre, pour laisser place à une saison froide qui dure du mois de Décembre jusqu'au mois de Mars, avec des températures moyennes variant entre 11 et 18°C.

- La moyenne du minima (m) du mois le plus froid est: 5,34 C° (Février) ;

- La moyenne du maxima (M) du mois le plus chaud est: 32,7 C° (Août) ;
- Les moyennes mensuelles $\frac{M + m}{2}$ prennent des valeurs saisonnières ;
- la plus faible moyenne caractérise la période hivernale : 11,58 C° ;
- la moyenne la plus élevée caractérise la période estivale : 26,59C°.

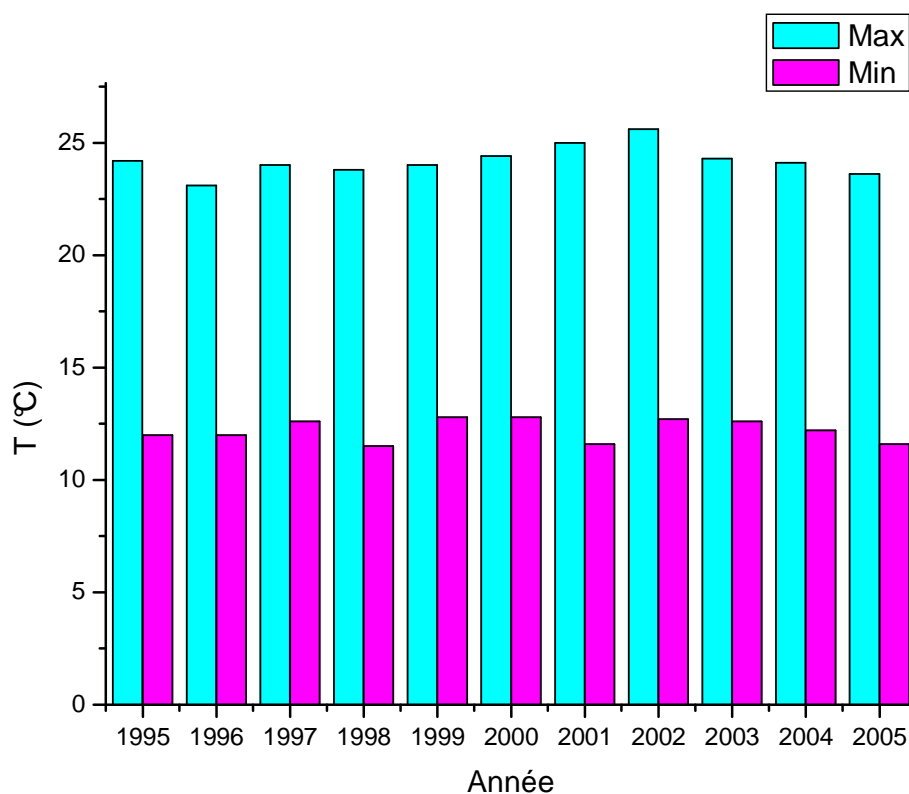


Figure V.3 : Profil de variation des températures moyennes.

2.2. La pluviométrie

Dans la région d'étude, les précipitations se caractérisent par une extrême variabilité dans l'espace et dans le temps. Les pluies sont fréquentes en automne et en hiver ; elles diminuent sensiblement dès la fin du printemps et deviennent rares pendant l'été.

La moyenne des précipitations annuelles est d'environ 600 mm. D'après les données de l'ONM représentées dans le tableau 08 (voir annexe 04), on peut distinguer l'existence d'une saison humide de très courte durée allant du mois de Novembre au mois de Février, avec une moyenne mensuelle maximale calculée de 93 mm au mois de Novembre ; et saison sèche qui dure du mois de juin au mois d'Octobre, avec un minimum de 1,95 mm calculé au mois de juillet. Entre ces

deux saisons bien distinctes, on peut noter l'existence d'une période transitoire (Mars- Avril- Mai), où les précipitations varient de 45 à 64 mm en moyenne.

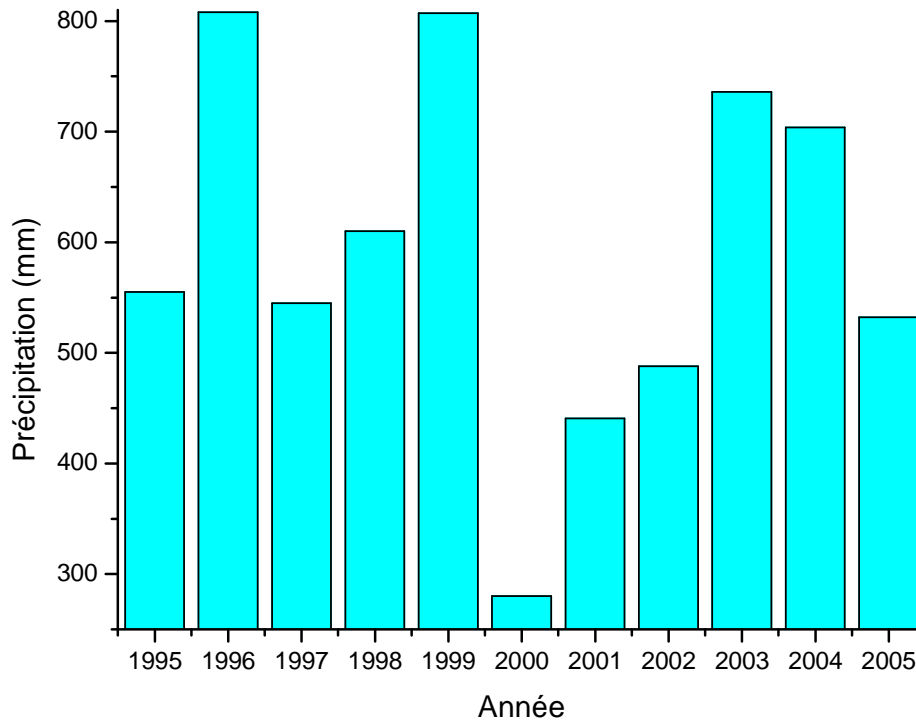


Figure V.4 : Profil de variation de la pluviométrie.

2.3. L'insolation

Les données de l'insolation sont représentées dans le tableau 09 (voir annexe 04).

Le climat de la région de Beni Messous où est plantée notre site d'étude est de type méditerranéen caractérisé par un été ensoleillé et un hiver nuageux.

D'après cet histogramme nous distinguons trois périodes :

- Une période à forte insolation qui s'étale du mois de Juin au mois d'Août ;
- Une période à faible ensoleillement qui s'étend sur quatre mois, du mois de novembre jusqu'au mois de Février ;
- Une période à ensoleillement moyen qui se repartie en deux phases, une du mois de mars au mois de mai et une autre de septembre à octobre.

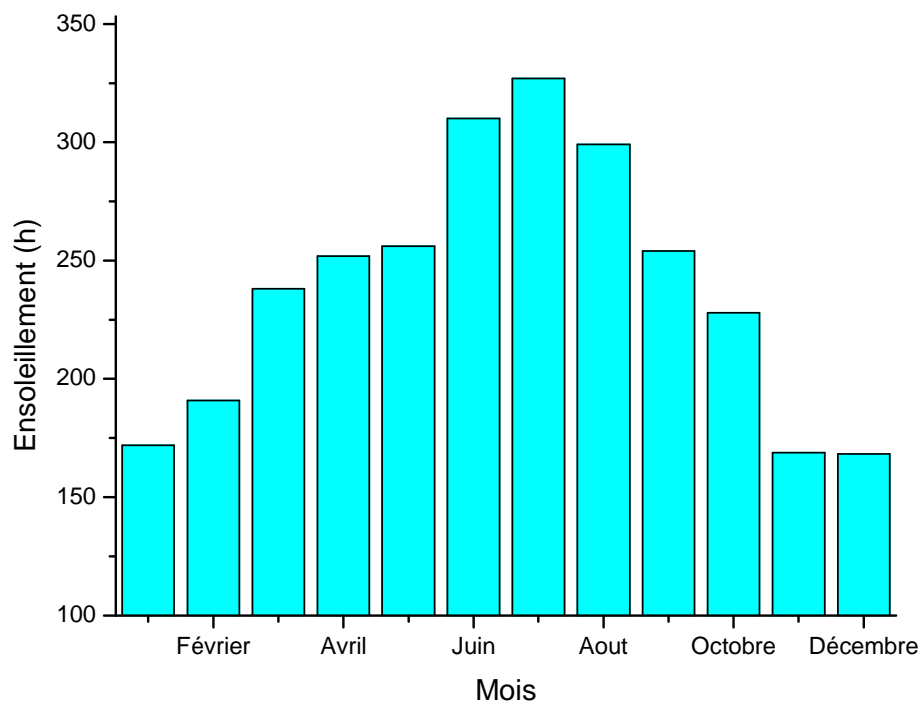


Figure V.5: Profil de l'ensoleillement mensuel moyen de la région de Beni Messous.

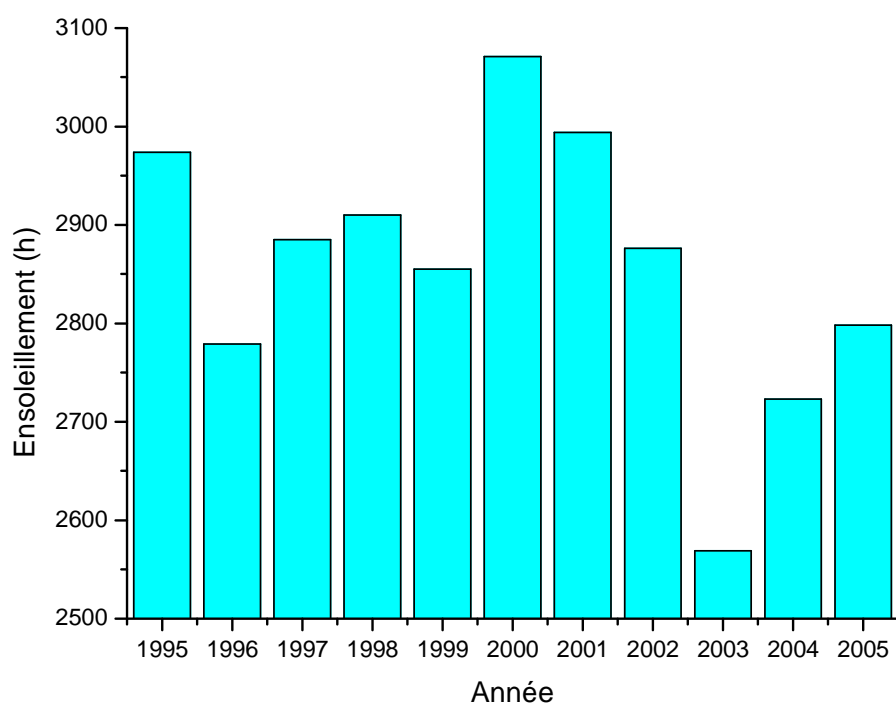


Figure V.6: Profil de variation de l'ensoleillement.

2.4. Les vents

Dans la région de Beni Messous, les vents soufflent environ 60% du temps. Les vents les plus importants par leur direction sont de secteur Sud-Ouest, ils soufflent environ 14% du temps [6].

Tableau V.2 : Répartitions annuelles des vents sur huit directions de la région de Beni Messous, (ONM-1960 – 2004).

Secteurs	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO	CALME
Pourcentage par direction (%)	11,8	11,9	4	1,3	5,3	13,5	10,1	4,9	37,1

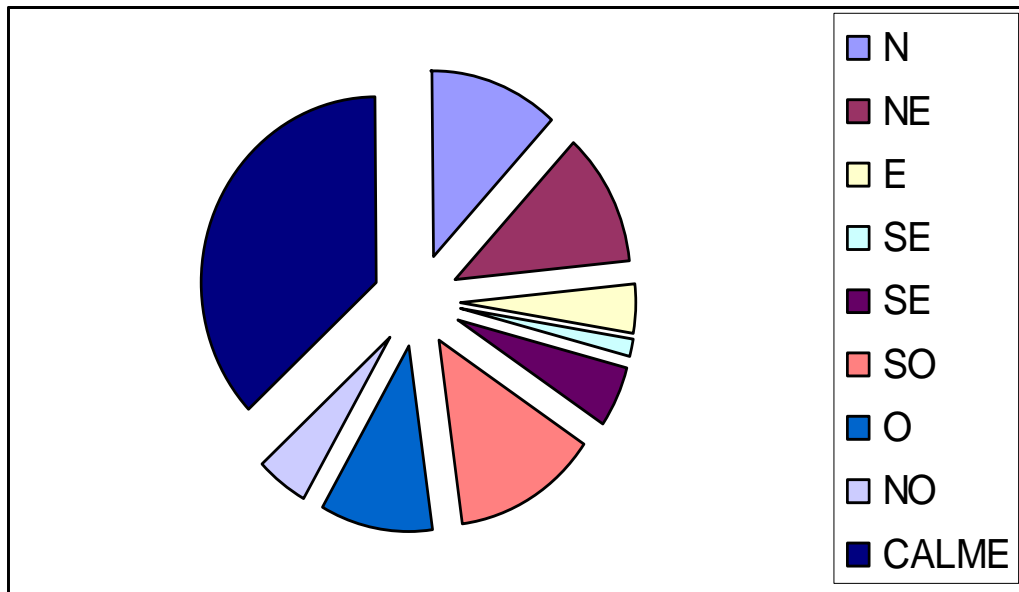


Figure V.7: Répartitions annuelles des vents sur huit directions de la région de Beni Messous.

2.5. L'évaporation

D'après les données de l'ONM, la moyenne annuelle est de 1104 mm, la moyenne mensuelle maximale est enregistrée au mois d'Août avec une valeur de 141 mm.

La moyenne mensuelle minimale est enregistrée au mois de Février avec une valeur de 52 mm.

D'après la figure ci-dessous on remarque l'existence de trois périodes :

- Une période où l'évaporation est plus forte que les précipitations, elle correspond à la saison sèche de Juin à Août ;
- Une période où les précipitations sont importantes, elle dure cinq mois (de Novembre à Mars) ;
- Une période de transition pendant les deux mois de Mars à Avril.

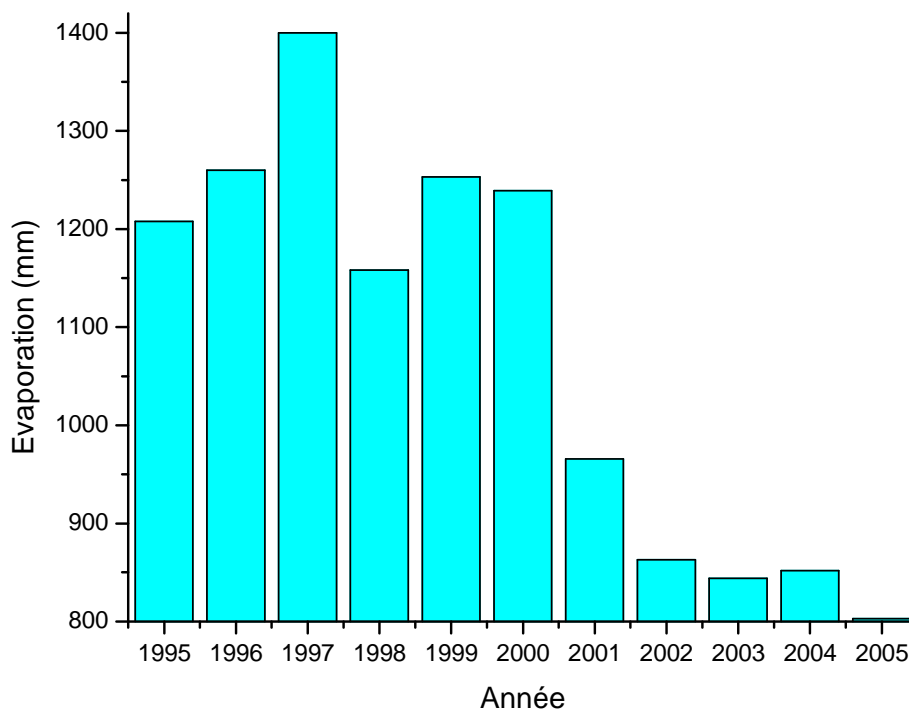


Figure V.8: profil de variation de l'évaporation.

2.6. La synthèse des facteurs climatique

Pour caractériser le climat d'une région, on procède à une synthèse des principaux facteurs climatiques (Températures et Précipitations) cela permet de déterminer le seuil critique au dessous duquel le bilan hydrique du sol devient déficitaire.

Différents auteurs dont BAGNOULS et GAUSSEN [7], EMBERGER et STEWART [8] ont proposé des synthèses numériques et graphiques qui rendent mieux compte de cette réalité.

2.6.1. Le diagramme ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN

Le diagramme ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN (1953) [7] permet de visualiser et de quantifier la période sèche et humide par la relation $P \leq 2 T$.

Avec :

P : Représente la précipitation.

T : Représente la température.

Sur le même graphique sont portés : en abscisse, les mois de l'année, en ordonnée, les températures et précipitations, de sorte que l'échelle des précipitations soit double de celle des températures.

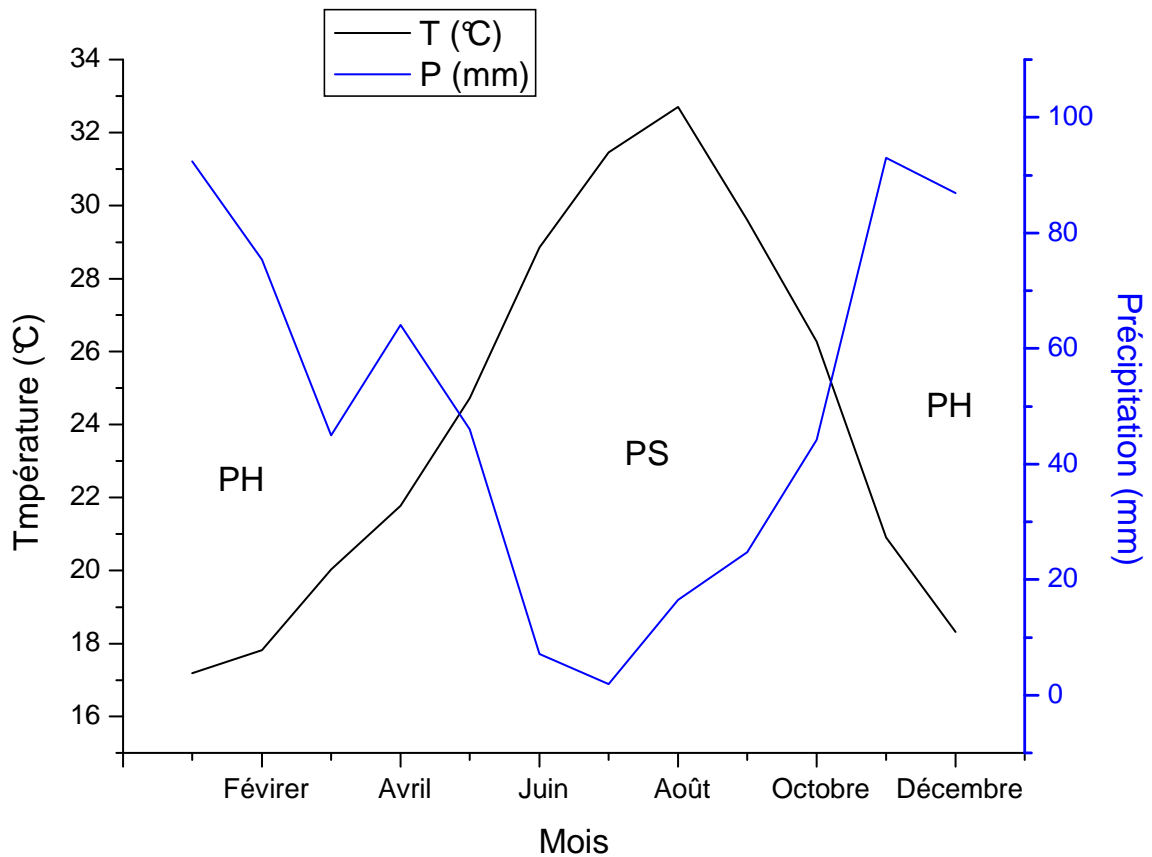


Figure V.9: diagramme ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN appliqué à la région de Beni Messous. (P.H : période humide. P.S : période sèche).

Pour la station que nous étudions, la période sèche dure cinq mois et la période humide s'étend sur sept mois. Donc, la saison humide est plus importante que la saison sèche.

2.6.2. Le quotient pluviothermique et climagramme d'EMBERGER EMBERGER (1955) [8] a proposé un quotient pluviothermique et un climagramme qui permet de distinguer les différents étages climatiques méditerranéens (humide, subhumide, semi-aride, aride et saharien) ainsi que les variantes de chaque étage (hiver doux, frais, froid ou chaud). Ce quotient a été utilisé dans notre étude pour une meilleure appréciation de la nature de l'étage bioclimatique dans lequel se positionnent les lagunes de Beni Messous ; il est donné par la formule suivante :

$$Q = \frac{P}{\frac{(M+m)}{2}(M-m)} \times 1000$$

Avec :

P : Précipitation moyenne annuelle ;

$\frac{M+m}{2}$: Moyenne des températures annuelles du mois le plus chaud ;

M - m : Amplitude thermique ;

M et m : Exprimés en degré kelvin ;

STEWART (1969) [9] simplifia la formule précédente en proposant un quotient :

$$Q = 3,43 \times \frac{P}{(M-m)}$$

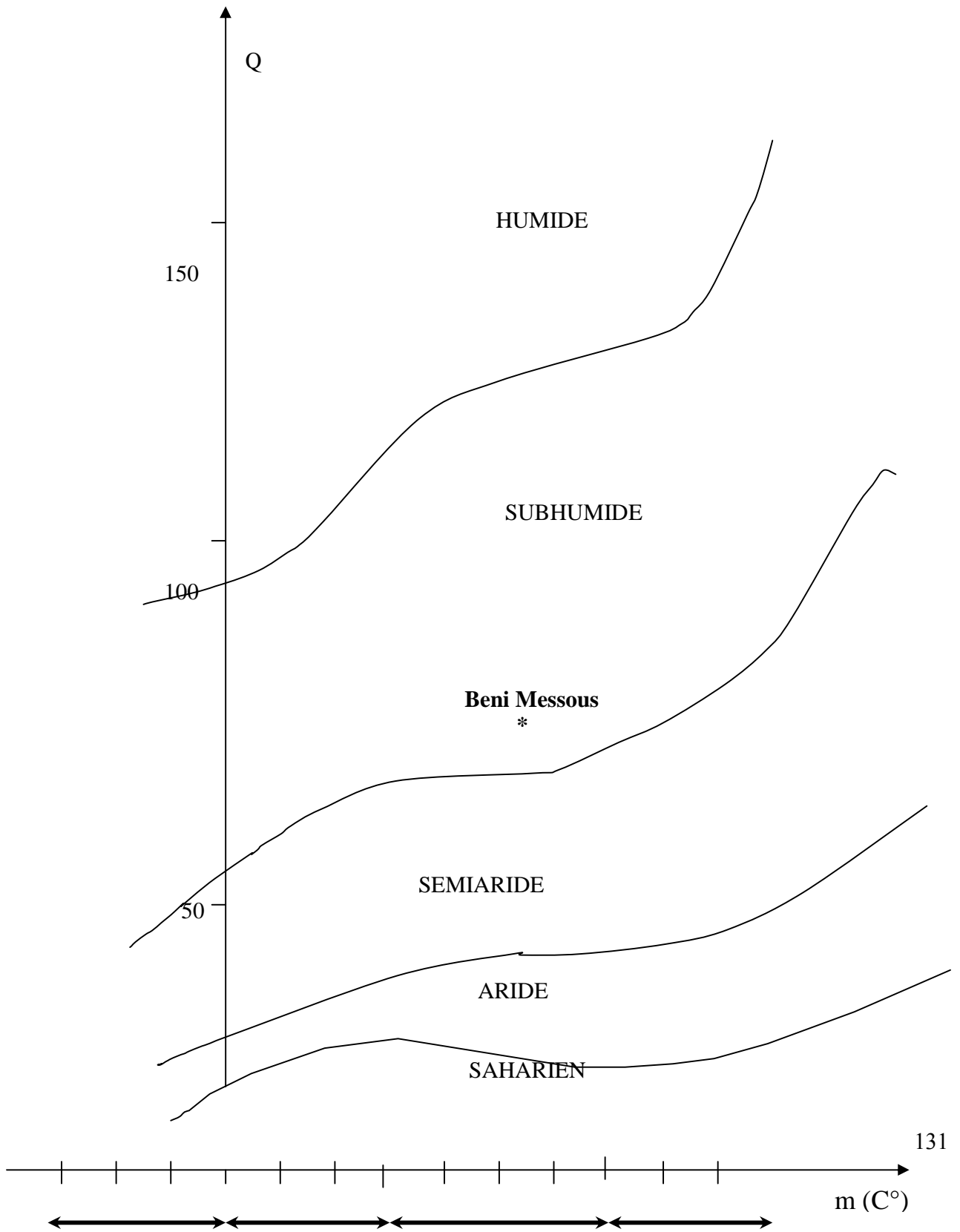
M : Température moyenne maximale du mois le plus chaud (C°), M=32,7°C.

M : Température moyenne minimale du mois le plus froid (C°), m= 5,34°C.

P : Moyenne annuelle des précipitations (mm), P= 597,4.

STATION	(M - m)	Moyenne des précipitations annuelles	Q
DAR-EL-BEIDA	27,36	597,4	74,89

La valeur obtenue positionne la région de Beni Messous dans l'étage bioclimatique subhumide à hiver doux (**Fig. V.10**).



3 2 1 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9
 Froid Frais Doux Chaud

Figure V.10: Position de la région de Beni Messous dans le climagramme d'EMBERGER.

3. Conclusion

Le climat de la région d'étude est un climat relativement pluvieux, tempéré par la proximité de la mer.

Il s'inscrit dans le climat méditerranéen et se caractérise par une saison humide de sept mois et une saison sèche de cinq mois qui correspond à la période estivale.

D'après le diagramme d'EMBERGER, la région de Beni Messous est située dans l'étage bioclimatique subhumide caractérisé en particulier par des étés secs avec de fortes insolation et d'importantes évaporations et par des hivers doux et humides. Les vents dominants dans la région sont de secteur Sud-Ouest.

D'après les travaux réalisés par Werker et al. (2002), contrairement à l'Hiver où l'activité biologique dans les lagunes est ralentie, en été, elle atteint son optimum par les températures modérées enregistrées, ainsi que par un fort ensoleillement, une grande évaporation et une pluviométrie presque nulle [10].

4. Références bibliographique

- [1] Direction de l'hydraulique et de l'économie de l'eau de la wilaya d'Alger (DHEEWA). ;(2001). Document interne.
- [2] Z. TIMISILIN & Z. KEBOUR. « Epuraton de l'oued Béni-Messous par lagunage , Faculté de Génie Civil (USTHB), 2002.
- [3] K. BOUKRICHA. « Projet de lagunage: Oued Béni-Messous. » Direction de l'Hydraulique et de l'Economie de l'Eau de la Wilaya d'ALGER (DRHEEAW), Document interne, 2001.
- [4] Office national des statistiques. « Données démographiques de la région d'Alger. » Document interne, 1999.
- [5] Recensement général de la Population et de l'Habitat (RGPH). Document interne, 2004.
- [6] Office national de la météorologie. Document interne, Dar El Baida, 2005.
- [7] F. BAGNOULS et H. GAUSSEN. « Saison sèche et indice xéothermique. » Bull. Soc. Hist. Nat. de Toulouse, 88, pp. 193-240, 1953.
- [8] L. EMBERGER. « Une classification biogéographique des climats. » J. Rec. Trav. Lab. Bot. Géol. Fac. Sc. 7(11), pp. 3-43, 1955.
- [9] P. STEWART. « Quotient pluviothermique et dégradation biosphérique. » Bull. Soc. Hist. Nat. Afri. Nord; 59, pp. 23-36, 1969.
- [10] A.G. Werker, J.M. Dougherty, J.L. McHenry & W.A. Van Loon. « Treatment variability for wetland wastewater treatment design in cold climates. » J. Ecological Engineering 19, pp.1-11, 2002.

Chapitre VI. Résultats et discussions

Introduction

Afin de suivre l'efficacité du procédé de traitement des eaux usées par lagunage naturel au cours de la période d'étude, il est nécessaire de poursuivre son optimisation en se plaçant dans une optique opérationnelle.

Les résultats obtenus pour la présente action d'analyse se sont articulés autour de trois axes :

- Présenter les variables déterminantes des phénomènes observés à savoir : les températures de l'air et de l'eau ainsi que le pH du milieu lagunaire ;
- Présenter l'efficacité d'abattement des paramètres d'appréciation de la valeur polluante d'un effluent à savoir la charge organique présentée pour cette étude par la demande biologique en oxygène (DBO₅), la demande chimique en oxygène (DCO) et les matières en suspension (MES), la charge minérale présentée par la variation des concentrations des nitrites, ammoniums et orthophosphates. Ainsi, afin d'évaluer le degré d'épuration de notre système on présentera les rendements d'élimination de chaque paramètre ;
- En fin, une étude bactériologique sera réalisée pour évaluer d'une part la pollution engendrée par les indicateurs de contamination fécale, et d'autre part l'efficacité de traitement, dans les différents bassins de la lagune.

1. Evolution des conditions du milieu lagunaire au cours de la période d'étude

Les températures de l'eau et de l'air, ainsi que le pH agissent sur l'efficacité du lagunage naturel, par conséquent l'étude de ces paramètres va mettre en évidence leur influence sur la production algale et l'activité photosynthétique qui devient plus importante avec l'augmentation de la température et l'allongement de la durée du jour, ainsi que sur le rendement du traitement biologique.

1.1 Variation des températures de l'air et de l'eau

La température de l'eau des bassins augmente fortement dès le début de notre étude et devient supérieur à 20°C le début de juin.

Selon la Figure VI.1 nous remarquons que, la température de l'eau atteint un maximum de l'ordre de 24°C au mois de Juin et un minimum de 13°C au mois d'Avril.

Les enregistrements en continu permettent de visualiser les importantes fluctuations nyctémérales.

La Figure VI.1 nous permet aussi de visualiser que la température de l'air passe de 15°C (valeur minimale) enregistrée la fin d'Avril, pour atteindre 30°C (valeur maximale) le début de Juin pour l'année 2005.

Les valeurs limites des températures de l'eau et de l'air (minimales et maximales) sont enregistrées durant les mêmes périodes, ce lien est dû principalement au transfert de chaleur par convection entre les deux milieux.

La température varie de 15 à 22°C permet le développement des bactéries psychrophiles et mésophiles, à des températures de 22 à 30°C l'activité photosynthétiques des algues est à son maximum. Au-delà de cette limite, l'activité photosynthétique des algues est ralentie ce qui affecte le niveau de concentration en oxygène dissous, et par conséquent, le taux d'élimination des indicateurs fécaux [1].

Durant notre étude la température moyenne de l'eau est de 19°C, elle se situe dans l'intervalle des températures qui favorisent le développement des micro-organismes épurateurs, qui est de 4°C à 35°C [2].

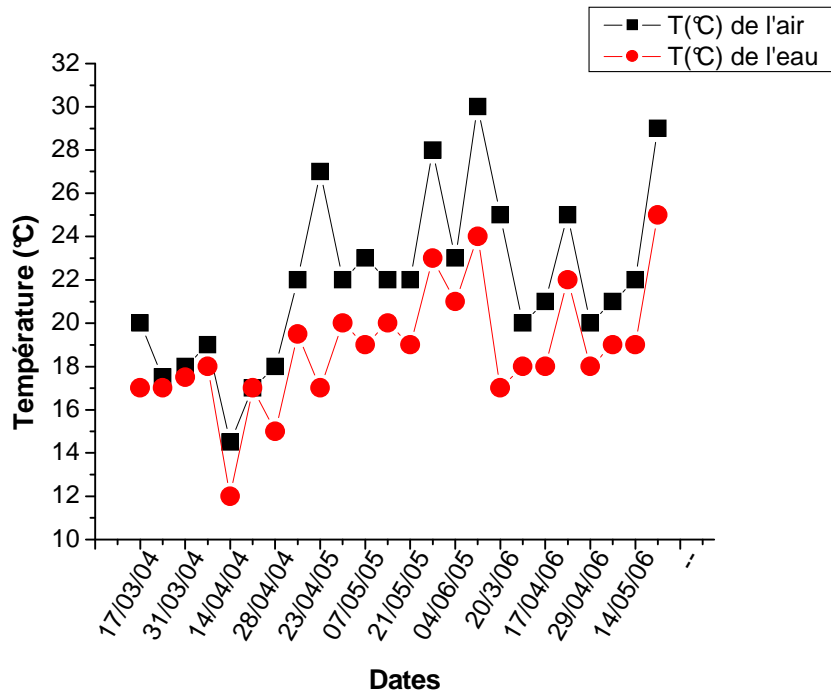


Figure VI.1: Evolution des températures de l'air et de l'eau en fonction du temps.

La température moyenne de l'entrée et de la sortie de chaque bassin, augmente significativement de 21,4°C dans le bassin de tête à 23,2°C dans le bassin de sortie. Cette augmentation est due à la fois, à la profondeur décroissante des bassins mais également, à leur surface de contact avec l'air qui diminue aussi. En effet, plus la profondeur et la surface de contact eau-air d'un bassin sont moins importantes, plus celui-ci s'échauffe.

Tableau VI.1: Températures, profondeurs et surface de contact air-eau des Quatre bassins du lagunage de Béni-Messous.

Bassins	B1	B2	B3	B4
Température (°C)	21,4	21,9	22,8	23,2
Profondeur (m)	3	2	1,5	1,5
Surface de contact eau-air (m ²)	18000	7000	3800	3040

1.2 Variation de pH du milieu lagunaire

Le pH est considéré comme un paramètre important pour l'évaluation de la qualité d'eau, c'est pourquoi il doit être étroitement surveillé au cours de toute chaîne de traitement des eaux usées.

Selon la Figure VI.2 les valeurs de pH se situent entre 7,5 et 8,7 nous remarquons une légère augmentation de ce paramètre ce qui favorise la décontamination des eaux.

Les valeurs de pH obtenues lors de notre travail sont relativement élevées et cela s'explique par la période d'échantillonnage qui correspond à la saison printanière, où la prolifération des algues atteint son maximum. Cette augmentation du pH est due à l'activité photosynthétique des algues, indiquant ainsi l'absence du CO_2 dissous dans l'eau.

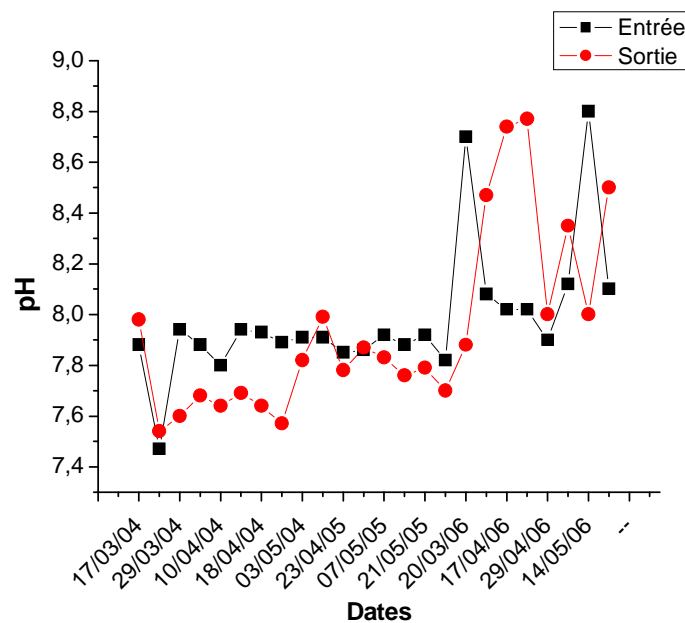


Figure VI.2: Evolution du pH de l'eau de la lagune en fonction du temps.

Le pH varie également en fonction du nombre des bassins, la Figure VI.3 montre un minimum de 7,4 dans le premier bassin et un maximum de 8,7 dans le troisième bassin (calculés par la moyenne de l'entrée et de la sortie de chaque bassin), selon D. Gaujous [3], un pH compris entre 6 et 9, n'as pas d'incidence écologique forte sur les organismes aquatiques.

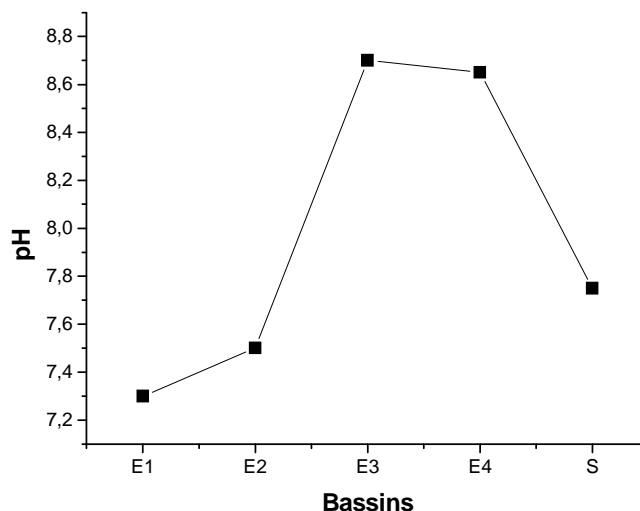


Figure VI.3: Evolution du pH de l'eau de la lagune en fonction des bassins.

D'après Severing R. et al (1995) [4], dans le cas de très fortes densités algales, le pH reste très élevé, généralement supérieur à 8,3. Ceci explique la valeur maximale atteinte dans le troisième bassin qui comme on peut le voir sur la Figure VI.3, dépasse même la norme limitée à 8,5. Ceci dit, ce pH élevé favorise la volatilisation de l'azote ammoniacal dans l'atmosphère. En effet, ce phénomène appelé « Stripping » permet d'éliminer par entraînement gazeux des quantités d'autant plus importantes d'azote ammoniacal que le pH est élevé.

Mais reste à savoir au milieu des bassins et les microclimats qui peuvent apparaître et qui dépendent du développement des micro-algues. Durant les périodes caractérisées par un fort développement d'algues, un gradient de pH apparaissait à travers les masses d'eau, ce phénomène a été signalé par BARBAGALLO et al. (1999) [5] qui ont constaté une différence de pH proche de deux unités entre la surface et le fond d'un bassin d'effluents traités.

Le pH alcalin et la température modérée enregistrée durant la période d'étude dans les lagunes de Beni-Messous, constituent des conditions idéales pour la prolifération des algues et des bactéries qui établissent un parfait équilibre biologique permettant la dégradation de la matière organique et la décontamination de l'eau. Selon Pearson et al. (1987) [6], des valeurs de pH approchant du 9 ou plus augmentent la mortalité des coliformes fécaux.

2. Evolution des paramètres de pollution

Les paramètres de pollution étudiés, afin de tester l'efficacité de la lagune de Beni Messous, sont la pollution organique, minérale et bactériologique.

2.1. Variation de la pollution organique

La pollution organique dans notre étude est caractérisée par la variation de la demande biologique en oxygène DBO₅, la demande chimique en oxygène DCO et les matières en suspension MES.

2.1.1. Variation de la demande biologique en oxygène

La demande biologique en oxygène (DBO_5) constitue un moyen très important pour l'étude des phénomènes d'élimination de la pollution organique. Elle exprime la quantité de la matière organique biodégradable présente dans l'eau. Autrement dit, elle quantifie l'importance de l'activité bactérienne qui se déroule dans l'eau. Plus précisément, ce paramètre mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction de la matière organique par voie aérobie.

L'objectif de cette étude est de déterminer le degré d'élimination de la charge organique au niveau des différents bassins.

Les résultats des analyses effectuées au niveau de chaque bassin en fonction du temps sont représentés sur la Figure VI.4.

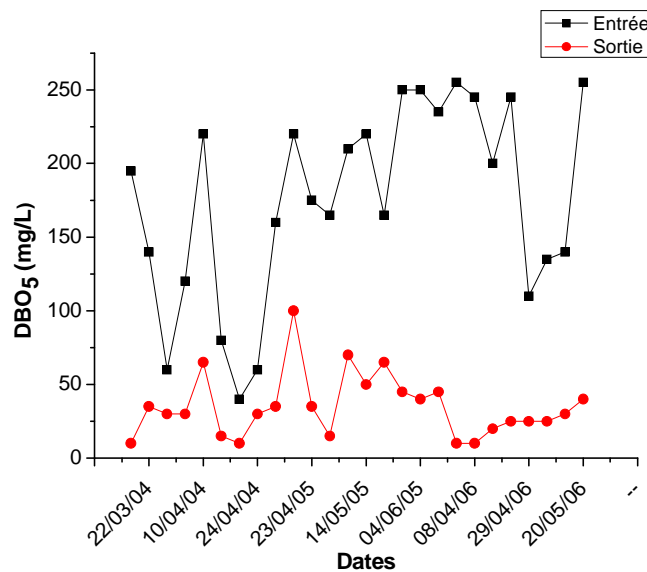


Figure VI.4: Evolution de la DBO_5 en fonction du temps

La Figure VI.4 illustre les variations de la demande biochimique en oxygène des eaux à l'entrée des bassins et à la sortie (eaux traitées). Les eaux brutes ont une teneur très élevée, ces valeurs varient entre 165 et 250 mg/L, par contre à la sortie des lagunes ces valeurs sont dans une fourchette de 15 à 10 mg/L en moyenne, ces résultats sont en accord avec ceux trouvés par Melià et al. en (2009) [7] qui ont enregistré des variations de la DBO_5 de 314 mg/L à l'entrée de la lagune située dans la région de TAFIRA (Espagne), pour atteindre des valeurs de 16 mg/L à la sortie.

Il faut signaler également que la demande biochimique en oxygène présente des variations en fonction du nombre des bassins. Ces variations sont illustrées sur la Figure VI.5.

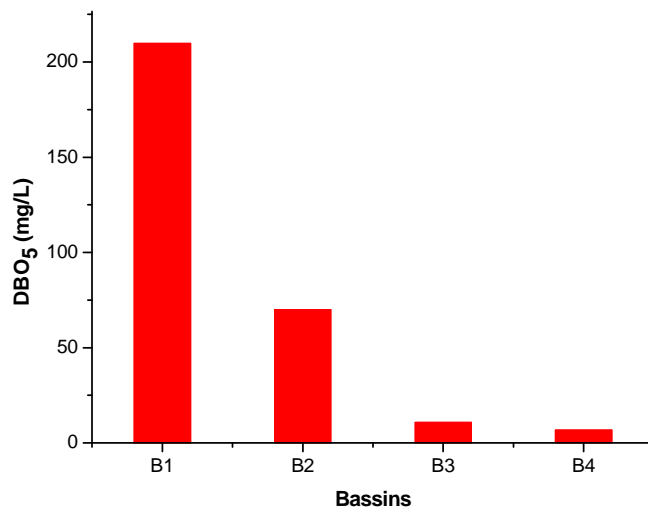


Figure VI.5 : variation de la DBO₅ en fonction du nombre des bassins

Les valeurs les plus élevées de la DBO₅ sont enregistrées à l'entrée de la première lagune, puis elle diminue dans les autres bassins et/ou les valeurs se rapprochent.

Ces variations s'expliquent par une valeur élevée de la DBO₅ de l'ordre de 210 mg/L au niveau du premier bassin, qui présente l'entrée des eaux usées brutes, due au faible débit de l'effluent (Oued) où la concentration de la pollution est trop importante; puis les valeurs de la DBO₅ diminuent au niveau de deuxième bassin avec une valeur de 70 mg/L pour atteindre les 11 mg/L et 6 mg/L au niveau de la troisième et la quatrième lagunes respectivement, cette diminution est due probablement à une importante activité bactérienne au niveau de ces bassins.

Le diagramme radar de la Figure VI.6 positionne les valeurs de DBO₅ des eaux brutes et traitées par rapport à la norme de rejet.

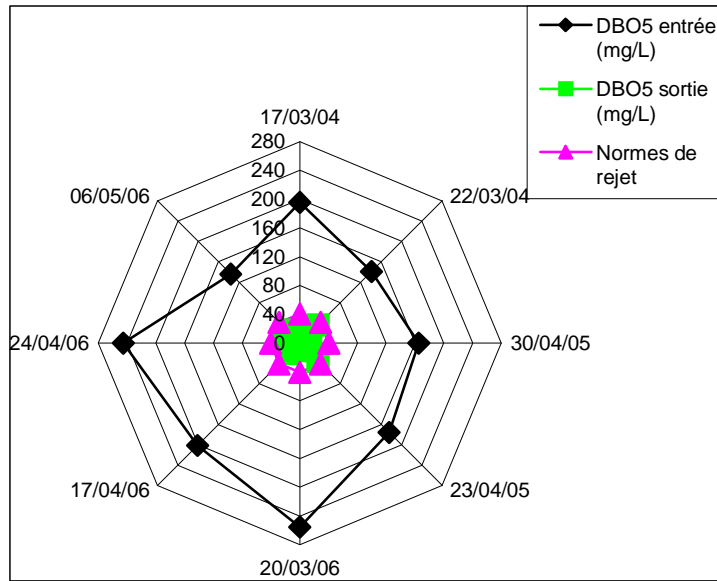


Figure VI.6 : Diagramme Radar localisant des valeurs de DBO_5 par rapport aux normes de rejet.

D'après ce diagramme nous constatons que les valeurs obtenues à la sortie de la station d'épuration sont dans ou très proches de la bande d'équilibre 40 mg/L, ce qui nous permet de conclure que l'eau traitée par les lagunes de Beni Messous peut être réutilisée en irrigation.

Afin d'étudier l'efficacité de la station d'épuration par lagunage naturel de Beni Messous, nous avons calculé les rendements d'élimination de la demande biologique en oxygène de chaque bassin au cours de la période de traitement.

La figure suivante illustre la variation des rendements d'élimination des la DBO_5 en fonction du nombre des bassins.

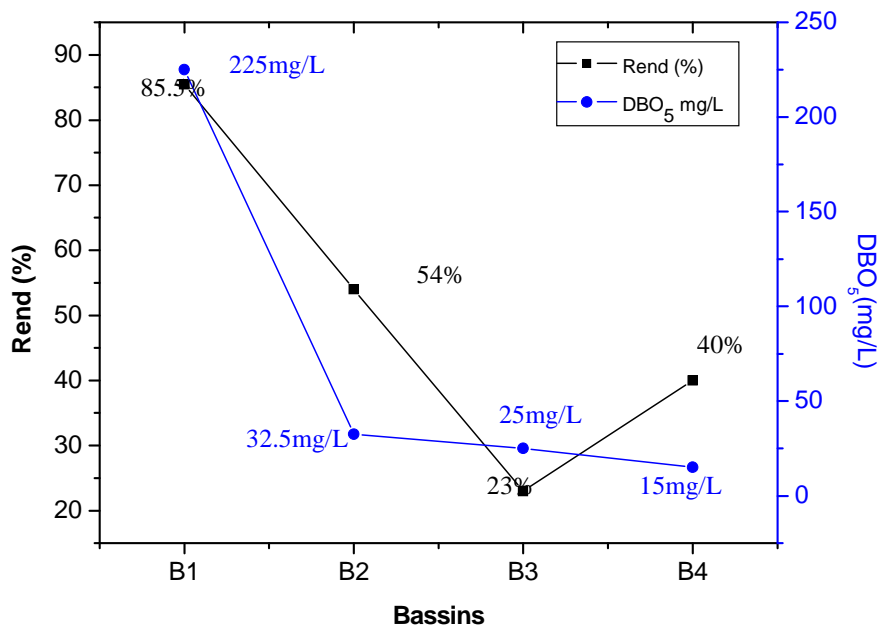


Figure VI.7: évolution du rendement d'élimination de la DBO₅ au cours du traitement.

Selon la Figure VI.7, nous remarquons que le rendement d'élimination de la DBO₅ diminue en fonction du nombre des bassins. La plus grande partie de la pollution est éliminée dans le premier bassin, le rendement est de l'ordre de 85% pour un abattement de la DBO₅ de 225 mg/L à l'entrée de la lagune (B1) qui atteint une valeur de 32.5 mg/L à l'entrée de deuxième bassin, les rendements d'élimination enregistré sont respectivement de 54% et 23% au niveau de 2^{ème} et 3^{ème} bassin. Une augmentation de rendement est observée la sortie de la lagune pour atteindre une valeur de 40% avec une concentration de la DBO₅ de 15 mg/L, cela peut être expliqué par le fait que le quatrième bassin possédant une faible profondeur permet une importante pénétration de la lumière et une bonne production de l'oxygène dissous. Ces conditions favorisent la dégradation de la matière organique, ce qui laisse à penser que le dernier bassin (B4) à jouer le rôle d'une lagune de finition et ainsi affiner le traitement.

Des résultats très proche des notre ont été signalé par Vanotti et al., (2007) [8], de Koning et al., (2008) [9] et Martinez et al., (2009) [10].

2.1.2. Variation de la demande chimique en oxygène

La demande chimique en oxygène (DCO), exprimée en mg d' (O₂)/L, correspond à la quantité d'oxygène nécessaire pour la dégradation par voie chimique est dans des conditions biens définies de la matière organique ou inorganique contenue dans l'eau (GROSCLAUDE, 1999) [11]. Elle représente donc, la teneur totale de l'eau en matières oxydables, à la différence de la DBO₅, qui ne prend en compte que les matières organiques biodégradables. Pour cela, la valeur de la DCO est toujours supérieure à celle de la DBO₅.

La variation de la demande chimique en oxygène en fonction du temps pendant la période d'étude est présentée sur la Figure VI.8.

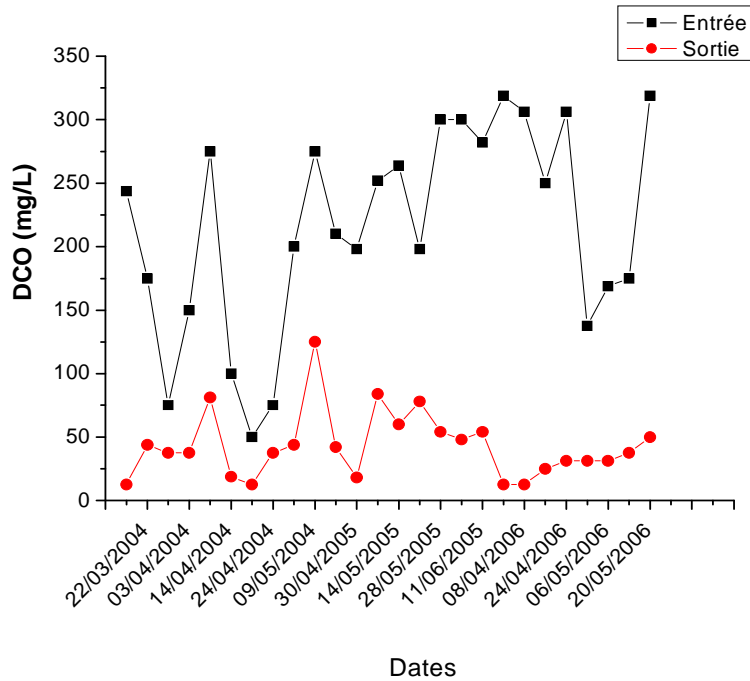


Figure VI.8: évolution de la DCO en fonction du temps

Nous constatons d'après cette figure que la concentrations de la DCO de l'eau brute à l'entrée de la lagune est de 320 mg/L, à la sortie de la station elle est réduite pour atteindre des valeurs proches de 25 mg/L en moyenne, il faut signaler que les eaux usées traitées par la station d'épuration de Beni Messous possèdent une valeur de la demande chimique en oxygène inférieure à la norme de rejet fixée par la législation algérienne qui est de 120 mg DCO/L et correspond, effectivement, selon BLIEFERT et PERRAUD (2001) [12] à la DCO typique des eaux communales après épuration biologique.

La demande chimique en oxygène varie également en fonction de nombre des bassins, cette variation est illustrée sur la Figure VI.9.

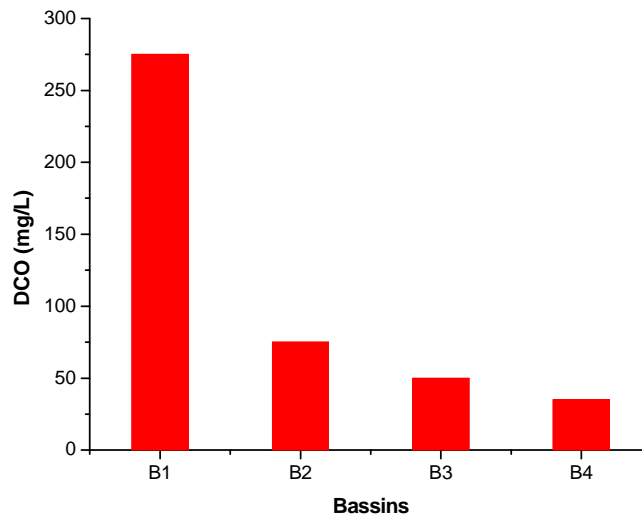


Figure VI.9: variation de la DCO en fonction du nombre des bassins

Selon la figure précédente, nous constatons que la valeur la plus élevée de la DCO 275 mg/L en moyenne est enregistrée au niveau du premier bassin, qui reçoit les eaux usées brutes de l’oued de Beni Messous, la concentration de ce paramètre diminue avec le sens d’écoulement, pour enregistrer une valeur de 35 mg/L au niveau du quatrième bassin. Lorens et al (2009) [13], ont trouvé des valeurs de la demande chimique en oxygène, qui varient de 145 mg/L dans le premier bassins pour atteindre des concentrations de 60 mg/L à la sortie, dans une lagune située au Catalonia (nord-est de l’Espagne) composée de 3 bassins, la différence des résultats obtenus durant notre étude et ceux publier par ces auteurs spécialement pour la valeur finale de la DCO à savoir 35 mg/L dans la station de lagunage de Beni Messous et 60 mg/L pour la lagune de catalonia citée plus haut , est peut être due principalement à l’existences de quatrième bassin qui a affiné encore plus l’épuration, une valeur de la DCO de 68 mg/L à été enregistrée en USA en 2008 (Sandu et al.) [14]. A partir des valeurs obtenues dans notre étude et ceux donner par la littérature, en peut déduire que le lagunage naturel présents un traitement très efficace des eaux usées vis-à-vis de ce paramètre.

Afin de vérifier le degré d’épuration de la lagune de Beni Messous, nous avons étudié la variation des rendements d’élimination de la DCO en fonction de nombre des bassins, les résultats obtenus sont illustrés sur la Figure VI.10.

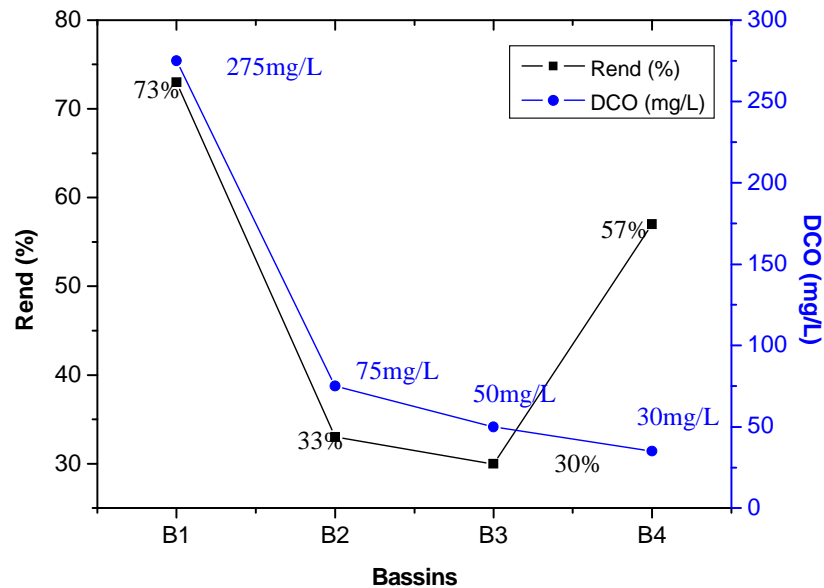


Figure VI.10: évolution du rendement d'élimination de la DCO au cours du traitement.

Nous constatons que la DCO a diminué de 275 mg/L à 75 mg/L avec un rendement d'élimination de 73% dans le premier bassin, ce rendement atteint une valeur de 33% avec une DCO à la sortie de 2^{ème} bassin (B2) de 75 mg/L et 30% au niveau du 3^{ème} bassin la concentration de la DCO à la sortie de ce bassin est de 30 mg/L, le rendement d'élimination augmente dans le 4^{ème} bassin pour atteindre une valeur de 57% ce qui laisse à penser que ce bassin a joué le rôle d'une lagune de finition. Les résultats obtenus par la présente étude semblent très similaires avec ceux cités par Wen et al. (2009) [15], Sandu et al., (2008) [14] et Rousseau et al., (2004) [16].

2.1.3. Evaluation du coefficient de biodégradabilité (K_e)

Le coefficient de biodégradabilité n'est autre que le rapport DCO/DBO₅, il nous donne une première estimation de la biodégradabilité de la matière organique d'un effluent; c'est à dire la faculté de transformation de la matière organique en matière minérale, admissible par le milieu naturel. On convient généralement des limites suivantes [17] :

- $K_e = 1$: l'effluent présente une pollution totalement biodégradable ;
- $1 < K_e < 2.5$: l'effluent est facilement biodégradable (cas des eaux usées domestiques);
- $2.5 < K_e < 3.2$: l'effluent est biodégradable avec des souches sélectionnées (les effluents des industries agro-alimentaires) ;
- $K_e > 3.2$: l'effluent n'est pas biodégradable (effluents des industries de raffineries, de textiles, de pesticides...).

Afin de vérifier la biodégradabilité des eaux usées brutes de l'oued de Beni Messous, nous avons calculé le coefficient de biodégradabilité de l'effluent avant le passage de la lagune.

La figure suivante met en évidence la variation de K_e (coefficient de biodégradabilité) au cours de traitement.

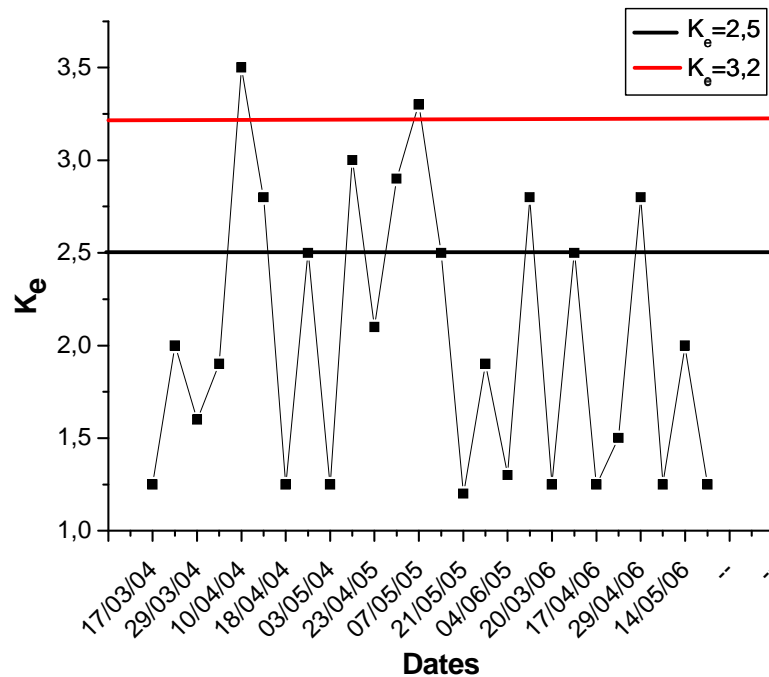


Figure VI.11: évolution du coefficient de biodégradabilité au cours du traitement.

Selon la Figure VI.11 nous remarquons que la totalité des échantillons possèdent un coefficient de biodégradabilité compris entre 1 et 2.5, donc environ 71% des échantillons sont facilement biodégradable, 19% des échantillons ont un K_e compris entre 2.5 et 3.2 et 7% des échantillons ont un coefficient supérieur à 3.2, et par conséquent ne sont pas biodégradable. Cela peut être due principalement à :

- 1- aux rejets hospitaliers de l'hôpital Beni Messous qui déverse ces effluents dans l'oued sans aucun traitement préalable ;
- 2- étant donné que les lagunes de Beni Messous sont implantées dans une région à vocation plus ou moins agricole ceci peut provoquer un ruissellement par les eaux pluviales des engrais et des pesticides ainsi que d'autres produits de traitement des plantes et d'élevage.

Contrairement aux résultats obtenus par notre étude, Balcioglu et al. (2006) ont enregistré un coefficient de biodégradabilité qui varie entre 3.5 et 9 lors de traitement d'un effluent issue d'une papeterie [18].

2.1.3. Variation des matières en suspension

La détermination de la concentration des matières en suspension (MES) est essentielle pour évaluer la répartition de la charge polluante entre pollution dissoute et pollution sédimentable, car

le devenir de ces deux composantes est très différent, tant dans le milieu naturel que dans les systèmes d'épuration.

Selon BONTOUX, 1993 [19], dans une eau usée urbaine, près de 50 % de la pollution organique se trouve sous forme de MES. Les résultats pour les eaux usées industrielles sont très variables, il est de même pour les eaux naturelles où la nature des MES est souvent minérale et leur taux est relativement bas, sauf en période de crue des cours d'eau.

La composition des MES peut être appréciée par analyse directe : plus souvent, elle est obtenue par différence des caractéristiques des eaux brutes et des eaux filtrées (voir annexe 1). Les MES sont exprimées en mg/L.

D'après les résultats obtenus, les concentrations des matières en suspension présentent des variations en fonction des prélèvements, pendant la période d'étude, ces résultats sont représentés sur la Figure VI.12.

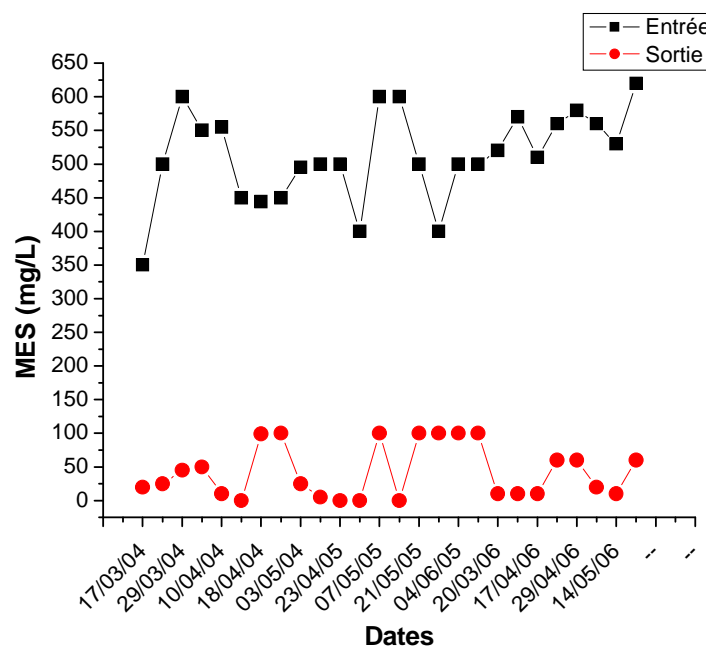


Figure VI.12: Evolution des MES en fonction du temps

Les résultats obtenus pour les matières en suspension montrent qu'il y a une élimination très importante de ces derniers entre l'entrée et la sortie de la lagune. En effet, à l'entrée du système par lagunage nous constatons que l'eau brute présente des valeurs très importantes des MES qui sont comprise entre 400 et 600 mg/L, ceci est due probablement au fort débit de déversement des eaux usées dans l'oued Beni Messous, riches en particules susceptibles de créer une telle pollution. Les eaux après traitement par les lagunes présentent une faible teneur en MES, on retrouve des valeurs inférieures à 10 mg/L. Les résultats obtenus par cette étude sont en accord avec ceux trouvés par Rigoni-Stern et al., (1990) en Italie [20], des recherches plus récentes (Kumlanghan et al., (2008) [21], confirment également nos résultats.

La concentration des MES est réduite en moyenne de 485 mg/L à 30 mg/L, valeur inférieure à la norme de rejet fixée à 35 mg MES/L [22].

La variation de la concentration des matières en suspension en fonction des bassins de la station d'épuration de Beni Messous est donnée par les histogrammes de la Figure VI.13.

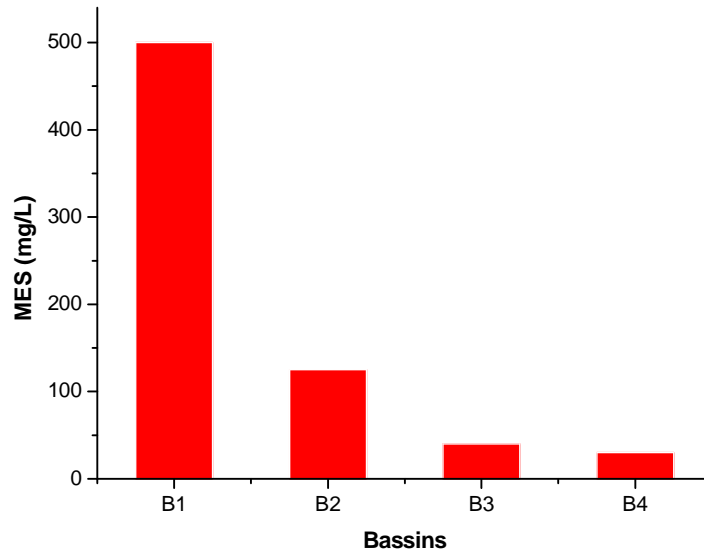


Figure VI.13: variation des MES en fonction du nombre des bassins

Selon la figure précédente nous constatons une valeur très importante des MES au niveau de premier bassin 500 mg/L, cette valeur est réduite pour atteindre une concentration de 125 mg/L dans le deuxième bassin puis respectivement 40 mg/L et 30 mg/L au niveau de troisième et quatrième bassin. Cela laisse à penser que la totalité des matières en suspension reçues par la station de Beni Messous, est éliminées au niveau de premier bassin. Pour mieux confirmer ce résultat un calcul des rendements d'épuration des MES pour chaque bassin a été effectué, et illustré sur la figure suivante :

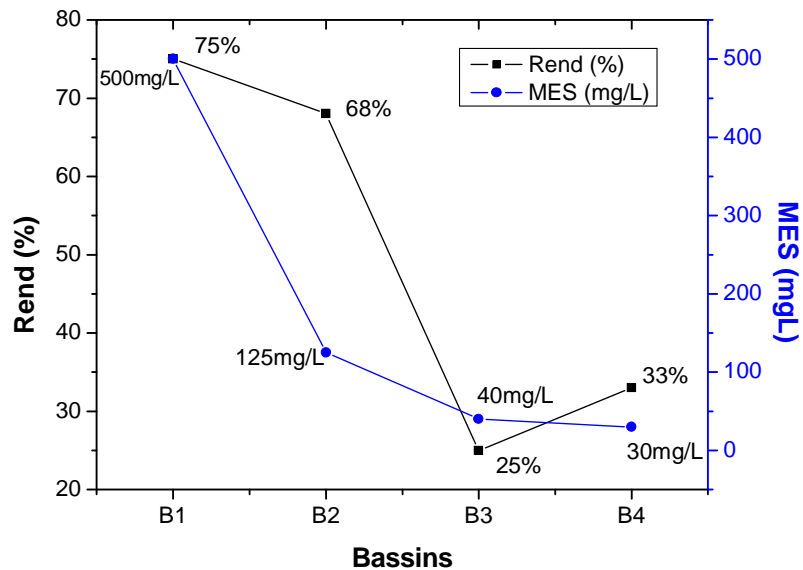


Figure VI.14: évolution du rendement d'élimination des MES au cours du traitement.

D'après la figure précédente, on remarque que 75 % des matières en suspension sont éliminées au niveau de premier bassin, ceci laisse à penser que ce dernier a joué le rôle d'une lagune de décantation, le rendement d'élimination atteint 68 % dans le deuxième bassins et 25 % dans le troisième bassin, il augmente ensuite au niveau de dernier bassins pour atteindre un abattement de 33 %. Le rendement global d'élimination des matières en suspension dans la lagune de Beni Messous est de 94% des résultats similaires ont été obtenu par Herrera Melian et al. (2009) [7]. La diminution de rendement d'élimination des matières en suspension au niveau de troisième bassin peut être expliquée par le fait que cette lagune est le lieu habituel de développement excessif des microalgues [23]. Pour confirmer cette conclusion, une étude de variation de la concentration de la chlorophylle *a* en fonction de nombre des bassins a été effectuée. Le résultat obtenu est illustré sur la Figure VI.15.

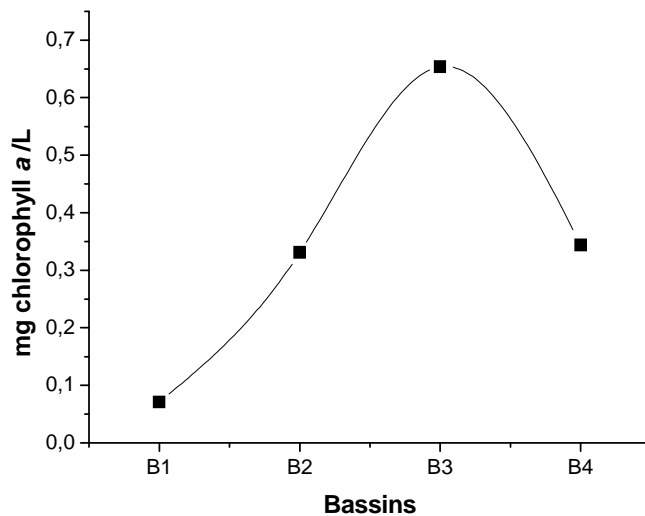


Figure VI.15: variation de la concentration de la chlorophylle *a* en fonction du nombre des bassins

Nous remarquons selon la figure précédente qu'au niveau de 3^{ème} bassin (B3) la concentration de la chlorophylle *a* a augmentée pour atteindre des valeurs de 0.65 mg/L ce qui a engendré l'augmentation de la concentration des matières en suspension et par conséquent une diminution de rendement d'élimination de ce paramètre au niveau de ce bassin.

2.2. Variation de la pollution minérale

La pollution minérale est présentée dans cette étude par les nitrites (NO_2^-), l'ammonium (NH_4^+) et les orthophosphates (PO_4^{3-}).

2.2.1. Evolution de la concentration des nitrites et ammoniums

Dans les eaux usées domestiques, l'azote est sous forme organique et ammoniacale, on le dose par mesure du N-NTK (Azote Totale Kjeldahl) et la mesure du N-NH₄. La concentration du N-NTK est de l'ordre de 15 à 20% de celle de la DBO. L'apport journalier est compris entre 10 et 15g par habitant (GROSCLAUDE, 1999) [11].

L'ammonium est souvent dominant; c'est pourquoi, ce terme est employé pour désigner l'azote ammoniacal (AMINOT et CHAUSSEPIED, 1983) [24]. En milieu oxydant, l'ammonium se transforme en nitrites puis en nitrates ; ce qui induit une consommation d'oxygène (GAUJOUS, 1995) [3].

Les ions nitrites (NO_2^-) sont un stade intermédiaire entre l'ammonium (NH_4^+) et les ions nitrates (NO_3^-). Les bactéries nitrifiantes (nitrosomonas) transforment l'ammonium en nitrites. Cette opération, qui nécessite une forte consommation d'oxygène, est la nitritation. Les nitrites proviennent de la réduction bactérienne des nitrates, appelée dénitrification.

Les nitrites constituent un poison dangereux pour les organismes aquatiques, même à de très faibles concentrations. Sa toxicité augmente avec la température. Ils provoquent une dégradation de l'hémoglobine du sang des poissons qui ne peut plus véhiculer l'oxygène. Il en résulte la mort par asphyxie (SEVRIN-REYSSAC et al., 1995) [4].

Plusieurs études ont montré que l'ammonium est la forme d'azote préférentiellement utilisée par les microalgues dans les lagunes (Ower et al., 1981) [25].

La variation des concentrations des nitrites et ammonium pendant la période d'étude sont illustrés sur la Figure VI.16 et la Figure VI.17.

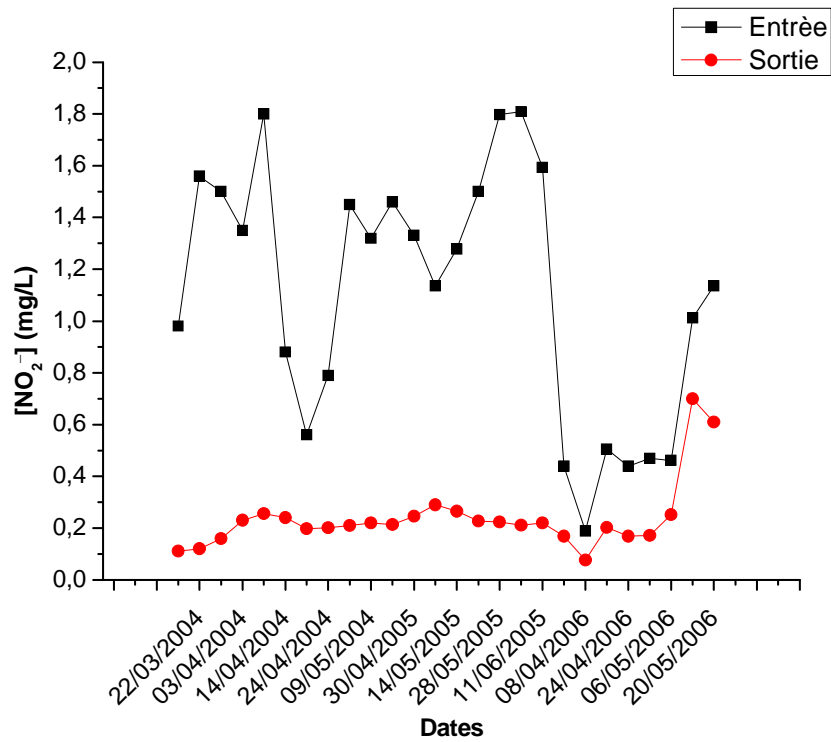


Figure VI.16: évolution de la concentration des nitrites en fonction du temps

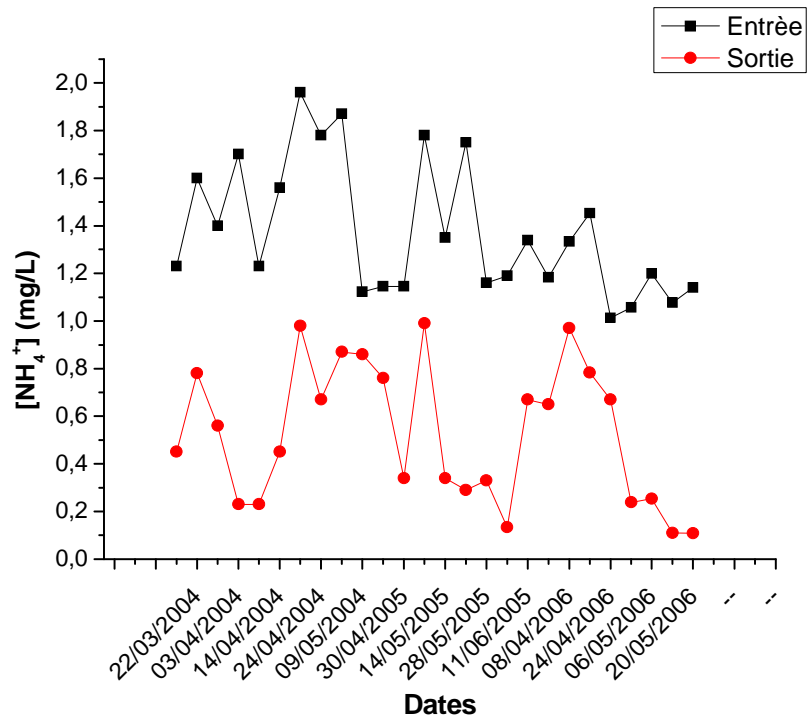


Figure VI.17: évolution de la concentration d'ammonium en fonction du temps

Nous constatons d'après les figures VI.16 et VI.17 que l'eau usée à l'entrée de la lagune possède des concentrations moyennes en nitrites et en ammonium de l'ordre de 1.3 et 0.8 mg/L respectivement, après traitement ces concentrations sont réduites pour atteindre des valeurs de 0.78 mg/L pour les nitrites et 0.6 mg/L pour l'ammonium. D'après Musil et Breen (1977) et Nelson et al., (1981) [26, 27], l'élimination des nitrates dans les lagunes semble être contrôlée par un processus enzymatique, alors que c'est un phénomène de diffusion qui contrôle le prélèvement de l'ammonium.

La variation des rendements d'élimination de ces 2 paramètres est illustrée sur les figures VI.18 et VI.19.

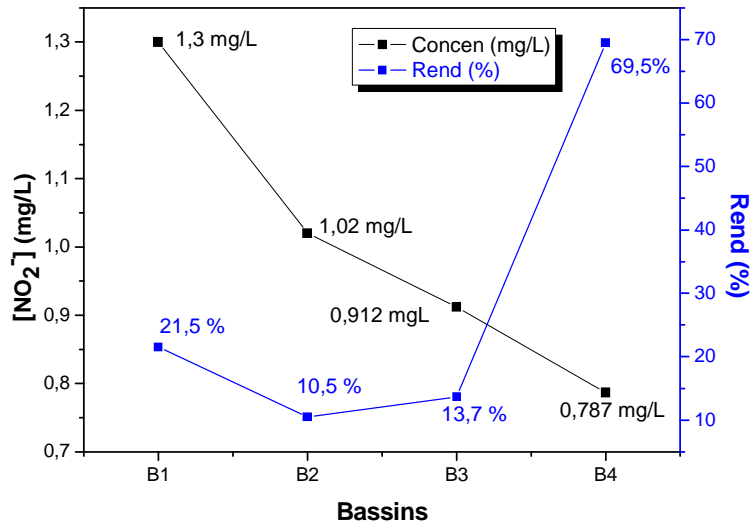


Figure VI.18: évolution du rendement d'élimination des nitrites au cours du traitement.

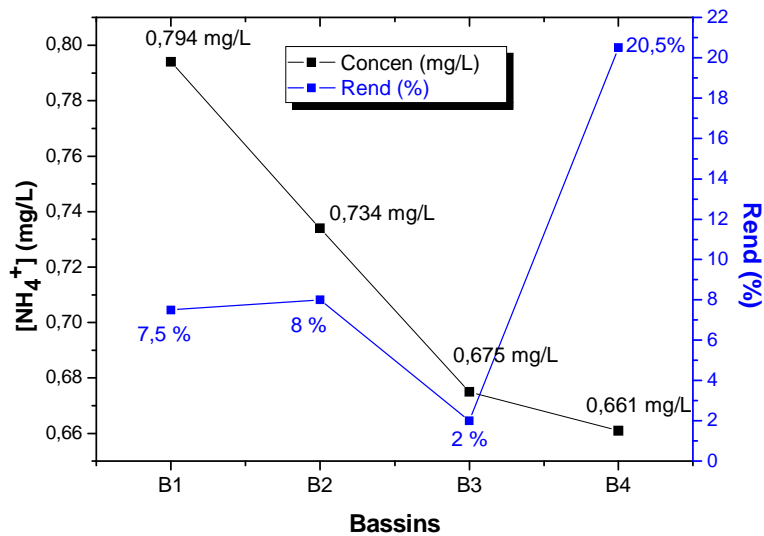


Figure VI.19: évolution du rendement d'élimination d'ammonium au cours du traitement.

D'après les figures précédentes, on remarque que les rendements d'élimination des nitrites et d'ammonium sont respectivement de l'ordre de 21,5% et 7,5% au niveau du 1^{er} bassin, ces rendements atteints des valeurs de 69,5% pour les nitrites et 20,5% pour l'ammonium au niveau du 4^{eme} bassin. Les plus faibles valeurs des rendements d'élimination de ces deux paramètres sont enregistrées au niveau de 3^{em} bassin (B3), à savoir 13,7% pour les nitrites avec une concentration de 0,912 mg/L et 2% pour l'ammonium avec une concentration de 0,675 mg/L, ce faible taux d'abattement des sels nutritifs au niveau de ce bassin est peut être du au développement excessive des micro algues dans qui utilisent les sels minéraux pour la synthèse de leur matériel cellulaire.

Les résultats obtenus par la présente étude semblent en accord avec ceux publiés par Kimberley et al., (2003), et Loyd et al., (2000) [28, 29].

2.2.2. Evolution de la concentration des orthophosphates

Le phosphore est présent dans l'eau sous plusieurs formes : phosphates, polyphosphates, phosphore organique ...etc. ; les apports les plus importants proviennent des déjections humaines et animales, et surtout des produits de lavage.

Agents d'eutrophisation gênant dans le milieu naturel, les phosphates n'ont pas d'incidence sanitaire et les polyphosphates sont autorisés comme adjuvants pour la prévention de l'entartrage dans les réseaux (BONTOUX, 1993) [19].

La variation de la concentration des orthophosphates pendant la période d'étude est représentée sur la figure suivante :

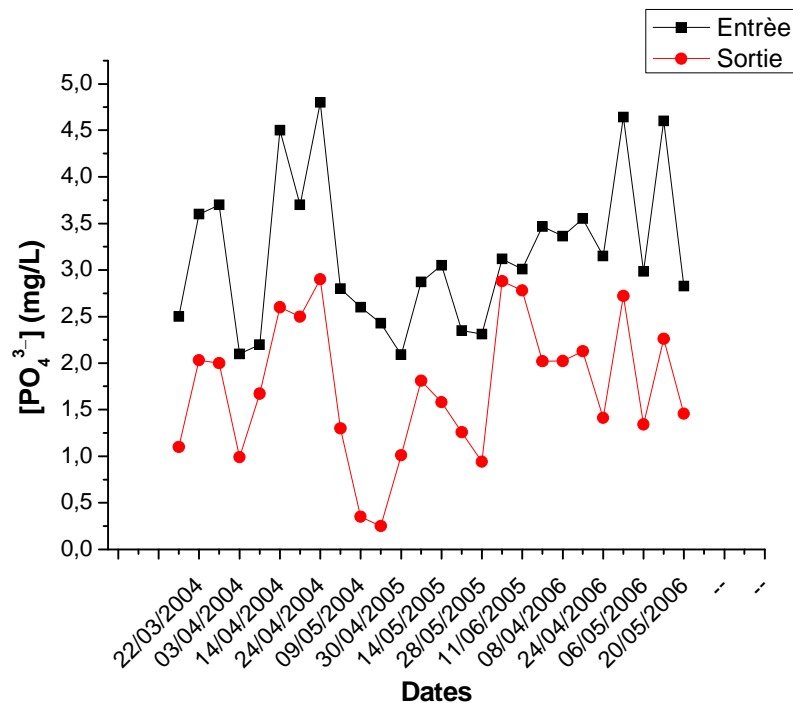


Figure VI.20: Evolution de la concentration des orthophosphates en fonction du temps

L'eau usée avant traitement possède une concentration de 4,6 mg/L en orthophosphate cette valeur est réduite pour atteindre 0,2 mg/L après passage dans la lagune, cette diminution de la pollution phosphorée est contrôlée d'après Ku et al. (1978), Richardson (1985) et Richardson et al. (1993) [30, 31, 32] par un ensemble d'interaction physico-chimiques eux même contrôlées par le potentiel redox, le pH, les ions Fe³⁺, Al³⁺ et Ca²⁺.

La Figure VI.21 illustre la variation des rendements d'élimination des orthophosphates pour chaque bassin.

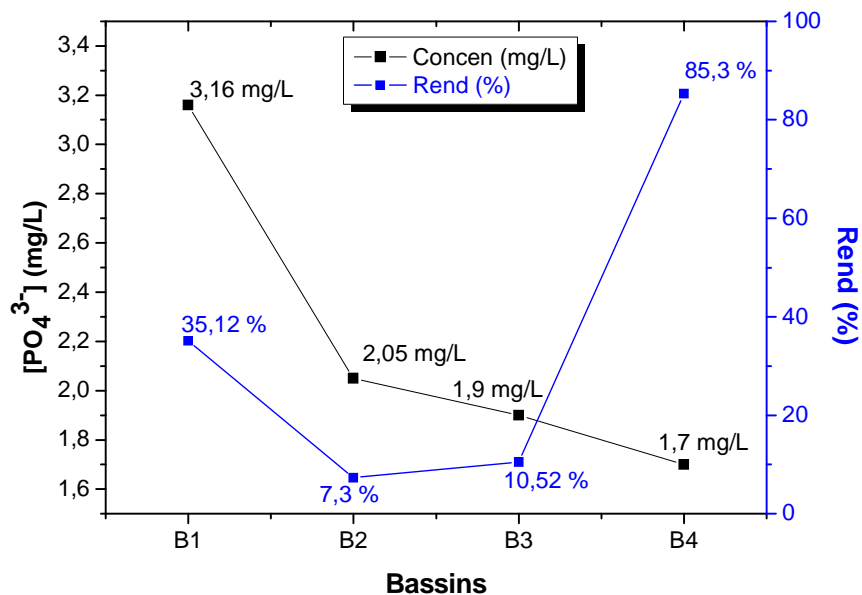


Figure VI.21: évolution du rendement d'élimination des orthophosphates au cours du traitement.

On constate que le rendement d'élimination des orthophosphates est de 35.12% au niveau de premier bassin (B1) avec une concentration de 3,16 mg/L puis il augmente pour atteindre une valeur de 85,3% au niveau de quatrième bassin et une concentration de 1,7 mg/L en moyenne. Le rendement global d'élimination de la pollution engendrée par les orthophosphates dans la lagune de Beni Messous atteint une valeur de 95,6%. J. Vymazal (2009) [33] a signalé un rendement qui varie entre 92% et 98%, valeur très proche des résultats obtenus par la présente étude. D'après Dorioz et al., (1988) [34] l'élimination de la pollution phosphorée est du probablement à la rétention des ions orthophosphates par les sédiments. L'évolution des rendements d'élimination des PO₄³⁻ dans les lagunes témoigne d'une bonne efficacité de ce procédé de traitement des eaux usées pour l'élimination des orthophosphates.

2.3. Variation de la pollution bactériologique

Des flacons en verres de 500 mL stériles sont réservés pour l'analyse bactériologique. Les échantillons sont transportés au laboratoire dans une glacière isotherme sous une température de 4°C (voir annexe 1 pour la méthode d'échantillonnage et de conservation).

Les germes recherchés et dénombrés sont les coliformes totaux, les coliformes fécaux, *Escherichia coli* et les Stéptocoques fécaux, ces germes sont révélateur d'une contamination fécale et entraînent par leurs abondances la présomption de contamination plus dangereuse [35].

La méthode de dénombrement de ces germes est la méthode du nombre le plus probable (NPP) par l'incubation des échantillons en milieu liquide (voir annexe 1).

La détermination du nombre caractéristique (nombre des tubes positifs) permettra l'établissement du nombre le plus probable par la consultation de la table de Mc Grady [36] (voir annexe3).

Le dénombrement des Sulfito-réducteurs a été aussi effectué ainsi que la recherche des vibrions et des salmonelles.

2.3.1. Etude de l'origine de la pollution

L'origine de la pollution fécale, a été étudiée par Haslay et Leclerc [37] qui ont proposé d'évaluer le rapport de la concentration en coliforme fécaux à celles des streptocoques fécaux (CF/SF) pour déterminer l'origine de la contamination.

L'interprétation de ce rapport CF/SF est la suivante :

- $CF/SF < 0,7$ la pollution est d'origine animale ;
- CF/SF compris entre 0.7 et 1 la pollution est à prédominance animale ;
- CF/SF est compris entre 1 et 2 la pollution est d'origine inconnue (incertitude dans l'interprétation) ;
- CF/SF compris entre 2 et 4 la pollution est à prédominance urbaine d'origine humaine ;
- $CF/SF > 4$ la pollution est exclusivement urbaine (d'origine humaine).

L'application du barème précédent, sur les valeurs calculées durant la période de notre étude confirme que la pollution engendrée par les eaux usées rejetées dans les lagunes de Beni Messous est exclusivement humaine ($CF/SF \gg 4$), à l'exception de certains prélèvements où le rapport CF/SF est supérieur à 0.7 ce qui signifie que l'origine de la pollution est animale cela est due principalement aux rejets des stations d'élevage, des ruissellements et lessivage des terres agricole situées à la proximité de la station de traitement des eaux usées par lagunage. L'analyse bactériologique est effectuée dans le but de connaître les variations des concentrations des germes après le passage de l'eau usée à travers les différents bassins.

2.3.2. Coliformes totaux (CT)

D'après l'histogramme suivant, on remarque que la charge bactérienne en Coliformes totaux est maximale à l'entrée du premier bassin puis diminue de plus en plus avec le sens d'écoulement des eaux. A l'entrée le nombre moyen de germes par 100 mL est de $140 \cdot 10^8$ et à la sortie ce nombre est de $3,5 \cdot 10^6$ avec un rendement d'épuration moyen de 99.9 %.

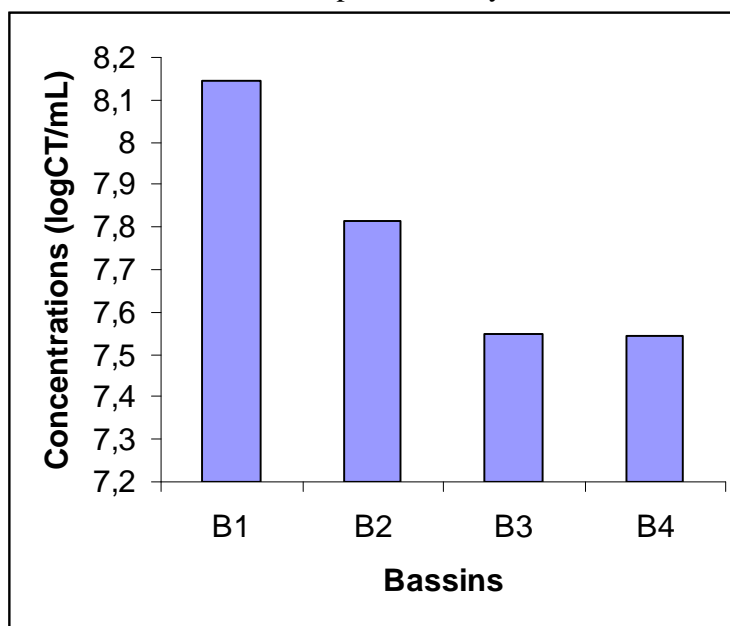


Figure VI.22: évolution de la concentration moyenne des Coliformes Totaux

au niveau des différents bassins.

2.3.3. Coliformes fécaux (CF)

A l'entrée du premier bassin (B1) la concentration moyenne des Coliformes fécaux est de 140.10^8 germe/100mL la diminution n'est visible qu'à partir du troisième bassin de l'ordre de $6,48.10^5$ germe/100mL avec un rendement moyen égal à 99%.

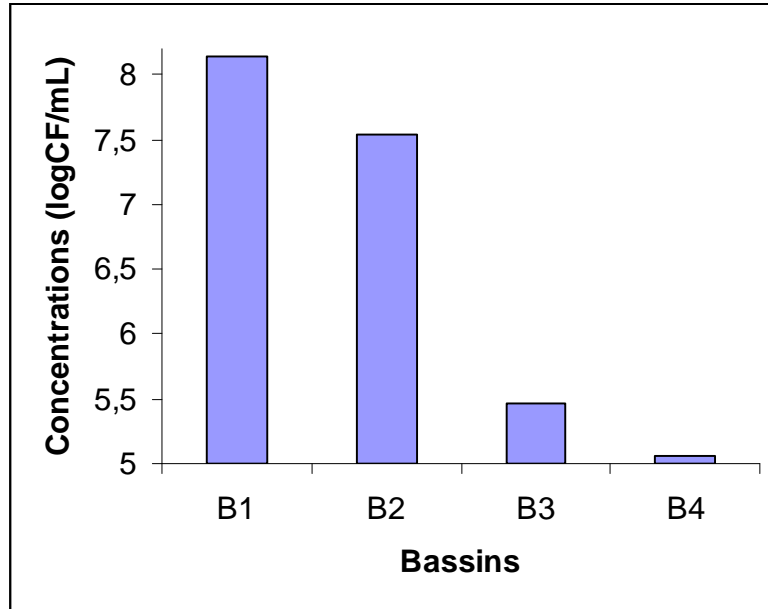


Figure VI.23: évolution de la concentration moyenne des Coliformes Fécaux au niveau des différents bassins.

2.3.4. Echerichia coli (E. Coli)

Pour ce germe on remarque que la charge bactérienne est au maximum à l'entrée du premier bassin puis diminue de plus en plus avec le sens d'écoulement des eaux. A l'entrée de la lagune (B1) la concentration moyenne est de 140.10^8 germe/100mL, à la sortie elle est de 4.10^5 germe/mL. Le rendement moyen d'épuration est de 99 %.

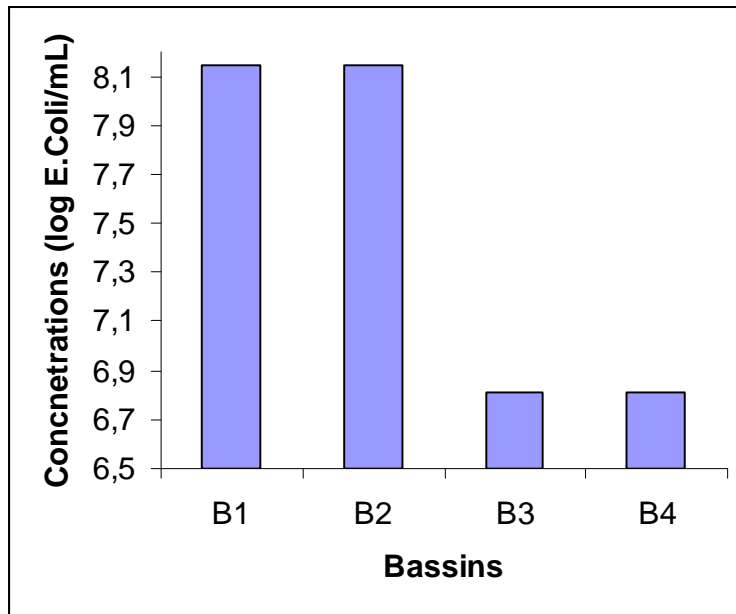


Figure VI.24: évolution de la concentration moyenne de *E. Coli* au niveau des différents bassins.

2.3.5. Streptocoques fécaux (SF)

La concentration moyenne Streptocoques fécaux diminue avec le sens d'écoulement des bassins, celle-ci passe de $140 \cdot 10^8$ à $7 \cdot 10^5$ germe/100mL, avec un rendement de 99%.

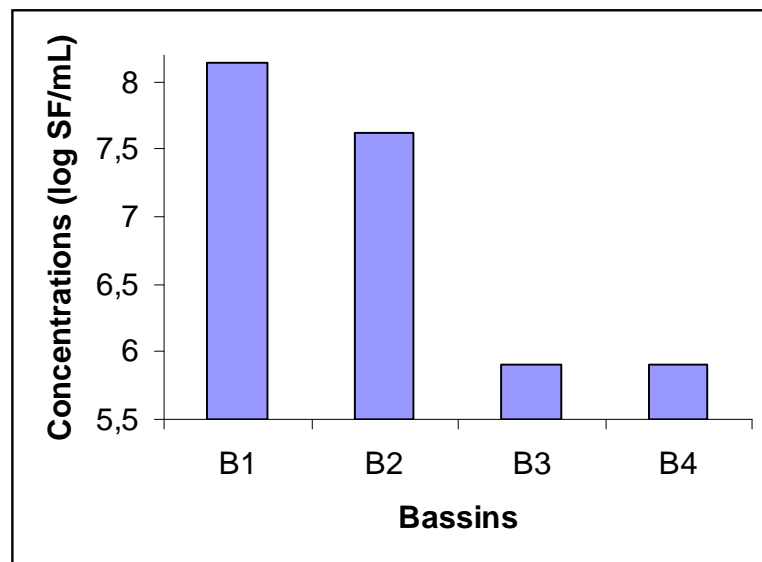


Figure VI.25 : évolution de la concentration moyenne des Streptocoques Fécaux au niveau des différents bassins.

2.3.6. Salmonelles

D'après l'analyse faite à l'entrée et à la sortie de la lagune, le nombre de Salmonelles par 100 mL est supérieur à 1600 germes avant le traitement, et 1072 après le traitement avec un rendement de l'ordre de 33%.

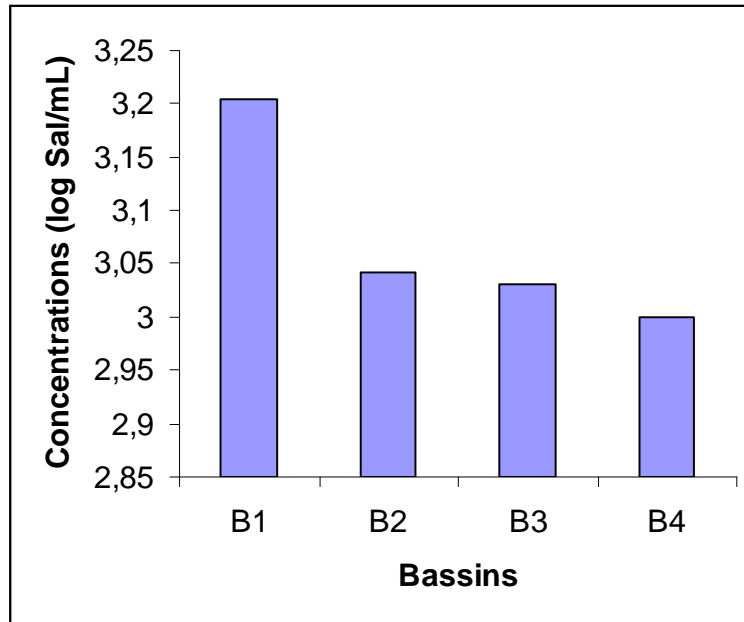


Figure VI.26: évolution de la concentration moyenne des Salmonelles au niveau des différents bassins.

2.3.7. Sulfito-réducteurs

L'histogramme ci-dessous illustre l'abattement des Clostridiiums sulfito-réducteurs, le nombre de ces derniers passe de 1650 à 33 par 100 ml soit un rendement moyen de 98%.

La diminution des Sulfito-réducteurs dans le deuxième bassin peut s'expliquer par un certain nombre de point :

- Les conditions dans le premier bassin favorable au développement des bactéries Sulfito-réductrices, car il s'agit du bassin anaérobie où les conditions sont très réduites ;
- Le deuxième bassin par contre est moins profond, c'est le bassin aérobie, les conditions deviennent de plus en plus défavorables à ces germes, en effet, l'épuisement du substrat, la présence d'oxygène inhibe la croissance des bactéries et la germination des spores.

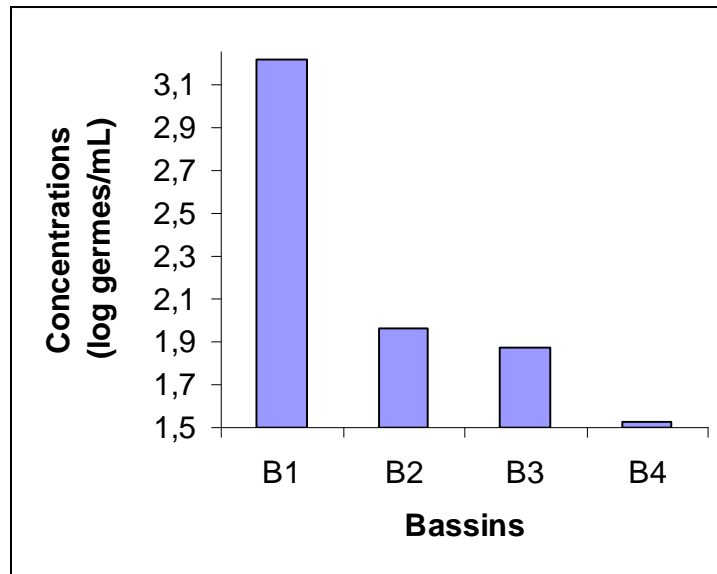


Figure VI.27: évolution de la concentration moyenne des Sulfito-réducteurs au niveau des différents bassins.

2.3.8. Isolement et identification bactérienne

L'isolement et l'identification des Entérobactéries sont réalisées en utilisant des tubes positifs de bouillon lactosé S/C et D/C et tubes de VBL et des cultures sur gélose Hektoen.

La recherche des Salmonelles et des Vibrions est effectuée par la méthode qualitative qui comporte 3 étapes : enrichissement, isolement et identification biochimique par galeries Api 20E et Api 20NE (CEAEQ, 2003c) [38].

Après l'isolement, l'identification biochimique des Streptocoques a été effectuée sur des galeries Api 20STRE. Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux VI.2 et VI.3.

Tableau VI.2: Identification biochimique des bactéries isolées (Enterobacteriaceae).

Groupe Caractères	Enterobacteriaceae				
	Coliformes			Salmonelles	
Aspect des cellules	Bacilles	Bacilles	Bacilles	Bacilles	Bacilles
Gram	-	-	-	-	-
Catalase	-	-	V	V	/
Production de gaz	+	+	+	+	+
Coagulase	/	/	/	/	/
Esculinase	/	/	/	/	/
Oxydase	-	-	-	-	
ONPG	+	+	+	+	+
ADH	-	+	-	+	+
LDC	+	-	-	+	-
ODC	+	+	+	+	-
CIT	-	+	+	-	+
H ₂ S	-	-	-	+	+
Nom de l'espèce	<i>E. coli</i>	<i>Enterobacter cloacae</i>	<i>Citrobacter freundii</i>	<i>Salmonella arizonae</i>	<i>Salmonella typhi</i>

V : variable selon la souche

Onpg : orthonitrophenyl-b-D-galactopyranoside; **ADH**: l'arginine dihydrolase ; **LDC**: lysine décarboxylase; **ODC**: l'ornithine décarboxylase; **CIT**: tubes avec Citrate liquide (0,5 ml de Citrate à 3,8 ml/5 ml), à bouchon bleu.

Tableau VI.3: Identification biochimique des bactéries isolées (Vibrionaceae et Micrococcaceae).

Groupe Caractères	Vibrionaceae				Micrococcaceae (Streptocoques)
	Aeromonas	Vibrions			
Aspect des cellules	Bacilles	Bacilles	Bacilles incurvés	Bacilles incurvés	Paires en chaînettes
Gram	-	-	-	-	+
Catalase	/	/	V	V	-
Production de gaz	+	+	+	+	-
Coagulase	/	/	/	/	-
Esculinase	/	/	/	/	+
Oxydase	+	/	+	+	-
ONPG	+	/	+	-	/
ADH	+	/	-	-	/
LDC	-	/	+	+	/
ODC	-	/	V	V	/
CIT	+	+	+	-	/
H₂S	-	-	-	-	/
Nom de l'espèce	Aeromonas hydrophila	V.parahaemolyticus	V. alginolyticus	V. fluvialis	S. faecalis

V : variable selon la souche

Onpg : orthonitrophenyl-b-D-galactopyranoside; **ADH**: l'arginine dihydrolase ; **LDC**: lysine décarboxylase; **ODC**: l'ornithine décarboxylase; **CIT**: tubes avec Citrate liquide (0,5 ml de Citrate à 3,8 ml/5 ml), à bouchon bleu.

2.4. Essai de corrélation

Pour quantifier l'influence de la pollution organique sur la pollution bactériologique et vérifier si il y'a une corrélation entre la demande biologique en oxygène et la concentration des germes pathogènes, nous avons étudiés la variation des concentrations moyennes des germes pathogènes dans chaque lagune en fonction de la concentration moyenne en DBO₅, la figure suivante illustre cette variation :

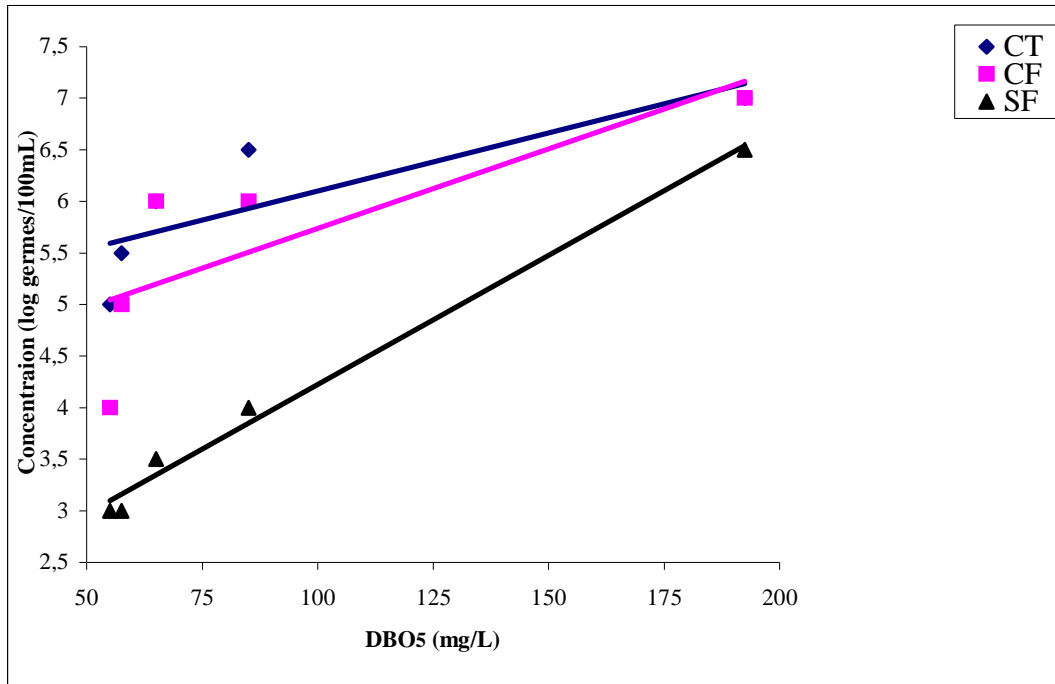


Figure VI.28: Evolution des concentrations des germes en fonction de la DBO₅.

La Figure VI.28 nous reflète les variations de la concentration des germes obtenus en fonction de la DBO₅ avec le sens de l'écoulement de l'effluent. L'objectif de cette étude est de mettre en évidence les corrélations existant entre les concentrations des germes pathogènes et la DBO₅. Les corrélations entre pollution bactériologique représentée par la concentration des germes et la pollution organique représentée par la demande biologique en oxygène (DBO₅), sont données ci-dessous :

$$\log CT = 0,0113DBO + 4,9753 \quad R^2 = 0,6812$$

$$\log CF = 0,0154DBO + 4,1977 \quad R^2 = 0,6135$$

$$\log SF = 0,025DBO + 1,722 \quad R^2 = 0,9903$$

A partir des courbes obtenues et des corrélations présentées une augmentation proportionnelle des teneurs en germes pathogène en fonction de la DBO₅ s'observe.

Nous remarquons que pour les trois types de germes analysés le coefficient de corrélation R² est supérieur à 50% ce qui confirme la proportionnalité entre la pollution biologique et la pollution organique, des résultats similaires ont été obtenus par Mercedes G. et al. (2008) [39].

L'augmentation des teneurs des germes en fonction de la DBO₅ est due à l'importance de la matière organique, qui était plus élevée au niveau du premier bassin; et qui diminue au fur et à mesure qu'on se dirige vers la sortie de la lagune.

3. Conclusion

L'étude que nous avons réalisée consiste à l'évaluation de l'efficacité du lagunage naturel utilisé comme procédé de traitement des eaux usées à fin de réutiliser les effluents traités en irrigation.

Les paramètres étudiés sont divisés en 3 types pollutions, à savoir la pollution organique caractériser par la demande biologique en oxygène (DBO₅), la demande chimique en oxygène (DCO), les matières en suspension (MES), la pollution minérale caractériser par la variation des concentrations des nitrites, ammoniums et orthophosphates, et la pollution bactériologique qui consiste à un dénombrement et identification des germes indicateurs de pollution.

D'après les résultats obtenus, le pH alcalin des eaux de la lagune, nous renseigne sur l'activité photosynthétique des algues, qui en présence d'un bon ensoleillement consomme le CO₂ et libère l'oxygène dans la colonne d'eau. Ce pH atteint une valeur de 7,92, joue un rôle important dans la désinfection de l'eau épurée.

La réduction de la demande biologique en oxygène (DBO₅) diffère d'un bassin à un autre avec un rendement d'élimination global de 93% et une concentration des eaux traitées de 15 mg/L.

La demande chimique en oxygène (DCO) est éliminée globalement de 73% avec une concentration après traitement de 30 mg/L.

Concernant les matières en suspension, on peut remarquer une réduction des MES de 500 mg/l à 75 mg/l ce qui correspond à un rendement d'élimination de 85 %.

L'abattement des sels nutritifs est du à la prolifération des micro algues qui utilisent ces sels pour la synthèse de leur protéine et qui avec une température et un pH élevé favorisent la volatilisation de l'ammoniac, les rendements d'élimination de la pollution minérale atteints des valeurs de 85% pour les orthophosphates, 20,5% pour l'ammoniac et 69,5% pour les nitrites.

Concernant la pollution biologique, une élimination de l'ordre de 75 % des CT, 95 % des CF, 97 % de *E coli* et 95% SF ont été enregistrée. Ce traitement semble être très efficace et cette performance est à son maximum lors de l'élévation de la température. Notons tout de même que si le lagunage naturel est efficace pour la réduction des germes de contamination fécale, il l'est beaucoup moins en ce qui concerne l'élimination des salmonelles et des vibrions. On a identifié les bactéries suivantes : *Salmonella typhi*, *Salmonella arizonae*, *Vibrio fluvialis*, *Vibrio alginolyticus*.

Toutefois, ces résultats concordent avec ceux obtenus dans différents travaux qui ont permis de mettre en évidence la présence de Salmonelles, en nombre parfois élevé, dans les eaux usées traitées par lagunage [40], [41], [42].

Les eaux traitées de la station possèdent la qualité bactériologique requise pour l'irrigation, en revanche, on a enregistré un abattement de près de 98% des spores de *Clostridium sulfito-réducteurs*.

4. Références bibliographiques

- [1] A. Empananza –Knörr & F. Torella. «Microbiological performance and Salmonella dynamics in wastewater depuration pond system of southeastern Spain. » J. Wat. Sci. Tech., 31, 12.pp. 239-248, 1995.
- [2] F. EDELINE. « L'épuration biologique des eaux résiduaires : théorie et technologie. »
Edition Lavoisier Tec et doc Paris, 1980.
- [3] D. Gaujous. « La pollution des milieux aquatiques : aide-mémoire. » Edition Technique et Documentation, Lavoisier, 220p., 1995.
- [4] J. Sevrin-Reyssac, J. De La Noue & D. Proulx. « Le recyclage du lisier de porc par lagunage. » Edition Technique et Documentation, Lavoisier, 118p., 1995.
- [5] S. Barbagallo, G.L. Cielli, G. Giammanco, S. Indilecato, S. Pignato. Wastewater storage in reservoir. In: Deficit irrigation and use of non conventional water. Document pédagogique, programme Ntura, projet NECTAR, Universita Degli studi di frence, dipartimonto di ingeneria agraria e foresteli, Itay, 1999.
- [6] HW Pearson, DD. Mara, SW. Mills. Physicochemical parameters influence faccal bacteria survival in waste stabilisation pond. International conference on waste stabilization pond, national laboratory of civil engineering, Lisbon, 1987.
- [7] J.A. Herrera Melián, J. Araña, O. González Díaz, M.E. Aguiar Bujalance & J.M. Rodríguez. « Effect of stone filters in a pond–wetland system treating raw wastewater from a university campus. » J. Desalination 237, pp. 277-284, 2009.
- [8] B. Matias Vanotti, A. Ariel Szogi, G. Patrick Hunt, D. Patricia Millner & J. H. Frank. « Development of environmentally superior treatment system to replace anaerobic swine lagoons in the USA. » J. Bioresource Technology : 98 ; pp. 3184–3194, 2007.
- [9] J. de Koninga, D. Bixiob, A. Karabelasc, M. Salgotd & A. Schäfer . « Characterisation and assessment of water treatment technologies for reuse. » J. Desalination : 218, pp. 92–104, 2008.
- [10] M. José, D. Patrick, B. Suzelle & B. Colin. « Livestock waste treatment systems for environmental quality, food safety, and sustainability. » J. Bioresour. Technol., doi:10.1016/j.biortech.2009.02.038, 2009.
- [11] G. Grosclaude. « L'eau : usage et polluants. » Edition INRA, France, 210 p., 1999.
- [12] C. Bliefert & R. Perraud. « Chimie de l'environnement : Air, Eau, Sols, Déchets. » Edition de boeck, 477p., 2001.
- [13] L. Esther, M. Víctor, D. Virginia, M. Josep & G. Joan. « Water quality improvement in a full-scale tertiary constructed wetland: Effects on conventional and specific organic contaminants. » J. SCIENCE OF THE TOTAL ENVIRONMENT : 407, pp. 2517–2524, 2009.

- [14] S. Simonel, B. Brian & H. Eric. « Efficacy of a pilot-scale wastewater treatment plant upon a commercial aquaculture effluent I. Solids and carbonaceous compounds. » *J. Aquacultural Engineering*: 39 pp78–90, 2008.
- [15] W. Qinxue, T. Candani, K. Alexandra & J. Bo. « Fate of pathogenic microorganisms and indicators in secondary activated sludge wastewater treatment plants. » *J. Environmental Management* : 90, pp. 1442–1447, 2009.
- [16] P. Diederik, L. Rousseau, A. Peter, & V. Niels De Pauw. « Constructed wetlands in Flanders: a performance analysis. » *J. Ecological Engineering* :23, pp. 151–163, 2004.
- [17] Y. Racault, C. Boutin & A. Segin. « Wastewater stabilisation ponds in France: a report an fifteen years experience. » *J. Wat.Sci.Tech.* :31, pp. 12-18, 1995.
- [18] I. Akmeahmet, E. Tarlan, C. Kivılcımdan & M. Tu' rker. « Merits of ozonation and catalytic ozonation pre-treatment in the algal treatment of pulp and paper mill effluents. » *J. Environmental Management* : 85 pp. 918–926, 2007.
- [19] J. Bontoux. « Introduction à l'étude des eaux douces : eaux naturelles, eaux usées, eaux de boisson. » Edition Technique et Documentation Lavoisier, 166 p., 1993.
- [20] S. Rigoni-Stern, L. Rismondo, F. Zilio-Grandi & P. Vigato. « Anaerobic Digestion of Nitrophilic Algal Biomass from the Venice Lagoon. » *J. Biomass* : 23 pp 179-199, 1990.
- [21] K. Ampai, K. Proespichaya, A. Punne, M. Bo, T. Panote. « Microbial BOD sensor for monitoring treatment of wastewater from a rubber latex industry. » *J. Enzyme and Microbial Technology* : 42, pp. 483–491, 2008.
- [22] *Journal Officiel de la République Algérienne*. « Les valeurs limites des paramètres de rejet dans un milieu récepteur. » Alger, 2006.
- [23] L. Droste. « Theory and practice of water and wastewater treatment. » Hamilton Printing Company, USA, 800 p., 1997.
- [24] A. Aminot & M. « Chaussepied. Manuel des analyses chimiques en milieu marin. » CNEXO, édition BNDO/ DUCUMENTATION, BREST, 369 p., 1983.
- [25] J. Ower, C. F. Cressewell & G. C. Bate. « The effect of varying culture nitrogen and phosphorus levels on nutrient uptake and storage by the water hyacinth. » *J. Hydrobiol* :85 pp. 22-30, 1981.
- [26] C. F. Musil, & C. M. Breem. « The application of growth kinetics to the control of *Eichornia crassipes* through nutrient removal by mechanical harvesting. » *J. Hydrobiol.*: 53 pp. 165-171, 1977.
- [27] S. G. Nelson, B. D. Smith & B. R. Beest. « Kinetics of nitrate and ammonium uptake by the tropical fresh water macrophyte. » *J. Aquaculture*: 24, pp. 11-19, 1981.
- [28] M. Lloyd, K. Sarah, J. John & R. Wayne. « Mechanisms of dinitrogen gas formation in

- anaerobic lagoons. » J. Advances in Environmental Research: 4, pp. 133-139, 2000.
- [29] C. Kimberley, M. Chandra, C. Anna & K. Christopher. « Pollutant removal from municipal sewage lagoon effluents with a free-surface wetland. » J. Water Research: 37, pp. 2803–2812, 2003.
- [30] W. C. Ku, F. A. Digiano & T. H. feng. « Factors affecting phosphate adsorbtion equilibria in lake sediments. » J. Water Research: 12, pp. 1069–1074, 1978.
- [31] C. J. Richardson. « Mechanims controlling phosphorus retention capacity in freshwater wetlands. » J. Science : 228, pp. 1424-1427, 1985.
- [32] C. J. Richardson & B. C. Craft. « Efficient phosphorus retention in wetlands: fact or fiction? Constructed wetlands for water quality improvement. » Moshiri, G. A. London, Lewis Publishers, pp. 271-291, 1993.
- [33] J. Vymazal. « The use constructed wetlands with horizontal sub-surface flow for various types of wastewater. » J. Ecological engineering: 35, pp. 1–17, 2009.
- [34] J. M. Dorioz, E. Pillebou & A. Ferhi. « Phosphorus dynamics in watersheds: role of trapping processes in sediments. » J. Water Research: 23, pp. 147-158, 1989.
- [35] H.W. Pearson, D. D. Mara, L. R. Cawley, H. M. Arridge & S. A. Silva. « The performance of an innovative tropical experimental waste stabilization pond system operating at high organic loadings. » J. Wat. Sci. Technol: 33, pp. 63–73, 1996.
- [36] C.M. Bourgois. « Microbiologie alimentaire, tome I, Aspect microbiologique de la sécurité et de la qualité alimentaire. » Paris, 1988.
- [37] C. Haslay & H. Leclerc. « Microbiologie des eaux d'alimentation. » Tech. et Doc. Ed. Lavoisier, 1993.
- [38] Centre d'expertise en analyse environnementale du Québec. « Dénombrement des Salmonelles; méthodes par tubes multiples. » Ministère de l'Environnement du Québec, 19 p. 2003c.
- [39] G. Mercedes, S. Fe'lix, M. Juan & B. Eloy. « A comparison of bacterial removal efficiencies in constructed wetlands and algae-based systems. » J. Ecological engineering: 32, pp. 238–243, 2008.
- [40] A. Emparanza-Knörr & F. Torella. « Microbiological performance and Salmonella dynamics in wastewater epuration pond system of southeastern Spain. » J. Wat. Sci. Tech: 31, pp. 239-248, 1995.
- [41] J. Garcia, R. Mujeriego, A. Bourrouet, G. Penuelas & A. Freixes. « Wastewater treatment by pond systems: experiences in Catalonia, Spain. » J. Wat. Sci. Tech: 42, pp. 35-42, 2000.
- [42] I. Boukef. « Qualité bactériologique de quelques effluents urbains traités et rejetés dans l'environnement. » Proceedings des actes du Séminaire International. Institut National des Sciences et Technologie de la Mer, Tunis, 2003.

Chapitre VII.

Modélisation

Introduction

Les paramètres couramment utilisés pour le dimensionnement des bassins d'épuration sont principalement : la charge organique, le temps de séjour et la charge hydraulique. Le temps de séjour est intimement corrélé à la charge hydraulique et correspond en général à la durée optimale de contact des polluants à dégrader avec les microorganismes responsables de l'épuration dans les bassins. Il peut être influencé négativement par un mauvais rendement hydraulique (perte importante de débit, pluviométrie excessive) ou par un profil hydrodynamique réduisant le temps de passage des polluants dans le bassin. Les performances des bassins sont souvent rapportées au temps de séjour théorique de dimensionnement qui, le plus souvent, diffère de l'estimation réelle.

La charge organique appliquée sur le bassin est le paramètre le plus utilisé pour le dimensionnement des bassins d'épuration. Cependant la variabilité des eaux usées en fonction des périodes affecte considérablement les concentrations en polluants.

La détermination des paramètres de dimensionnement se fait à partir d'équations mathématiques établies de façon empirique ou rationnelle. La méthode empirique se base le plus souvent sur des corrélations entre les charges appliquées et les charges éliminées, et la méthode rationnelle sur la cinétique de dégradation. La combinaison des deux approches permet de définir les charges maximales admissibles sur un bassin d'épuration et de prévoir les rendements épuratoires en fonction de temps de séjour optimal.

1. Typologies des effluents traités et équivalent-habitant

Les sites d'expérimentation sont généralement connectés au réseau d'égouts séparatif de collecte d'eau usée d'un établissement public. La qualité des rejets dans ces établissements n'est pas toujours représentative de la moyenne nationale. Le plus souvent, la consommation en eau y est 2 à 3 fois supérieure à la moyenne nationale [1], compte tenu des risques de gaspillage.

2. Performances épuratoires et modèles empirique de dimensionnement

Les paramètres analysés concernent les charges appliquées et éliminées, les débits, les temps de séjour et les rendements d'élimination de la DBO₅ et de la DCO et des coliformes fécaux. Nous allons également calculer les constantes cinétiques (k) à partir des modèles d'écoulement piston et de mélange complet.

3. Charges organiques admissibles

La charge organique admissible représente la limite au-dessus de laquelle les performances épuratoires d'un bassin de lagunage peuvent être altérées. Elle est généralement déterminée expérimentalement et dépend de la température. C'est un des principaux paramètres de dimensionnement. Les charges organiques testés dans notre étude sont très variables (entre 25.65 et 163.5 kg DBO₅/ha/j).

Plusieurs modèles empiriques de dimensionnement des bassins de lagunage existent dans la littérature. Le modèle le plus utilisé est celui de McGarry et Pescod (McGarry et Pescod, 1970 [2]) qui a été proposé initialement pour l'Asie et modifié ensuite par (Mara, 1976 [3]) pour une généralisation (voir équation 1). Ce modèle permet de fixer la charge organique maximale admissible sur un bassin en fonction de la température moyenne du mois le plus froid de l'année.

$$\lambda_{\text{appl}} = 20T-120 \quad (\text{Eq. 1})$$

Puis, le même auteur a proposé une équation plus appropriée (Eq 2) pour le dimensionnement des bassins facultatifs (Mara, 1987 [4]).

$$\lambda_{\text{appl}} = 350(1.107-0.002T)^{T-25} \quad (\text{Eq. 2})$$

λ_{appl} : charge maximale applicable sur le bassin (kg DBO₅/ha/j) ;

T : température moyenne du mois le plus froid (°C).

Pour appliquer ce modèle dans une région donnée, il est donc nécessaire de connaître la température du mois le plus froid. Dans notre cas, cette donnée permettra de déterminer les charges organiques maximales admissibles dans la lagune de Beni Messous et de sélectionner les données représentatives pour l'analyse des performances épuratoires. Les paramètres climatiques sont représentés dans le tableau VII.1:

Tableau VII.1 : Données météorologiques de la région de Beni Messous

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Jui.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Tmax (°C)	17,8	17,8	20,0	21,7	24,7	28,8	31,4	32,7	29,6	26,2	20,9	18,3
Tmin (°C)	6,0	5,3	7,0	8,6	12,6	16,4	19,2	20,4	17,6	14,1	9,7	7,2

Les températures annuelles minimales sont comprises entre 5,3 et 20,4°C et correspondent respectivement au mois de Février et Août. La température minimale moyenne mensuelle pour la zone d'étude est 12°C. En faisant abstraction des valeurs des mois de Février et Août, la température minimale moyenne sur les 10 autres mois de l'année est 11,8°C. Ces résultats montrent que la température minimale mensuelle est stable dans l'année. Sachant que la température des bassins est 2 à 4°C supérieure à la température minimale de l'air pendant le mois le plus froid, nous pensons qu'il serait judicieux de retenir une température comprise entre 10 et 20°C pour le dimensionnement des bassins de lagunage. Le Tableau VII.2 présente les résultats d'une simulation pour la détermination de la charge organique maximale admissible dans un bassin de lagunage à Beni Messous à l'aide des modèles de Mara.

Tableau VII.2 : Charges maximales admissibles sur un bassin de lagunage à Beni Messous en fonction de la température moyenne minimale.

Température (°C)	Charge maximale (kg DBO ₅ /ha/j)	
	(Eq. 1)	(Eq. 2)
10	80	100
11	100	112
12	120	124
13	140	137
14	160	152
15	180	167
20	280	253

Les résultats obtenus avec les deux modèles sont presque similaires. L'écart entre les deux modèles varie de 3 à 27 kgDBO₅/ha/j dans la gamme de température 10 à 20°C. Chacun des modèles peut donc être utilisé pour la détermination des charges organiques maximales. Les données enregistrées pour notre étude montrent que dans 70 % des cas, les charges appliquées sont comprises entre 50 et 125 kgDBO₅/ha/j. Pour le calcul des performances épuratoires, nous écarterons les données pour lesquelles les charges sont supérieures à 500 kgDBO₅/ha/j car elles correspondent beaucoup plus à des conditions de lagunage anaérobies.

4. Paramètre empirique de dimensionnement

4.1. Influence de la charge organique

Les données rapportées dans la littérature prévoient des rendements d'élimination de la DBO₅ compris entre 70 et 90% pour des charges organiques à 500 kg DBO₅ /ha/j (McGarry and Pescod, 1970; Arceivala, 1981 [5]). Ces prévisions sont issues d'une analyse des performances épuratoires de 143 bassins opérant en régions tropicales et tempérées. Cette étude a défini un modèle empirique (McGarry and Pescod, 1970) dont l'expression mathématique de modèle s'écrit comme suit :

$$\lambda_{\text{élm}} = 0.725\lambda_{\text{appl}} + 9.23 \quad r^2 = 0.995 \quad (\text{Eq. 3})$$

λ_{appl} et $\lambda_{\text{élm}}$ représentent respectivement les charges appliquées et éliminées en kg DBO₅/ha/j.

Une relation similaire a été établie dans le Nord-Est du Brésil (Eq. 4) confirmant ainsi l'application du modèle pour cette région (Mara and Silva, 1979 [6])

$$\lambda_{\text{élm}} = 0.79\lambda_{\text{appl}} + 2 \quad (\text{Eq. 4})$$

Les données issues des expérimentations de Beni Messous présentent une très bonne corrélation entre les charges appliquées (λ_{appl}) et les charges éliminées ($\lambda_{\text{élm}}$) (voir Figure VII.1). Le coefficient de corrélation est de 0,845. L'équation obtenue s'écrit :

$$\lambda_{\text{élm}} = 0,75 \lambda_{\text{appl}} - 1,26 \quad r^2 = 0,845 \quad (\text{Eq. 5})$$

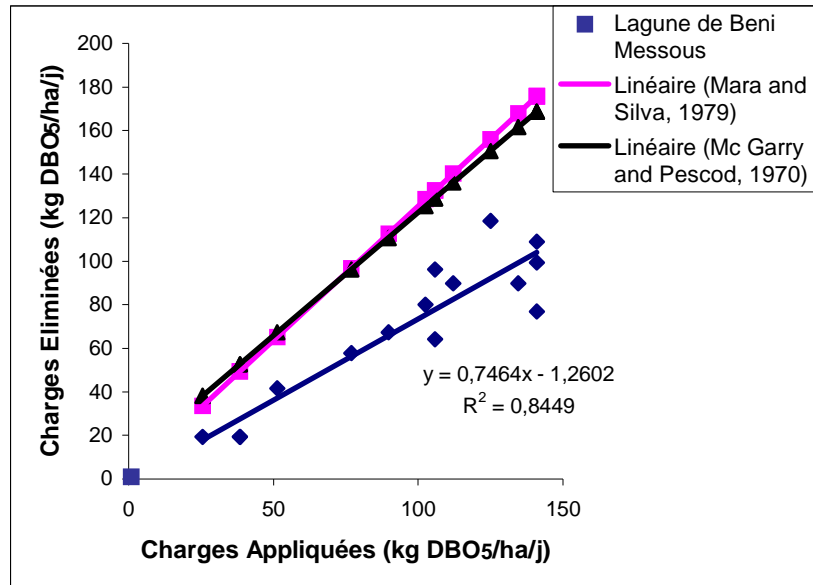


Figure VII.1: relation entre la charge éliminée et la charge appliquée

Pour des charges organiques appliquées comprises entre 105 et 140 kgDBO₅/ha/j, l'écart moyen de rendement entre le modèle de McGarry et Pescod, Mara et Silva et celui établi avec les bassins de Beni Messous est de 30%. Ces données montrent que le modèle de McGarry et Pescod (Eq. 3) ainsi que celui de Mara et Silva surestiment les performances épuratoires des bassins de Beni Messous. Les raisons de cette différence de performances peuvent être dues à un développement excessif d'algues dans les bassins (Guéne and Touré, 1991 [7]) où à une mauvaise conception des bassins.

La prolifération des algues est un phénomène qui gêne souvent l'abattement de la DBO₅ dans les bassins de lagunage. Cette DBO₅ peut donc contribuer ainsi à créer une surcharge organique qui peut limiter la vitesse de dégradation. La prolifération des algues est liée aux conditions climatiques. Elle est aussi influencée par la présence de zooplanctons filtreurs tels que les rotifères et les cladocères.

On peut donc retenir que même si le modèle de McGarry et Pescod permet de déterminer les charges organiques maximales pour le dimensionnement des bassins de lagunages, il surestime cependant les performances épuratoires observées dans les expérimentations réalisées à Beni Messous.

Pour mettre en évidence l'influence de la charge organique sur le rendement épuratoire, nous avons considéré, pour l'ensemble des bassins, les charges à l'entrée et à la sortie de la station globale.

Les résultats de cette modélisation, présentés sur les figures VII.2 et VII.3, montrent une très bonne corrélation entre les charges appliquées et éliminées, ainsi qu'entre les concentrations de DBO₅ et DCO à l'entrée et à la sortie. Ces corrélations permettent de supposer que la cinétique de dégradation de la DBO₅ et de la DCO est très peu influencée par les paramètres environnementaux du milieu, notamment l'oxygène dissous et le potentiel redox. L'élimination de la matière carbonée dans la lagune ne dépend pas des conditions aérobies ou anaérobies du milieu. Ces résultats confirment ceux observés en culture batch qui indique que l'abattement de la pollution carbonée est dominé par les mécanismes physiques de sédimentation et de filtration (Wolverton et McDonald, 1979 [8]; Kawai et al, 1987 [9]).

Les corrélations entre les charges appliquées et éliminées de DBO₅ et DCO établies par régression linéaire sont exprimées comme suit :

$$\lambda_{\text{élim}} = 0,90\lambda_{\text{appl}} - 11,54 \quad r^2 = 0,89, \text{ pour la DBO}_5 \quad (\text{Eq. 6})$$

$$\lambda_{\text{élim}} = 0,90\lambda_{\text{appl}} - 15 \quad r^2 = 0,89, \text{ pour la DCO} \quad (\text{Eq. 7})$$

avec :

λ_{appl} et $\lambda_{\text{élim}}$ représentent respectivement les charges appliquées et éliminées kg DBO₅/ha/j ou DCO/ha/j).

Les relations entre l'effluent et l'influent au niveau des charges en DBO₅ et en DCO établies par régression linéaire sont exprimées comme suit :

$$C_e = 0,9C_i - 18 \quad r^2 = 0,89, \text{ pour la DBO}_5 \quad (\text{Eq. 8})$$

$$C_e = 0,90C_i - 23,53 \quad r^2 = 0,89, \text{ pour la DCO} \quad (\text{Eq. 9})$$

avec :

C_e et C_i concentration de l'effluent et de l'influent en mg/L.

On peut également déduire de ces équations la concentration maximale de l'influent pour obtenir un effluent à une concentration donnée.

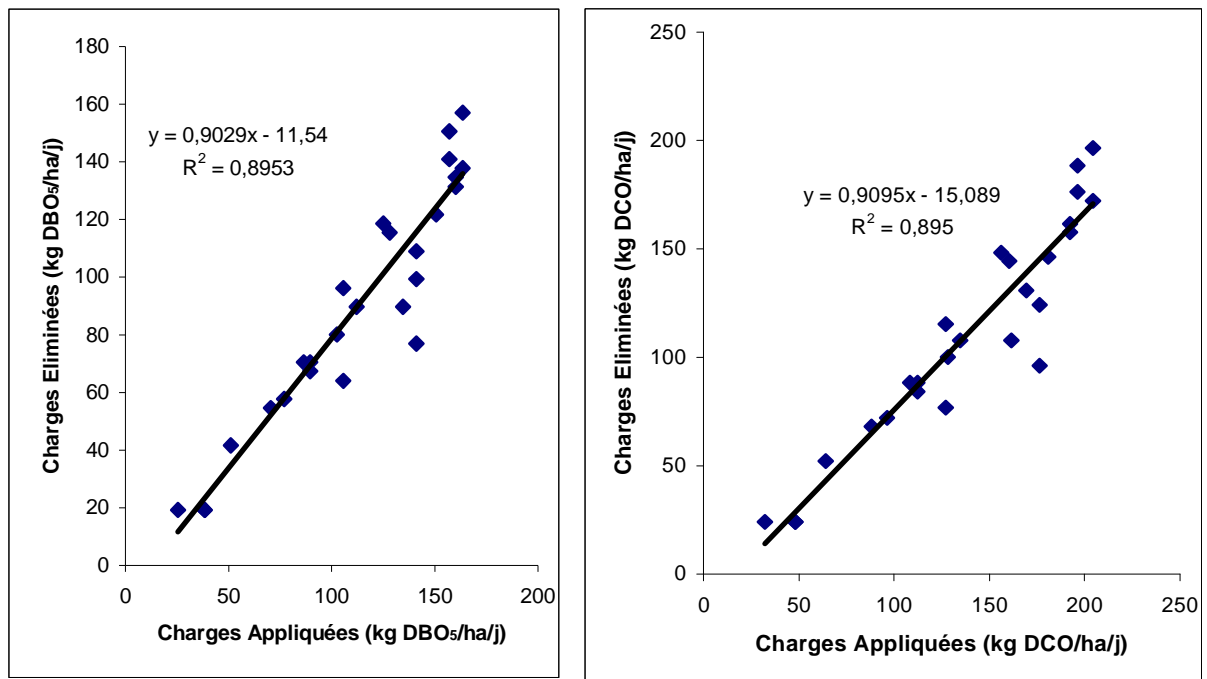


Figure VII.2: Corrélation entre charges appliquées et charges éliminées en DBO₅ et DCO.

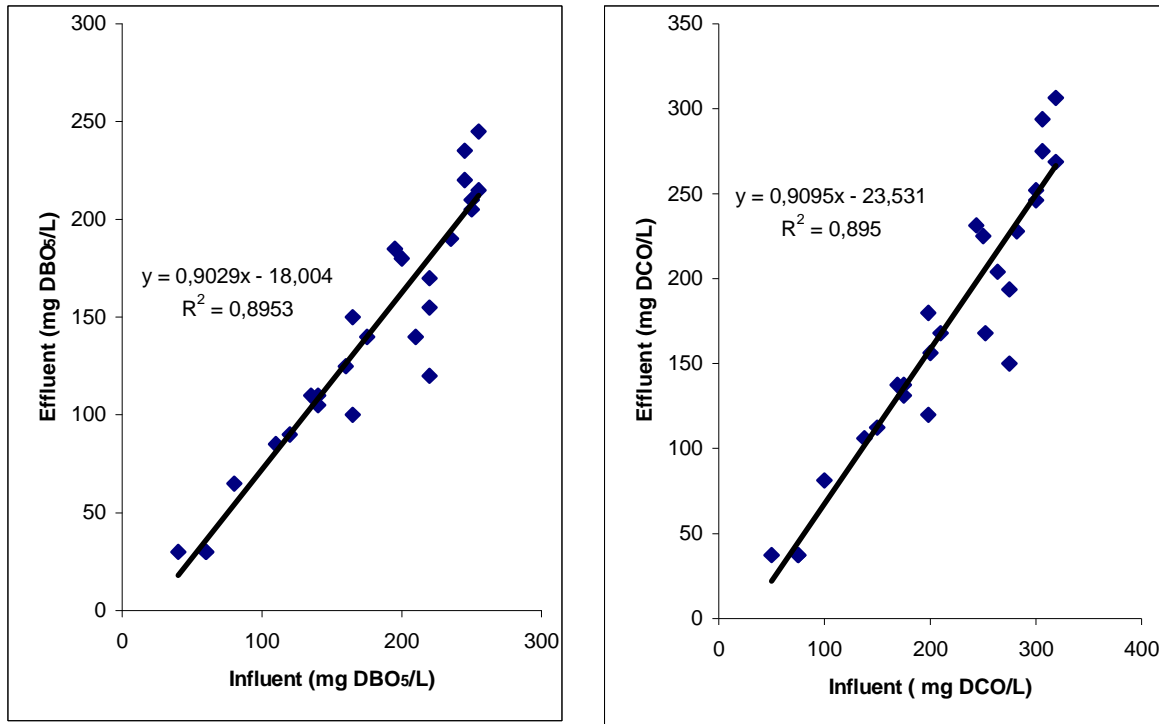


Figure VII.3: Corrélations entre concentrations en DBO₅ et DCO à l'entrée (Effluent) et à la sortie (Influent) de la lagune.

En plus des relations empiriques, la cinétique réactionnelle permet également de prévoir les performances des bassins d'épuration. Les paragraphes suivants discutent de la détermination de la constante cinétique de dégradation de la DBO₅ et de la DCO et du temps de séjour hydraulique optimal dans la lagune.

5. Modèles cinétiques de dimensionnement

La modélisation des processus épuratoires dans les bassins de lagunage reste un sujet toujours d'actualité. En effet la plus part des modèles identifiés dans un contexte donné ne peuvent pas prendre en compte de façon exhaustive l'ensemble des paramètres physico-chimiques, écologiques, biologiques et microbiologiques qui influencent les réactions mise en jeu. C'est pourquoi l'étude expérimentale de lagunage s'impose comme la meilleure approche pour comprendre le fonctionnement du procédé dans le contexte climatique et sociotechnique du projet. Plusieurs modèles de dimensionnement de bassins de lagunage sont proposés dans la littérature pour différentes régions du monde (Marais, 1966 [10]; McGarry and Pescode, 1970; Mara, 1976; Arceivala, 1981; Polprasert et al. 1983 [11]; Mara, 1987, 1997 [12]; Mara and Pearson, 1998 [13]).

Constante cinétique

On estime que la dégradation de la pollution dans les lagunes suit une cinétique de premier ordre. Les modèles cinétiques traduisant les performances épuratoires se basent en principe sur le type d'écoulement dans les bassins avant d'identifier l'équation adéquate à appliquer. Pour un bassin donné, les valeurs des constantes cinétiques sont comprises entre celles calculées pour un modèle d'écoulement piston et celle du modèle de la cuve parfaitement mélangée (ou mélange homogène ou mélange complet) qui sont les deux situations idéales dans la modélisation des

réacteurs chimiques (Levenspiel, 1999 [14]). L'écoulement réel est désigné par un indice de dispersion qui mesure l'écart aux conditions idéales. Ces modèles sont exprimés par les équations ci-dessous (Eq. 10) et (Eq. 11).

$$\frac{C_i}{C_e} = \exp(-k_r.t) \quad \text{Modèle pour écoulement piston} \quad (\text{Eq. 10})$$

$$\frac{C_i}{C_e} = \frac{1}{1+k_r.t} \quad \text{Modèle du mélange homogène} \quad (\text{Eq. 11})$$

La constante cinétique (k_r) est calculée pour les charges organiques inférieures ou égales à 200 kg DBO₅/ha/j. Les moyennes obtenues avec les modèles piston et mélange homogène pour des temps de séjour supérieurs de 10 jours sont respectivement 0,15 et 0,07 j⁻¹. Ces valeurs augmentent respectivement de 0,17 et 0,08 j⁻¹ à 0,28 et 0,13 j⁻¹ lorsque le temps de séjour atteint des valeurs maximales de 10 et 6 jours. Ces données indiquent que la constante cinétique d'élimination de la DBO₅ diminue avec le temps. Des résultats similaires sont également rapportés sur une étude au Brésil où les auteurs (Mara et Silva, 1979) montrent que pour des charges organiques de 200 – 400 kg DBO₅/ha/j, la constante cinétique diminue de 0,36 à 0,29 j⁻¹ lorsque le temps de séjour augmente de 9 à 18 jours. Sur la base de ces résultats, on peut dire que le temps de séjour pour une dégradation optimale de la DBO₅ dans les conditions climatiques de Beni Messous ne devrait pas dépasser deux semaines.

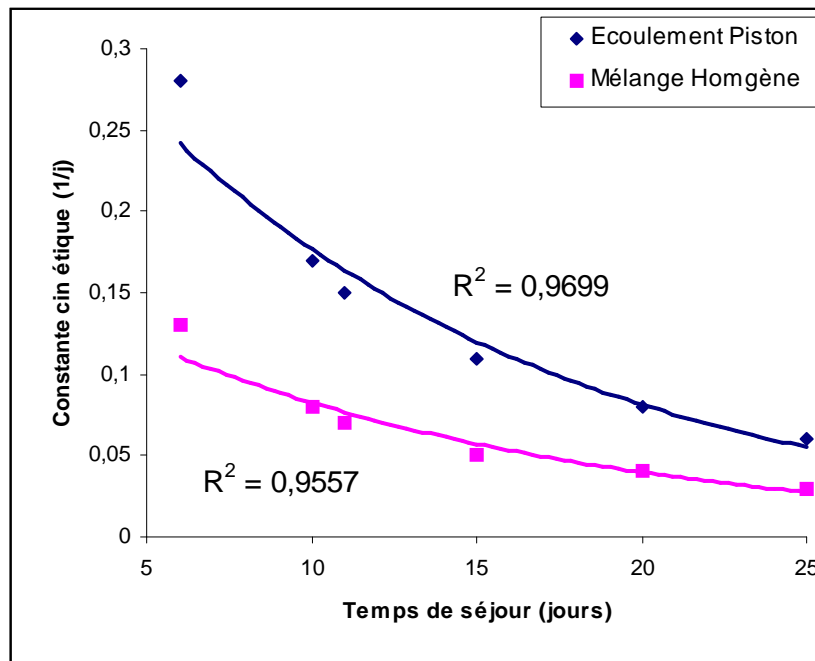


Figure VII.4 : évolution de la constante cinétique d'élimination de la DBO₅ dans la lagune de Beni Messous en fonction de temps de séjour.

L'évolution des constantes cinétiques en fonction du temps (Figure VII.4) présente une décroissance exponentielle, les coefficients des corrélations ($r^2 = 0,96 - 0,95$) sont exprimés ci-dessous pour (Eq. 12) et (Eq. 13). La diminution des constantes cinétiques avec le temps traduit une détérioration de la qualité des effluents avec

l'augmentation du temps de séjour. Cette baisse pourrait s'expliquer par l'accumulation d'algues dans les bassins de lagunage qui peuvent présenter jusqu'à 70 et 80% de la DBO₅ de l'effluent (Mara, 1997).

$$k_T = 0,38e^{-0,07.t}, r^2 = 0,96 \quad \text{pour un écoulement piston} \quad (\text{Eq. 12})$$

$$k_T = 0,17e^{-0,07.t}, r^2 = 0,95 \quad \text{pour la cuve parfaitement agitée} \quad (\text{Eq. 13})$$

t : temps de séjour

D'après ces équations, la valeur maximale de la constante cinétique de dégradation de la DBO₅ pour un temps de séjour de 5 jours, est comprise dans l'intervalle de 0.26 j⁻¹ (piston) et 0.12 j⁻¹ (mélange homogène). Cet intervalle se réduit respectivement à 0.23 – 0.10 j⁻¹ lorsque le temps de séjour est de 7 jours.

A partir de ces constantes obtenues pour un modèle piston et mélange homogène pour des temps de séjour de 5 et 7 jours, une comparaison de l'élimination de la DBO₅ est effectuée (Tableau VII.3). Quelque soit le temps de séjour considéré, les prévisions des modèles sont identiques et les écarts sont inférieurs à 22 mg DBO₅ / L avec des concentrations initiales de 50 à 300 mg DBO₅ / L.

Tableau VII.3 : comparaison des modèles piston et mélange homogène pour l'élimination de la DBO₅.

Temps de séjour	5 jours		7 jours	
	Écoulement piston	Mélange Homogène	Écoulement piston	Mélange homogène
	$k_T = 0.26 \text{ j}^{-1}$	$k_T = 0.12 \text{ j}^{-1}$	$k_T = 0.23 \text{ j}^{-1}$	$k_T = 0.10 \text{ j}^{-1}$
Ci (mg/L)	Ce(mg/L)		Ce(mg/L)	
50	14	31	10	29
100	27	62,5	20	53
150	41	93	30	88
200	54,5	125	40	118
250	68	156	50	147
300	82	187,5	60	176

Ci et Ce : concentration influent et effluent en DBO₅.

5.1. Constantes cinétiques de la dégradation de la DBO₅ et de la DCO

Le modèle couramment utilisé pour exprimer l'évolution de la pollution carbonée dans les systèmes d'épuration par lagunage est basé sur une approximation du modèle d'écoulement piston (Eq. 14) et est proposé par plusieurs auteurs dans l'International Water Association (IWA) (Kumar and Garde, 1989 [15] ; Kadlec and Knight, 1996 [16] ; IWA, 2000 [17]). Ce modèle suppose que le phytoplancton est aussi à l'origine d'une pollution résiduelle, principalement constituée d'algues de bactéries mortes ...etc. La limite d'épuration de ces systèmes ne peut donc atteindre des valeurs inférieures à cette pollution résiduelle. En tenant compte de cet apport intrinsèque de polluants, on exprime la cinétique de dégradation comme suit (Eq. 14) :

$$\frac{dC}{dt} = k_T(C - C_r) \quad (\text{Eq. 14})$$

où

$$k_T = k_{20^\circ\text{C}} \theta^{(T^\circ\text{C} - 20)} \quad (\text{Eq. 15})$$

et

- C: concentration en polluant à l'instant t (mg/L) ;
- C_r : concentration résiduelle de polluant (mg/L) ;
- K_T et $k_{20^\circ C}$: constante cinétique de réaction à la température T et à la température de référence 20°C ;
- θ : coefficient de la température

La résolution de l'équation (Eq. 14) se présente sous la forme suivante :

$$C - C_r = (C_i - C_r)e^{k_T \cdot t} \quad (\text{Eq. 16})$$

Avec C_i concentration initiale en mg/L.

La prise en compte de C_r dans la cinétique d'élimination de la pollution carbonée permet d'approcher la valeur réelle de la constante cinétique avec moins d'erreur. Les études hydrodynamiques ont montrées que l'écoulement dans les bassins de lagunage est généralement de type piston dispersif avec un indice de dispersion $d = 0.22$ [18]. Cette caractéristique permet d'utiliser les équations (Eq. 17) et (Eq. 18) pour calculer la constante cinétique réelle d'élimination de la DBO₅ et de la DCO.

$$\frac{C}{C_i} = \frac{4ae^{\frac{Pe}{2}}}{(1+a)^2 e^{\frac{aPe}{2}} - (1-a)^2 e^{-\frac{aPe}{2}}} \quad (\text{Eq. 17})$$

$$a = \sqrt{1 + 4 \times k_d \times t \times d} \quad (\text{Eq. 18})$$

$$Pe = \frac{UL}{D} \quad (\text{Eq. 19})$$

Avec d: indice de dispersion.

Pe : nombre de Peclet (adimensionnelle) ;

U : vitesse moyenne du fluide ;

L : longueur de réacteur ;

D : coefficient de dispersion axial.

La pollution résiduelle C_r due à la présence du phytoplancton a été déterminé expérimentalement après filtration des échantillons prélevés de la lagune de Beni Messous, les valeurs de C_r sont respectivement 33,5 mg DBO₅/L et 33 mg DCO/L. ces valeurs sont utilisées pour le calcul de la constante cinétique (k_T) du modèle IWA (Eq. 16).

Les valeurs de constantes cinétiques calculées à partir des équations (Eq. 16) et (Eq. 17) sont similaires (Tableau VII.4). Les données correspondantes à la DCO sont présentées dans le Tableau VII.5. Avec l'équation (Eq. 17), on a pour la DBO₅ une valeur moyenne de $k_d = 0.23 \pm 0.09 \text{ j}^{-1}$. Avec l'équation (Eq. 16), la valeur moyenne de k_T est de $0.26 \pm 0.09 \text{ j}^{-1}$.

Les moyennes globales des constantes cinétiques ont été calculées à partir des données avec 4 bassins en série (cas de la station de Beni Messous), pour un temps de

séjour de 12 jours. Les constantes cinétiques déterminées par le modèle de l'IWA (k_T) sont identiques à celles calculées avec l'équation du modèle piston dispersif (k_d). L'utilisation de l'abaque de Wehner-Wilhem [19], pour une constante cinétique de premier ordre de 0.23 j^{-1} montre que le rendement d'épuration de la DBO_5 pour un temps de séjours de 12 jours et un nombre de Peclet de 4,54 est de 85 %. Ces prévisions coïncident bien avec les résultats observés expérimentalement, confirmant ainsi la justesse de la démarche utilisée pour la détermination de la constante cinétique de premier ordre de dégradation de la DBO_5 dans les lagunes naturelles d'épuration.

Tableau VII.4 : constante cinétique d'élimination de la DBO_5 à partir du modèle piston dispersif (k_d) et du modèle IWA de pollution résiduelle (k_T), avec $C_r = 33,5 \text{ mg DBO}_5/\text{L}$

C_i (mg/L)	C_e (mg/L)	t (j)	a	k_d (j^{-1})	k_T (j^{-1})
140	35	11	1,6099	0,26	0,36
220	65	11	1,5364	0,14	0,16
160	35	11	1,6687	0,38	0,37
175	35	11	1,7081	0,18	0,38
270	70	11	1,5939	0,12	0,14
220	50	11	1,6519	0,17	0,21
165	65	11	1,4098	0,10	0,12
250	45	11	1,7545	0,25	0,26
250	40	11	1,8063	0,33	0,31
235	45	11	1,7272	0,24	0,25
255	40	11	1,8150	0,37	0,31
Moyenne				0,23	0,26
Ecartype				0,09	0,09

Tableau VII.5 : constante cinétique d'élimination de la DCO à partir du modèle piston dispersif (k_d) et du modèle IWA de pollution résiduelle (k_T), avec $C_r = 33 \text{ mg DCO}/\text{L}$

C_i (mg/L)	C_e (mg/L)	t (j)	a	k_d (j^{-1})	k_T (j^{-1})
175	43,75	11	1,6175	0,30	0,29
75	37,5	11	1,3109	0,13	0,20
150	37,5	11	1,6158	0,30	0,29
275	81,25	11	1,5378	0,25	0,24
75	37,5	11	1,3109	0,13	0,20
200	43,75	11	1,6763	0,34	0,22
252	84	11	1,4833	0,22	0,19
264	60	11	1,6519	0,20	0,10
198	78	11	1,4098	0,18	0,23
282	54	11	1,7272	0,30	0,31
175	37,5	11	1,6837	0,24	0,25
Moyenne				0,23	0,22
Ecartype				0,06	0,05

6. Modélisation de l'abattement des bactéries

Les bactéries rencontrées en lagunes peuvent être classées en deux catégories :

- les **bactéries autochtones**, dont le métabolisme est adapté aux conditions physico-chimiques des cours d'eau et qui peuvent s'y reproduire sans difficultés.
- les **bactéries allochtones**, dont le milieu de développement habituel est l'homme ou l'animal et qui sont rejetées dans les lagunes via les eaux usées, pluviales ou de ruissellement. Ces bactéries ne font en général que survivre dans ce milieu hostile.

6.1. Les Bactéries Indicatrices de Contamination Fécale (BICF)

L'étude de la qualité bactériologique d'une lagune naturelle est fondée sur la surveillance de germes microbiens spécifiques, des bactéries allochtones généralement non pathogènes, spécifiques de la flore intestinale. Leur présence dans l'eau va indiquer une contamination d'origine fécale et donc la possible présence de germes pathogènes dangereux (exemple : les salmonelles) responsable de risque épidémiologique potentiel (Servais et Billen, 1990 [20]). Ces Bactéries sont dites Indicatrices de Contamination Fécale (BICF). Les *Escherichia coli* et streptocoques fécaux, recherchés dans le cadre de la réglementation, en font partie.

6.2. La décroissance bactérienne

Au fil de la lagune la concentration en BICF diminue, sous l'effet du rayonnement solaire et l'effet conjugué de la dilution et de la «mortalité». Le terme de «mortalité» doit être précisé car entre les formes vivantes, capables de se multiplier, et les bactéries mortes, totalement dépourvues d'activités métaboliques (bactéries lysées), il existe une variété infinie d'états (Hasley et Leclerc, 1993 [21]), en particulier l'état « viable mais non cultivable » (Servais et Billen, 1990 [20]). En France, les méthodes d'analyses sanitaires des eaux de baignade, sont basées sur le comptage des bactéries viables et cultivables. Ainsi, le terme de «décroissance» est mieux adapté que celui de «mortalité»; il désigne la diminution du nombre de bactéries décelables par la méthode de comptage considérée (Evrard, 1995 [22]).

6.3. Facteurs principaux influençant la décroissance des BICF

Les différents facteurs qui influencent la décroissance des BICF, et plus particulièrement les *Escherichia coli* (l'une des bactéries les plus étudiées) appartiennent à deux catégories.

A/ Facteurs physico-chimiques

- *Température de l'eau.*

La décroissance des bactéries augmente avec la température de l'eau de la lagune. Ainsi, en période estivale, celle-ci est un des facteurs majeurs de l'épuration microbienne (Mancini, 1978 [23]; Flint, 1987 [24]).

- *Eclairement.*

Les radiations solaires de courtes longueurs d'onde ont un effet bactéricide reconnu, quoique plus important en milieu marin, lorsqu'il est couplé à la salinité de l'eau (Chamberlin et Mitchell, 1978 [25]) qu'en lagunes d'épuration (Fujioka *et al.* (1981) [26]).

- *Sédimentation.*

La sédimentation joue un rôle singulier dans la décroissance des BICF car elle cause une disparition apparente des bactéries. Celles-ci changent de compartiment physique, elles quittent la partie supérieure de la masse d'eau, où sont effectuées les mesures de qualité bactériologique, pour se déposer sur le fond. Cette disparition peut

être provisoire, car sous l'effet d'une augmentation de débits, il peut y avoir remise en suspension des sédiments et des bactéries (Wilkinson *et al*, 1995 [27]).

B/ Facteurs biologiques

- *Concentration des bactéries autochtones (compétition).*

La présence de microorganismes autochtones, plus aptes à se multiplier dans les conditions environnementales des lagunes naturelles, selon leur concentration et leur nature, implique la décroissance des bactéries allochtones (Flint, 1987 [24]).

- *Concentration des bactériophages.*

Certaines bactéries ont une activité bactériophage à l'encontre des bactéries indicatrices : elles libèrent des antibiotiques qui infectent les cellules et en provoquent la lyse (Hasley et Leclerc, 1993 [21]).

- *Concentration des protozoaires (prédation).*

Des avancées scientifiques ont démontré que, en lagune, l'ingestion des bactéries allochtones par les protozoaires (prédateurs bactériens) constituait leur principale cause de mortalité (Servais *et al.* (1985) [28]; Menon, (1993) [29]).

La bibliographie souligne la diversité des phénomènes régissant la décroissance des BICF. Cette diversité, ajoutée à la difficulté de quantifier correctement ces différents phénomènes, explique en partie **la rareté des modèles bactériologiques** développés à ce jour.

6.4. Modèle de qualité bactériologique

6.4.1. Loi cinétique

La décroissance des concentrations de bactéries indicatrices de contamination fécale est modélisée par une équation cinétique d'ordre 1 (Canale *et al*, 1973 [30]; Chamberlin et Mitchell, 1978 [25]) :

$$\frac{dC}{dt} = -kC \quad (\text{Eq. 20})$$

Avec :

C : la concentration des bactéries [bactéries/mL]

k : le coefficient de décroissance [heure⁻¹].

Ainsi l'équation 20 : $\frac{dC}{dt} = -kC \Rightarrow C(t) = C_0 \exp(-kt)$ (Eq. 21)

permet de calculer, à partir d'une concentration initiale en BICF C_0 , la concentration résiduelle en un instant t C(t), sous réserve de connaître le coefficient de décroissance k.

6.4.2. Coefficient de décroissance k

Ce coefficient, qui traduit la capacité d'auto-épuration bactérienne des eaux de surface, est très dépendant des facteurs énumérés plus haut. De plus, la plupart des études ont été menées en milieu marin ; et les rares études réalisées en lagunes d'épuration.

- **Modélisation de k**

Le modèle présenté ci-dessous a été proposé à l'issue d'une étude menée par (Beaudeau *et al* (1998) [31]). Son objectif était de qualifier et de quantifier les facteurs environnementaux (biotiques et abiotiques) responsables du phénomène d'auto-épuration bactérienne sur des cours d'eau à faible débit à l'étiage.

- L'étude est basée sur la mesure *in situ* de la disparition des *Escherichia coli*.

- Les résultats mettraient en évidence le rôle des prédateurs bactériens benthiques (contrairement aux rivières à débits plus forts où les prédateurs sont des prédateurs pélagiques de pleines eaux (Menon, 1993 [29])).

A l'issue de l'étude, un modèle exprimant le coefficient de décroissance k est proposé en fonction des paramètres «débit» et «température», supposés constants sur les tronçons de la lagune d'épuration. Ce modèle a fait l'objet d'une validation statistique poussée (Beaudeau *et al.* (1998) [31]) :

$$k = a + b \left[Q^{-0.5} \exp\left(-\frac{(25-T)^2}{20^2}\right) \right] \quad (\text{Eq. 22})$$

Ce terme traduit la probabilité de rencontre entre la proie et son prédateur. L'exposant -0.5 a été ajusté empiriquement (Beaudeau *et al.*, 1999 [32]).

Ce terme traduit l'activation biologique des prédateurs benthiques en fonction de l'augmentation de la température.

Avec Q : débit [m^3/s] où $Q < 20\text{m}^3/\text{s}$

T : température de l'eau [$^{\circ}\text{C}$]

$a = 0,046$
 $b = 10,81$ } Ces deux facteurs sont des ajustements empiriques [33].

Conclusion : Dans le cadre de la détermination d'un coefficient k applicable aux lagunes de Beni Messous, ce modèle présente des avantages certains :

- des lagunes à faibles débits $< 20 \text{ m}^3/\text{s}$,
- le choix du germe témoin de contamination fécale : *Escherichia coli*,

Ces constatations ont amené à retenir, pour le coefficient de décroissance k , l'équation 22 proposée par (Beaudeau *et al.* (1998) [31]).

Ce modèle peut se formaliser par le système d'équations issues de la bibliographie :

$$\begin{cases} C(t) = C_0 \exp(-kt) & (\text{Eq. 21}) \\ k = a + b \left[Q^{-0.5} \exp\left(-\frac{(25-T)^2}{20^2}\right) \right] & (\text{Eq. 22}) \end{cases}$$

Avec comme inconnues :

C_0 : la concentration initiale en *E. coli*,

t : le temps de transit (temps de séjour) de la masse d'eau entre 2 points considérés avec : $t = \text{distance}/\text{vitesse}$,

Q : le débit,

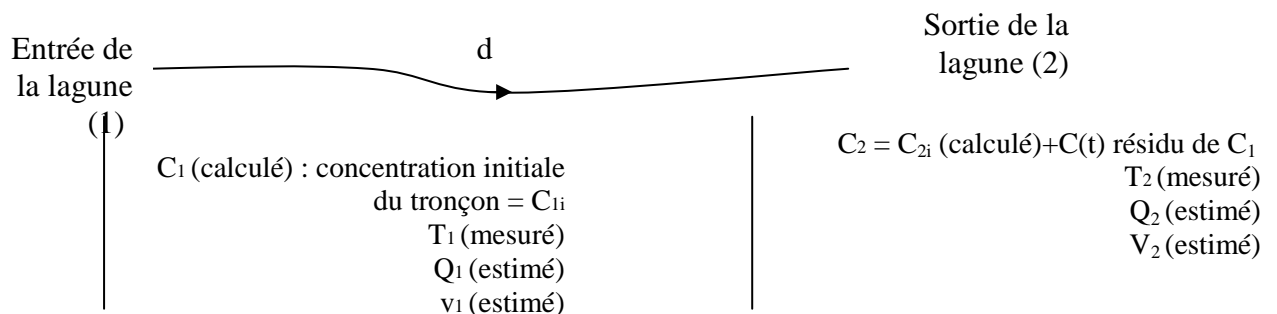
T : la température de l'eau.

Les conditions nécessaires sont les suivantes :

* le débit Q doit être impérativement inférieur à $20 \text{ m}^3/\text{s}$;

* sur le tronçon de la lagune de Beni Messous considéré Q , T et la vitesse de la masse d'eau v sont supposés constants.

Sur l'entrée et la sortie de la lagune, le modèle s'applique de la façon suivante :



Sur la distance d séparant l'entrée et la sortie de la lagune, on considère :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = (T_1 + T_2)/2 = Cte \\ Q = (Q_1 + Q_2)/2 = Cte \\ v = (v_1 + v_2)/2 = Cte \\ t = d/v \end{array} \right.$$

6.5. Calcul de la concentration initiale aux points de rejets : C_0

La concentration en *Escherichia coli* aux points de rejet des communes est fonction du nombre d'habitants.

La charge moyenne en *E. coli* par habitant et par jour est de 15.10^{10} *E. coli*. (Hasley et Leclerc, 1993 [21]), le flux maximal attendu en *E. coli* est alors :

$$N_{0m} = 15.10^{10} * [\text{Population}] \text{ (Ce flux s'exprime en } E.C./\text{jour)} \quad (\text{Eq.23})$$

Le flux maximal N_{0m} doit être affiné en tenant compte de type d'assainissement possible.

Pour les communes possédant une station d'épuration :

- Il faut tenir compte du taux de collecte de la population à la STEP (t_c), ce taux a été fixé arbitrairement à 50% [33] (collecte reconnue médiocre pour les STEP de capacité plus petite).

- Il faut aussi tenir compte de l'abattement en sortie de STEP, dû aux différents types de traitements subis par les effluents (Newman, (1985) [34]):

- traitement primaire implique un abattement d'un 5log (facteur10),
- traitement secondaire implique un abattement de 2log (facteur 100),
- traitement tertiaire implique un abattement de 3log (facteur1000),
- lagunage implique un abattement d'un log par bassin.

Formulation mathématique du flux au rejet :

$$N_{or} = (N_{0m} \times t_c) - \text{abattement} \quad (\text{Eq. 24})$$

Le passage du flux à la concentration en *E. coli* se fait en tenant compte de la dilution au point de rejet :

$$C_{0r} = \frac{N_{or}}{Q} \text{ (E.C./mL)} \quad (\text{Eq. 25})$$

6.5.1. Présentation du modèle

- Calcul du coefficient k

Le Tableau VII.6 présente un extrait des résultats finaux obtenus par la modélisation pour le calcul du coefficient de décroissance en utilisant l'équation 22.

Avec : $Q = 8336 \text{ m}^3/\text{j}$.

Tableau VII.6 : variation du k en fonction de la température

Température (°C)	K (h⁻¹)	K (s⁻¹)
15	1,301	0,0041
16	1,342	0,004
17	1,381	0,004
18	1,416	0,005
19	1,447	0,005
20	1,475	0,005
22	1,516	0,0061
22	1,516	0,0061
23	1,530	0,006
25	1,541	0,0069
25	1,541	0,0069
26	1,538	0,007
26	1,538	0,0072
27	1,530	0,0075
28	1,516	0,0077
29	1,498	0,008
30	1,475	0,0083
31	1,447	0,0086
33	1,381	0,009

Le Tableau VII.7 présente un extrait des résultats finaux obtenus par la modélisation.

Le Tableau VII.7 : Calcul des concentrations en *E. coli* aux rejets

Température (°C)	C _{0r} (EC/100mL)	Coefficient k	Concentration Résiduelle c(t) (EC/100mL)
15	1,678.10 ⁸	0,0041	55855767,8
16	1,678.10 ⁸	0,004	51906263,2
17	1,678.10 ⁸	0,004	48236024
18	1,678.10 ⁸	0,005	44825303,7
19	1,678.10 ⁸	0,005	41655751,9
20	1,678.10 ⁸	0,005	38710316
22	1,678.10 ⁸	0,0061	33429524
22	1,678.10 ⁸	0,0061	33429524
23	1,678.10 ⁸	0,006	31065756,3
25	1,678.10 ⁸	0,0069	26827821,4
25	1,678.10 ⁸	0,0069	26827821,4
26	1,678.10 ⁸	0,007	24930853,4
26	1,678.10 ⁸	0,0072	24930853,4
27	1,678.10 ⁸	0,0075	23168018
28	1,678.10 ⁸	0,0077	21529831
29	1,678.10 ⁸	0,008	20007478,5
30	1,678.10 ⁸	0,0083	18592770
31	1,678.10 ⁸	0,0086	17278094,1
33	1,678.10 ⁸	0,009	14921047,4

Le modèle permet de prédire la concentration en *E. coli* en chacun des points de rejets considérés de la lagune, et de comparer les résultats fournis par ce dernier à ceux déterminés par voie expérimentale.

6.6. Simulation de la qualité bactériologique de la lagune

Le modèle est ici utilisé de manière différente : partant d'une concentration initiale C₀, on ne cherche plus la concentration en *E. coli* à un point déterminé à l'aval, mais **la distance d'auto-épuration bactérienne** nécessaire pour que la concentration initiale retrouve une valeur conforme aux normes, soit 2000 *E. Coli*/100ml [33].

Formulation mathématique sur chaque tronçon compris entre deux points de rejets :

$$\begin{cases} C(t) = C_0 \exp(-k \frac{d}{v}) & \text{(Eq.26)} \\ C(t) = 2000 \text{ EC/100 mL} & \implies d = \frac{v}{k} \ln \frac{C_0}{2000} & \text{(Eq. 27)} \\ C_0, k \text{ et } v \text{ connus} \end{cases}$$

d' étant la distance séparant deux points de rejets, alors :

- Si $d < d'$: l'auto-épuration est satisfaisante et une partie de la lagune est conforme aux normes.
- Si $d > d'$: l'auto-épuration est insuffisante avant de recevoir un nouvel apport en *E.coli*.

6.6.1. Présentation du modèle

La **simulation de la qualité bactériologique** de la lagune de Beni Messous est présentée dans le Tableau VII.8.

Tableau VII. 8 : simulation de la qualité bactériologique

Température (°C)	Concentration initiale (C_0)	Coeff k (s^{-1})	Distance d (m)	Distance d' (m)
15	$1,678.10^8$	0,0041	174,0288	219
16	$1,678.10^8$	0,004	163,152	219
17	$1,678.10^8$	0,004	153,554824	219
18	$1,678.10^8$	0,005	145,024	219
19	$1,678.10^8$	0,005	137,391158	219
20	$1,678.10^8$	0,005	130,5216	219
22	$1,678.10^8$	0,0061	118,656	219
22	$1,678.10^8$	0,0061	118,656	219
23	$1,678.10^8$	0,006	113,497043	219
25	$1,678.10^8$	0,0069	104,41728	219
25	$1,678.10^8$	0,0069	104,41728	219
26	$1,678.10^8$	0,007	100,401231	219
26	$1,678.10^8$	0,0072	100,401231	219
27	$1,678.10^8$	0,0075	96,6826667	219
28	$1,678.10^8$	0,0077	93,2297143	219
29	$1,678.10^8$	0,008	90,0148966	219
30	$1,678.10^8$	0,0083	87,0144	219
31	$1,678.10^8$	0,0086	84,2074839	219
33	$1,678.10^8$	0,009	79,104	219

Nous remarquons d'après le tableau précédent que les valeurs de d (distance nécessaire pour atteindre une concentration limite de *E. Coli* égale ou inférieure à 2000 *E. Coli.* /100 mL), calculés à partir du modèle, sont inférieures à d' longueur de la lagune de Beni Messous qui vaut 219m. Par conséquent on peut conclure que l'épuration est satisfaisante.

7. Conclusion

Charge maximale admissible :

Le fonctionnement de la station avec de fortes charges organique (867 kg DBO₅/ha/j, 1200 kg DCO/ha/j, 544 kg MES/ha/j) a montré une remontée constante de boues à la surface du bassin de tête. La présence de boues provoque une augmentation de la demande en oxygène, qui à terme asphyxie les algues. On peut donc supposer que la limitation des échanges gazeux due à l'accumulation de boues est une des causes de l'absence des algues dans le bassin de tête.

La remonter des boues constatées dans ces bassins peut s'expliquer par l'importance des réactions anaérobies. Le bassin fonctionne comme un digesteur non brassé. Le biogaz formé adhère aux particules en suspension et les fait remonter en surface (Charbonnel, 1989 [35]).

Selon nos résultats, la charge organique maximale, au-delà de laquelle l'inhibition la croissance des algues pourrait survenir est de 280 kg DBO₅/ha/j, lorsque l'effluent présente un caractère réducteur.

Paramètres de dimensionnement

Les résultats de l'étude confirment la très bonne performance de la lagune de Beni Messous dans l'abattement de la pollution carbonée. Les rendements d'élimination de la DBO₅ varient entre 80 et 90%. Les excellentes corrélations entre charges appliquées et charges éliminées mettent également en évidence la robustesse du procédé est permettent de faire quelques réflexions sur les limites de temps de séjour et de charges organiques à appliquer ainsi que les dimensions des bassins dans une filière d'épuration.

Profondeurs des bassins

La plupart des stations de lagunage naturel sont construites selon le modèle de Charbonnel (Charbonnel and Simo, 1988 [36]; Charbonnel, 1989 [35]). Ces stations sont généralement composées de plusieurs bassins en série, dont les dimensions individuelles et les charges admissibles ne sont pas clairement définies. La profondeur des bassins est fixée à 70 cm pour favoriser une meilleure diffusion de l'oxygène. Nos résultats montrent que la cinétique de dégradation de la pollution carbonée n'est pas influencée par la disponibilité de l'oxygène dissous. Elle est dominée par les mécanismes physiques de filtration des MES dans le phytoplancton et par leur sédimentation (Kim and Kim, 2000 [37] ; Kim et al, 2001 [38]). Dans ces conditions, la limitation de la profondeur des bassins à 70 cm, ne semble pas être justifiée. Si l'expérience le vérifie, une profondeur plus grande (1 à 1.5 m) devrait permettre d'optimiser les performances des bassins et de réduire les surfaces requises pour l'implantation du lagunage.

L'optimisation de procédé pour l'abattement de la pollution carbonée recommande donc, après avoir fixé le temps de séjour, de calculer le nombre de bassins et leurs agencements en fonction de la qualité de l'effluent désiré. Pour cela, la constante cinétique de dégradation de la DBO₅, $k_T = 0,26 \text{ j}^{-1}$ ($k_T = 0,22 \text{ j}^{-1}$ pour la DCO) déterminée dans cette étude, permet d'estimer les rendements épuratoire à partir du modèle de l'IWA (Eq. 17). En outre les excellentes corrélations établies dans cette étude, permettent de calculer les charges éliminées ou les concentrations escomptées.

La modélisation de l'abattement de la pollution biologique, présentée pour cette étude par *E. Coli*, a permis de prédire la concentration des germes pathogènes pour une concentration initiale donnée, en utilisant les équations : 21 et 22, et par conséquent déterminer les performances de ce procédé en comparant les résultats théoriques et expérimentales.

Les simulations de la qualité bactériologique de la lagune ont montrées que la longueur de cette dernière est supérieure à celle déterminée par l'équation : 27, qui propose de calculer des longueurs limite pour un degré d'épuration satisfaisant.

8. Références bibliographiques

- [1] D. Koné, C. Seignez & C. Holliger. « Etat des lieux du lagunage en Afrique. » 5th Proceedings of International Symposium on Environmental Pollution Control and waste management, EPCOWM 2002, Tunis – Tunisia. INRST, J., INRST, JICA. 2/2: pp. 698-707, 2002.
- [2] M. G. McGarry & M. P. Pescod. « Stabilisation pond design criteria for tropical Asia. » Proceedings of the second International Symposium on waste treatment Lagoons, Lawrence, KS, University of Kansas. E., e. M. R. pp. 114-132, 1970.
- [3] D. D. Mara. « Sewage treatment in hot climates. » Ed. Wiley and Sons XVI, London, 668 p. 1976.
- [4] D. D. Mara. « Waste Stabilisation Ponds: Problems Controversies. » J. Water Quality International (1): pp. 20-22, 1987.
- [5] S. J. Arceivala. « Wastewater treatment and disposal engineering and ecology in pollution control. » New York Basel, Dekker. VIII, 892 p, 1981.
- [6] D. D. Mara & S. A. Silva. « Sewage treatment in the waste stabilisation ponds: Recent research in the Northesat Brazil. » J. Prog. Wat. Tech **11** (1/2): pp. 341-344, 1979.
- [7] O.Guéne & C. S. Touré. « Fonctionnement du lagunage naturel au Sahel. » Rev. La Tribune de l'eau 44 (552) pp: 31 – 42, 1991.
- [8] B. C. Wolverton & R. C. McDonald. « Upgrading facultative lagoons with vascular aquatic plants. » J. Water Pollution Control federation **51** (2): pp. 305 – 313, 1979.
- [9] H. Kawai, M. Y. Uehara, J. A. Gomes, M. C. Jahnel, R. Rossetto, S. P. Alem, M. D. Ribeiro, P. R. Tinel & V. M. Grieco. « Pilot-scale experiments in water hyacinth lagoons for wastewater treatment. » J. Water Science Technology **19** (10): pp. 24 – 28, 1987.
- [10] G. V. Marais. « New factors in the design, operation and performance of waste stabilisation ponds. » Bull. World Health Organ **34** (5): pp.737 – 763, 1966.
- [11] C. Polprasert, M. G. Dissanayake & N. C. Thanh. « Bacterial die off kinetics in waste stabilisation ponds. » J. Water Pollution Control federation **55** (3): pp. 285 – 296, 1983.
- [12] D. D. Mara. « Design manual for waste stabilisation ponds in India. » Leeds, Lagoon International Technology Ltd. 125 p., 1997.
- [13] D. D. Mara & H. W. Pearson. « Design manual for waste stabilisation ponds in Mediterranean countries. » Leeds, Lagoon International Technology Ltd. 112 p., 1998.
- [14] O. Levenspiel. « Chemical reaction engineering. » New York, Wiley, XVI, 668 p., 1999.
- [15] P. Kumar & R. J. Garde. « Potential of water hyacinth for sewage treatment. » J. Water Pollution Control Federation 61 (11 – 12): pp. 1702 – 1706, 1989.
- [16] R. H. Kadlec & R. L. Knight. « Treatment wetlands Boca Raton. » Lewis publishers, London, 893 p., 1996.
- [17] International Association Water (IWA). « Constructed wetlands for pollution control: Process, Performances, Design and Operation. » London, Iwa. 156 p., 2000.
- [18] K. Doulay. « Epuration des eaux usées par lagunage à microphytes et à macrophytes en Afrique de l'Ouest et du Centre : Etats des lieux, performances

épuratoires et critères de dimensionnement. » Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 193 p., 2002.

- [19] A. S. Hasan. « Impact of dispersion and reaction kinetics on performance of biological reactors – solution by "S" series. » J. Water Research 28 (7): pp. 1639-1651, 1994.
- [20] P. Servais & G. Billen. « Le contrôle de la qualité bactériologique des eaux de baignade. » Rev. Tribune de l'eau 543: pp. 23-28, 1990.
- [21] C. Hasley & H. Leclerc. « Microbiologie des eaux d'alimentation. » Technique et Documentation – Lavoisier, 495 p., 1993.
- [22] O. Evrard. « Analyse et modélisation de la qualité bactériologique de la Marne. » DEA, Sciences et Techniques de l'Environnement, Paris, 43 p., 1995.
- [23] J.L. Mancini. « Numerical estimates of coliform mortality rates under various conditions. » J. Water pollution control board, pp. 2477-2484, 1978.
- [24] K.P. Flint. « The long-term survival of *Escherichia Coli* in river water. » J. of applied bacteriology, 63: pp. 261-270, 1987.
- [25] C. E. Chamberlin & R. Mitchell. « A decay model for enteric bacteria in natural waters. » J. Water pollution microbiology, 2: pp. 325-348, 1978.
- [26] R. S. Fujioka, H. H. Hashimoto, E. B. Siwak & R. H. F. Young. « Effect of sunlight on survival of indicator bacteria in seawater. » J. Appl. Environ. Microbiol, 41: pp. 690-696, 1981.
- [27] J. Wilkinson, A. Jenkins, M. Wyer & D. Kay. « Modelling faecal coliform dynamics in streams and rivers. » J. Water research 29: pp. 847-855, 1995.
- [28] P. Servais, G. Billen & J. Vives-Rego. « Rate of bacterial mortality in aquatic environments. J. Appl. Environ. Microbiol: 49, pp. 1448-1454, 1985.
- [29] P. Menon. « Mortalité des bactéries allochtones rejetées dans les milieux aquatiques. » Thèse en Sciences de la Terre, Paris, 140 p., 1993.
- [30] R.P. Canale, R.L. Patterson, J. J. Gannon & W. F. Powers. « Water quality models for total coliform. » J. Water pollution control 45: pp. 325-336, 1973.
- [31] P. Beaudeau, N. Tousset & A. Lefevre. « Disparition des *Escherichia Coli* dans les rivières normandes. » Rapport du Laboratoire d'Etudes et d'Analyses de la Ville du Havre, 92 p., 1998.
- [32] P. Beaudeau, N. Tousset, A. Lefevre. « Original in situ measurement and statistical modeling of *Escherichia Coli* decay in small rivers. » J. Water Science and Technology 37: pp. 270-281, 1999.
- [33] M. P. Lagasquie. « Modélisation de l'autoépuration bactérienne des rivières. » Agence de l'Eau Adour-Garonne, 1999.
- [34] R. Newman. « Microbial aspects of water at the source, during treatment and the distribution. Network. 43 p., 1985.
- [35] Y. Charbonnel. « Manuel du lagunage à macrophytes en régions tropicales. » Paris, A.C.C.T. 37 p., 1989.
- [36] Y. Charbonnel & A. Simo. « Procédés et systèmes de traitement biologiques d'eaux résiduaires. » Université de Yaoundé, Brevet OAPI n° 8320. 11 p., 1988.
- [37] Y. Kim & W. J. Kim. « Roles of water hyacinths and their roots for reducing algal concentration in the effluent from waste stabilisation ponds. » J. Water Research 34 (13): pp. 3285 – 3294, 2000.
- [38] Y. Kim, W. J. Kim, P. G. Chung & W. O. Pipes. « Control and separation of algae particles from WSP effluent by using floating aquatic plant root mats. » J. Water Science and Technology 43 (11): pp. 315 – 322, 2001.

Conclusion générale

Conclusion générale

La réutilisation des eaux municipales connaît une expansion rapide à travers le monde. Son objectif principal est non seulement de fournir des quantités supplémentaires d'eau de bonne qualité répondant aux normes de rejet, mais également d'assurer l'équilibre de ce cycle et la protection de l'environnement.

Le travail présenté, concerne le traitement des eaux usées par lagunage naturel, une technique d'épuration qui dépend de plusieurs facteurs, on note : la topographie du sol, la géologie, les conditions climatologiques et la nature de l'effluent.

Ce procédé qui assure par son efficacité de traitement, la protection de l'environnement et la possibilité de réutilisation des eaux usées pour l'irrigation, est le mieux adopté par les pays en voie de développement car il présente un faible capital d'investissement et une faible consommation d'énergie.

Pour maîtriser cette technique de traitement il est impératif de procéder à des contrôles et des suivis, notamment ceux inhérent aux différentes conditions climatiques et aux paramètres physicochimiques et biologiques.

D'après l'étude de site d'implantation de la lagune de Beni-Messous et les données climatiques, nous avons constatés que le climat de la région d'étude est un climat relativement pluvieux, tempéré par la proximité de la mer.

Le diagramme d'EMBERGER situe la région de Beni Messous dans l'étage bioclimatique subhumide caractérisé en particulier par des étés secs avec de fortes insolation et d'importantes évaporations et par des hivers doux et humides.

On peut donc conclure que, les conditions climatiques étaient favorables ce qui a donné des effets notables sur le bon fonctionnement de ce procédé.

De l'analyse physicochimique et bactériologique des eaux traitées par lagunage naturel au niveau de la station d'épuration de Beni Messous, il en ressort que :

- Il y a une réduction de façon significative du niveau des polluants chimiques et de la matière organique. Des taux d'élimination élevés de la DBO₅, de la DCO, des MES ainsi que les coliformes totaux, les coliformes fécaux (dont *E. coli*), des streptocoques fécaux des Sulfite-réducteurs ont été enregistrés;
- Ce traitement semble être moins efficace quant à la réduction des sels nutritifs ainsi qu'à l'élimination des germes pathogènes (salmonelles, vibrions). Une désinfection après traitement biologique serait le meilleur moyen de réduire de façon importante les micro-organismes;
- La modélisation nous a permis de déterminer la charge organique maximale, au-delà de laquelle l'inhibition la croissance des algues pourrait survenir, les corrélations entre les charges éliminées et les charges appliquées ainsi que les constantes cinétiques. La modélisation de l'abattement de la pollution biologique, présentée pour cette étude par *E. Coli*, a permis de prédire la concentration des germes pathogènes pour une concentration initiale donnée, les simulations de la qualité bactériologique de la lagune ont montrées que la longueur de cette dernière est inférieure à la longueur limite pour un degré d'épuration satisfaisant.

Enfin, la technique d'épuration des eaux usées par lagunage naturel peut être utilisée avantageusement et d'une manière encourageante dans notre pays, vu son climat tempéré d'une part et le choix qu'il offre en matière de la qualité et de la disponibilité des terrains d'autre part. Ceci laisse dire que la gestion rationnelle des ressources naturelles ne peut se faire que par l'intérêt qu'on attache à la qualité des eaux et non à leurs quantités.

Liste des figures et tableaux

Liste des abréviations

- DBO₅**: demande biologique en oxygène (mg/L)
- DCO**: demande chimique en oxygène (mg/L)
- MES**: matières en suspension (mg/L)
- CT**: Coliformes totaux (germes/100mL)
- CF**: Coliformes fécaux (germes/100mL)
- E. Coli**: Escherichia Coli (germes/100mL)
- SF**: Streptocoques fécaux (germes/100mL)
- λ_{app}** : charge maximale applicable sur le bassin (kg DBO₅/hab.j)
- $\lambda_{\text{élm}}$** : charge éliminée (kg DBO₅/hab.j)
- k_{τ}** : constante cinétique (h⁻¹)
- d** : indice de dispersion.
- Pe** : nombre de Peclet (adimensionnel)
- U** : vitesse moyenne du fluide (m/s)
- L** : longueur de réacteur (m)
- D** : coefficient de dispersion axial.
- Q** : débit à l'étiage (m³/s)
- t** : temps de transit (s)
- T** : température de l'eau (°C)
- N_{0m}** : flux maximal (*E.Coli*/jour)

Liste des figures

Figure I.1 : bassin N°1	12
Figure I.2 : bassin N°2	15
Figure I.3 : bassin N°3	20
Figure I.4 : gestion du temps de séjour selon Azov et Shelef (1982)	22
Figure I.5 : lagunage naturel à dominance aérobie	24
Figure II.1 : localisation et causes présumées des fuites	32
Figure II.2 : zone verticale de colmatage	34
Figure II.3 : cartographie des dépôts lagune de Saint-Maclou	35
Figure II.4 : les trois types de conception des bassins	39
Figure II.5 : digue homogène avec tranchée d'ancrage	41
Figure II.6 : digue avec tapis en argile	41
Figure II.7 : digue étanchée par géomembrane	42
Figure II.8 : fossé de ceinture	44
Figure II.9 : essai Proctor ; exemple d'une courbe obtenue avec un limon	45
Figure II.10 : emploi d'une géomembrane sur le fond et les digues	48
Figure II.11 : positionnement des canalisations longeant un bassin	49
Figure II.12 : utilisation d'un disque de Secchi	50
Figure II.13 : méthode prochet a niveau variable	55
Figure II.14 : méthode PROCHET a niveau constant	56
Figure IV.1 : schéma général des filières de traitement préconisées pour différentes classes de qualité d'eaux usées A, B, C, en vue de la réutilisation	84
Figure IV.2 : plan d'une étude de projet pour la réutilisation d'eaux usées	85
Figure IV.3 : balance économique d'un projet de réutilisation des eaux usées	93
Figure V.1 : réseau hydrographique de l'oued de Beni Messous	101
Figure V.2 : schéma de la lagune de Beni Messous	102
Figure V.3 : profil de variation des températures moyennes	106
Figure V.4 : profil de variation de la pluviométrie	107
Figure V.5 : profil de l'ensoleillement mensuel de la région de Beni Messous	108
Figure V.6 : profil de variation de l'ensoleillement	108
Figure V.7 : répartitions annuelles des vents sur huit directions de la région de Beni Messous	109
Figure V.8 : profil de variation de l'évaporation	110
Figure V.9 : diagramme ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN appliqué à la région de Beni Messous	111
Figure V.10 : position de la région de Beni Messous dans le climagramme d'EMBERGER	113
Figure VI.1 : évolution des températures de l'air et de l'eau en fonction du temps	116
Figure VI.2 : évolution du pH de l'eau de la lagune en fonction du temps	117
Figure VI.3 : évolution du pH de l'eau de la lagune en fonction des bassins	118
Figure VI.4 : évolution de la DBO ₅ en fonction du temps	119
Figure VI.5 : variation de la DBO ₅ en fonction du nombre des bassins	120
Figure VI.6 : diagramme Radar localisant des valeurs de DBO ₅ par rapport aux normes de rejet	121
Figure VI.7 : évolution du rendement d'élimination de la DBO ₅ au cours du traitement	122

Figure VI.8: évolution de la DCO en fonction du temps	123
Figure VI.9: variation de la DCO en fonction du nombre des bassins	124
Figure VI.10: évolution du rendement d'élimination de la DCO au cours du traitement	125
Figure VI.11: évolution du coefficient de biodégradabilité au cours du traitement	126
Figure VI.12: évolution des MES en fonction du temps	127
Figure VI.13: variation des MES en fonction du nombre des bassins	128
Figure VI.14: évolution du rendement d'élimination des MES	129
Figure VI.15: variation de la concentration de la chlorophylle <i>a</i> en fonction du nombre des bassins	130
Figure VI.16: évolution de la concentration des nitrites en fonction du temps	131
Figure VI.17: évolution de la concentration d'ammonium en fonction du temps	132
Figure VI.18: évolution du rendement d'élimination des nitrites	133
Figure VI.19: évolution du rendement d'élimination d'ammonium	133
Figure VI.20: évolution de la concentration des orthophosphates en fonction du temps	134
Figure VI.21: évolution du rendement d'élimination des orthophosphates	135
Figure VI.22: évolution de la concentration moyenne des Coliformes Totaux au niveau des différents bassins	136
Figure VI.23: évolution de la concentration moyenne des Coliformes Fécaux au niveau des différents bassins	137
Figure VI.24: évolution de la concentration moyenne de <i>E.Coli</i> au niveau des différents bassins	138
Figure VI.25 : évolution de la concentration moyenne des Streptocoques Fécaux au niveau des différents bassins	138
Figure VI.26: évolution de la concentration moyenne des Salmonelles au niveau des différents bassins	139
Figure VI.27: évolution de la concentration moyenne des Sulfito-réducteurs au niveau des différents bassins	140
Figure VI.28: évolution des concentrations des germes en fonction de la DBO ₅	143
Figure VII.1: relation entre la charge éliminée et la charge appliquée	151
Figure VII.2: corrélation entre charges appliquées et charges éliminées en DBO ₅ et DCO	153
Figure VII.3: corrélations entre concentrations en DBO ₅ et DCO à l'entrée (Effluent) et à la sortie (Influent) de la lagune	153
Figure VII.4 : évolution de la constante cinétique d'élimination de la DBO ₅ dans la lagune de Beni Messous en fonction de temps de séjour	155

Liste des tableaux

Tableau III.1: la réalisation pratique des opérations	62
Tableau III.2: exploitation des lagunes	69
Tableau IV.1 : caractéristiques épidémiologiques de quelques agents pathogènes des eaux usées (valeurs moyennes).	75
Tableau IV.2 : niveaux de qualité d'eaux usées, en vue de leurs réutilisations, en fonction de la teneur en œufs d'helminthes et des coliformes thermotolérants	75
Tableau IV.3 : concentrations maximales en éléments traces recommandées pour les eaux d'irrigation	79
Tableau IV.4 : classe de qualité de salure des eaux d'irrigation	79
Tableau IV.5 : rendement de quelques cultures en fonction de la salinité de l'eau d'arrosage (exprimée en $\mu\text{S/m}$)	80
Tableau IV.6 : concentration en Na et Cl de l'eau d'aspersion provoquant des brûleurs des feuilles	81
Tableau IV.7 : concentrations maximales en Bore dans l'eau d'arrosage basées sur l'apparition de symptômes de toxicité lors de culture sur sable	82
Tableau V.1: dimensions et caractéristiques des différents bassins	104
Tableau V.2 : répartitions annuelles des vents sur huit directions de la région de Beni Messous	109
Tableau VI.1: températures, profondeurs et surface de contact air-eau des Quatre bassins du lagunage de Béni-Messous	116
Tableau VI.2: identification biochimique des bactéries isolées	141
Tableau VI.3: identification biochimique des bactéries isolées	142
Tableau VII.1 : données météorologiques de la région de Beni Messous	150
Tableau VII.2 : charges maximales admissibles sur un bassin de lagunage à Beni Messous en fonction de la température moyenne minimale	150
Tableau VII.3 : comparaison des modèles piston et mélange homogène pour l'élimination de la DBO_5	156
Tableau VII.4 : constante cinétique d'élimination de la DBO_5 à partir du modèle piston dispersif (k_d) et du modèle IWA de pollution résiduelle (k_T)	158
Tableau VII.5 : constante cinétique d'élimination de la DCO à partir du modèle piston dispersif (k_d) et du modèle IWA de pollution résiduelle (k_T)	158
Tableau VII.6 : variation du k en fonction de la température	163
Tableau VII.7 : calcul des concentrations en <i>E. coli</i> aux rejets	163
Tableau VII. 8 : simulation de la qualité bactériologique	164

ANNEXES

ANNEXE 1

1. Prélèvement et échantillonnage :

Le prélèvement est l'opération qui consiste à prendre une partie aliquote du milieu a étudié ; alors que l'échantillonnage consiste à retenir une fraction du prélèvement sur laquelle sera effectuée l'analyse.

L'échantillonnage peut se faire sans prélèvement intermédiaire, l'eau est prise directement dans des flacons sans transiter par une bouteille de prélèvement, c'est l'étape la plus délicate dans la chaîne de mesure de la qualité des eaux, car elle conditionne les résultats analytiques et l'interprétation qui en sera donnée. Il conviendra donc que :

- d'une part, toutes les précautions soient prises pour que l'eau prélevée subisse le minimum de modification entre l'instant du prélèvement et celui de l'analyse.
- d'autre part, les échantillons soient homogènes et aussi représentatif que possible du milieu.

On distingue deux types d'échantillons :

A- L'échantillon ponctuel :

L'échantillon ponctuel est celui ou l'ensemble du volume constituant l'échantillon est prélevé en une seule fois. Ce type d'échantillons est utile pour déterminer la composition d'une eau résiduaire à un instant donnée. Ce type d'échantillon est généralement prélevé manuellement en utilisant des récipients ou flacons, mais l'emploi d'équipement automatique est également possible.

B- L'échantillon composite :

Ce sont des échantillons préparés par mélange de plusieurs échantillons ponctuels. Il existe deux types d'échantillons composites :

- échantillons dépendant du temps ;
- échantillons dépendant du débit.

2. Conditionnement des échantillons :

Lors de l'échantillonnage, il est nécessaire de respecter un certain nombre de règles qui visent a faire un flaconnage correct et un étiquetage précis afin d'assurer une conservation et une tracabilité des échantillons. Le matériel d'échantillonnage doit être, de préférence, constitué d'un matériau inerte non susceptible de perturber les analyses effectuées sur l'échantillon, la pratique courante consiste à employer des récipients en polyéthylène ou en verre borosilicaté.

Avant de commencer le prélèvement, il convient de nettoyer le matériel avec de l'eau et du détergent puis le rincer a l'eau. On peut avant utilisation, rincer le matériel d'échantillonnage dans l'eau dans laquelle sera effectué le prélèvement, afin de réduire au minimum le risque de contamination.

La désignation des échantillons se traduit dans la pratique par l'étiquetage ou le marquage de chaque flacon d'échantillon d'eau. Il est indispensable de repérer l'ensemble des récipients contenant les échantillons de façon claire et durable afin de permettre leur identification sans ambiguïtés en laboratoire. La solution la plus judicieuse consiste à opérer par une des deux désignations possibles suivantes :

- soit les flacons sont désignés par une étiquette ou sont indiquées l'origine de l'échantillon et les conditions dans lesquelles il a été prélevé ;
- soit il est possible de simplifier cette opération en utilisant un système d'étiquettes numérotées ou codées.

3. Conservation des échantillons :

Pour avoir des résultats analytiques significatifs, il est très important de connaître le devenir de l'échantillon entre le prélèvement et l'analyse. Le moyen le plus courant de conservation des échantillons d'eaux résiduaires consiste à les garder dans une mallette isotherme de température comprise entre 0 et 4 °C jusqu'à leur arrivée au laboratoire dans un temps ne dépassant pas les 24 heures.

Pour stabiliser un échantillon ou du moins, ralentir toutes réactions éventuelles, il n'existe pas de panacée. On recommande de prendre pour chaque analyse des précautions particulières et parfois, d'ajouter des agents chimiques (conservateurs) afin d'éviter certaines transformations lors du transport ou certaines interférences au moment de l'analyse en laboratoire.

4. Application au lagunage de Béni-Messous :

En application aux recommandations de prélèvement, d'échantillonnage et de conservation citées précédemment et en rapport avec notre objectif de déterminer la pollution résiduelle et qui nécessite plusieurs prélèvements, nous avons procédé à un échantillonnage ponctuel et ce, à partir d'un prélèvement manuel effectué dans chaque bassin de la lagune de Beni-Messous, comme suit:

- aux entrées E1, E2, E3, E4 relatives aux bassins B1, B2, B3, B4 respectivement ;
- à la sortie S du dernier bassin (B4).

Il est à noter que les journées du prélèvement ont été choisies de façon à ce que l'accès aux digues et donc aux points de prélèvement, soit plus facile.

Nous avons employé un flaconnage - soigneusement étiqueté - correspondant à chaque paramètre de pollution à mesurer dont la méthode d'analyse est passée en revue ci-après.

Les échantillons d'eaux usées ont été prélevés à l'entrée et à la sortie de chaque bassin, durant une période d'étude de 3 ans.

Les échantillons destinés à l'analyse physico-chimique sont prélevés dans des flacons en polyéthylène de 250 mL.

Des flacons en verre de 500 mL stériles sont réservés pour l'analyse bactériologique.

Les échantillons sont transportés au laboratoire dans une glacière isotherme à 4°C.

L'analyse s'est effectuée dans un délai de huit heures.

5. Analyses et modes opératoires :

Les analyses doivent être faites le plus tôt possible après le prélèvement pour permettre d'avoir des résultats représentatifs. Elles regroupent la mesure de paramètres in situ ainsi que de paramètres au laboratoire.

5.1. Paramètres in situ :

Un certain nombre de paramètres physico-chimiques de l'eau ne peuvent être mesurés que sur terrain car les valeurs peuvent évoluer très rapidement dans les échantillons prélevés. Ce sont principalement : la température de l'eau et de l'air et le pH.

5.1.1. La température de l'eau et de l'air:

La température de l'eau est l'exemple même du paramètre qui évolue très vite après le prélèvement, en particulier quand l'écart avec celle de l'air est important. Par ailleurs, la nécessité de transporter les échantillons à basse température rend obligatoire la mesure sur site.

A- Appareillage :

La mesure de la température est aujourd'hui réalisée à l'aide d'un appareil électrométrique, une thermosonde. Cependant, il est toujours possible d'utiliser un thermomètre.

B- Mode opératoire :

La température de l'eau sera prise en même temps que le prélèvement de l'échantillon. L'immersion dans le milieu à étudier devra être d'une durée suffisante pour que la valeur affichée soit stabilisée. En cas d'impossibilité de mesure au sein même des lagunes, on prélèvera l'eau dans un seau de 5 à 10 litres de capacité et on y plongera immédiatement l'appareil de mesure soigneusement étalonné. On procédera à la lecture de la température, dès que la stabilisation est observée, en laissant la sonde dans l'eau.

C- Expression des résultats :

La précision recherchée pour ce paramètre est habituellement de l'ordre de 0,5 °C. Avec les appareils électrométriques, la précision sur la mesure proprement dite peut atteindre des valeurs de $\pm 0,1$ °C.

5.1.2. Le potentiel d'Hydrogène (pH) :

Parmi tous les paramètres physico-chimiques analysés sur le terrain, c'est un des plus délicats à mesurer correctement.

Il est recommandé de déterminer le pH des eaux in situ de façon à ne pas modifier les équilibres ioniques par suite d'un transport ou d'un séjour plus ou moins prolongé des échantillons d'eau dans des flacons. Le pH est mesuré avec un appareil électrométrique avec électrode de verre, le pH-mètre.

A- Appareillage :

Un pH-mètre est composé d'une électrode de verre, d'une électrode de référence au calomel - KCl saturé et d'un dispositif potentiométrique. Indépendamment du dispositif potentiométrique dont les caractéristiques techniques peuvent varier, il existe un très grand nombre d'électrodes dont les spécificités sont propres à chaque constructeur et à chaque domaine d'utilisation.

Le préleveur se rapportera donc aux recommandations établies par le fabricant (domaine et gamme d'utilisation, fréquence d'étalonnage, solution tampon, durée de vie de la sonde...).

B- Mode opératoire :

L'étalonnage étant réalisé et l'appareil ayant acquis son régime de marche, l'électrode est plongée dans la solution à mesurer. La lecture est effectuée après stabilisation du pH-mètre ce qui peut prendre plusieurs minutes. Veiller à ce que la température de l'échantillon ne varie pas pendant la mesure.

C- Expression des résultats :

Le plus souvent la précision recherchée est de l'ordre de $\pm 0,05$ unité pH. Une manipulation rigoureuse, avec des contrôles d'étalonnage fréquents, permet d'atteindre une précision de $\pm 0,02$ unité pH. Les résultats sont exprimés en unités de pH, à la température de mesure qui doit être indiquée, sous la forme :

$$\text{pH à } XX^{\circ}\text{C} = XX,XX$$

5.2. Paramètres mesurés au laboratoire :

Aussi tôt arrivés au laboratoire, les échantillons sont soumis à une série d'analyses qui permettent d'apprécier la qualité de l'eau brute et traitée, de mesurer leur degré de pollution et de contrôler l'efficacité du traitement qu'elles ont subi.

Nous nous intéressons principalement pour notre étude de la lagune de Beni-Messous à la détermination de la pollution organique, minérale et biologique.

5.2.1. Matières en Suspension (MES) :

Selon le domaine d'application, la quantité d'eau à analyser et la qualité présumée des matières suspendues dans l'eau, le protocole de détermination des matières en suspension (MES) se basera sur l'une des méthodes expérimentales suivantes :

- ❖ La néphélométrie ;
- ❖ La centrifugation ;
- ❖ La filtration.

Dans le cas de l'analyse des eaux usées, il est recommandé de procéder par filtration sur couche d'amiante ou sur filtre en fibre de verre pour les échantillons d'eaux traitées et par centrifugation pour les échantillons d'eaux brutes et chargées afin d'éviter le colmatage des filtres.

Le choix de la filtration sous vide avec membrane filtrante en fibre de verre s'est imposé, dans notre cas, d'une part, en raison de sa rapidité et de sa simplicité à mettre en oeuvre, et d'autre part, de la possibilité de récupérer le filtrat (fraction dissoute) nécessaire pour la détermination de la pollution résiduelle.

A- Principe de la filtration :

Cette méthode se base sur le passage d'un échantillon d'eau de volume V à travers un filtre en fibre de verre de 0,47 µm. Le poids de matière retenue par le filtre, noté P, est déterminé par pesée différentielle (avant et après filtration). La concentration des matières en suspension (MES) ne sera donc que le rapport de ce poids sur le volume d'eau analysée.

B- Matériel utilisé :

- Dispositif de filtration ;
- Balance ;
- Capsules ;
- Filtres en fibre de verre porosité de 0,47 µm ;
- Etuve.

C- Mode opératoire :

- Rincer le filtre à l'eau distillée et le sécher à l'étuve à 105 °C environ 30 à 60 min ;
- Laisser refroidir puis peser le filtre sec et noter son poids P1 ;
- Homogénéiser l'échantillon à analyser ;
- Filtrer sous vide un volume V de l'échantillon mesuré à l'aide d'une éprouvette graduée ;
- Sécher, refroidir et peser une seconde fois le filtre. Son poids est noté P2.

Note : Ne mettre l'eau que petit à petit, toujours en homogénéisant bien pour ne pas avoir à filtrer de trop grands volumes sur un filtre colmaté.

D- Expression des résultats :

La concentration de la matière en suspension en mg/L dans l'échantillon analysé est obtenue par la relation suivante :

$$[\text{MES}] = ((P2 - P1)/V) \cdot 10^3$$

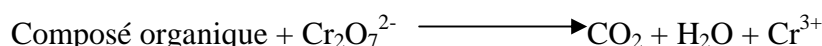
Ou :

- P1 : Poids du filtre sec avant filtration (en mg) ;
- P2 : Poids du filtre sec après filtration (en mg) ;
- P2 - P1: Poids de la matière retenue par le filtre sec ;
- V : Volume de la prise d'eau (en mL).

5.2.2. Demande Chimique en Oxygène (DCO) :

La détermination de la DCO se fait essentiellement par oxydation avec le dichromate de potassium, K₂Cr₂O₇ dans une solution portée à ébullition à reflux pendant 2 heures

en présence d'ions Ag^+ comme catalyseurs d'oxydation et d'ions Hg^{2+} permettant de complexer les ions chlorures (Norme NF T 90-10, équivalente ISO 6060). D'une manière simplifiée, on peut décrire cela par la réaction:



Plus il y a de substances oxydables dans un échantillon d'eau, plus on utilise de dichromate. La DCO est déterminée par le dosage de l'excès de dichromate titré avec du sulfate de fer et d'ammonium (sel de Mohr) car la quantité de matière oxydable est proportionnelle à la quantité de dichromate réduite.

A- Matériel nécessaire :

- DCO-mètre ;
- Granules : pierres ponce ou billes de verre.

B- Réactifs à utiliser :

- Solution d'acide sulfurique et sulfate d'argent ;
- Solution sulfate de fer (II) et d'ammonium (sel de Mohr) $[(\text{NH}_4)_2 \text{Fe}(\text{SO}_4)_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}]$ à 0,12 mol/l ;
- Solution de dichromate de potassium ($\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$) à 0,04 mol/l et contenant du sulfate de mercure (II) ;
- Hydrophthalate de potassium ($\text{KC}_8\text{H}_5\text{O}_4$) à 2,0824 mmol/l ;
- Ferroïne.

C- Mode opératoire :

- Transvaser 10 ml de l'échantillon pour l'analyse (diluer si nécessaire) dans le tube de l'appareil, ajouter 5 ml de solution de dichromate de potassium et quelques régulateurs d'ébullition (granules : billes de verre) ;
- Ajouter avec précaution 15 ml d'acide sulfurique et sulfate d'argent et raccorder immédiatement le tube au réfrigérant ;
- Répéter les deux étapes précédentes pour tous les échantillons à analyser mais aussi pour deux échantillons à blanc (10 ml d'eau distillée) et un essai témoin (10 ml d'hydrogénophthalate de potassium) ;
- Amener le mélange réactionnel à l'ébullition pendant 120 minutes à 150 °C ;
- Rincer les réfrigérants à l'eau distillée et refroidir les tubes ;
- Enlever le réfrigérant et diluer à 75 ml et laisser refroidir ;
- Titrer l'excès de dichromate avec la solution de sel de Mohr en présence d'une ou de deux gouttes de l'indicateur coloré Ferroïne.

D- Expression des résultats :

La DCO exprimée en mg d' O_2 /L est donnée par la formule :

$$\text{DCO} = 8000 \times C_{\text{Fe}}(\text{VT} - \text{V}_E) / E$$

Où :

C_{Fe} : Concentration de la solution de sel Mohr déterminée par étalonnage, ici 0,12 mol/L ;

E : Volume de la prise d'essai en ml ;

VT : Volume en mL de la solution de sulfate de fer (II) et d'ammonium titrée pour l'essai à blanc ;

V_E : Volume en mL de ma solution de sulfate de fer (II) et d'ammonium titrée pour l'échantillon ;

8000 : Masse molaire en mg/L de $\frac{1}{2} \text{O}_2$.

Note : On doit vérifier la validité de la méthode en calculant la DCO de l'essai témoin, qui doit être de 500 mg d'O₂/L, en remplaçant dans l'équation V_E par V_R.

Où:

V_R : Volume en ml de la solution de sulfate de fer (II) et d'ammonium titré pour l'essai témoin.

Avec la valeur de la DCO, contrairement à la valeur de la DBO₅, les composés difficilement dégradables ou non dégradables biologiquement sont également mesurés.

5.2.3. Demande biochimique en oxygène DBO₅ :

On dispose pour la détermination de la DBO₅ de deux catégories de méthodes :

- par dilution : ces méthodes ont pour principe d'établir une dilution de l'eau riche en matières organiques par une eau apportant l'oxygène dissous dont on mesure la quantité résiduelle dans des conditions opératoires bien déterminées;
- Par un système de mesure OxiTop : utilisation d'un appareillage pour la mesure de la DBO₅.

Nous opterons pour l'utilisation d'un système de mesure OxiTop pour la raison que ce système est plus pratique, rapide et donne des résultats représentatifs.

A- Instruments et produits nécessaires :

- Système de mesure OxiTop ;
- Système d'agitation à induction ;
- Armoire thermostatique (T à 20°C) ;
- Flacons bruns et fiole jaugée ;
- Godets en caoutchouc ;
- Extracteur magnétiques et barreaux aimantés ;
- Pastilles de soude (NaOH).

B- Sélection du volume d'échantillon :

- Estimer la valeur de la DBO₅ à 80 % de la valeur de la DCO ;
- Déterminer la plage de mesure correspondante.

D- Mode opératoire :

- Introduire le volume V correspondant à la gamme d'estimation de la DBO₅ par rapport à la DCO du même échantillon dans un flacon brun en verre contenant un barreau magnétique ;
- Placer un godet en caoutchouc contenant deux pastilles de soude (NaOH) servant à absorber le CO₂ produit lors de la consommation de l'oxygène (les pastilles ne doivent jamais être en contact avec l'échantillon) ;
- Visser l'OxiTop directement sur le flacon ;
- Lancer la mesure en appuyant sur S et M simultanément (deux secondes) jusqu'à ce que l'afficheur indique 00 ;
- Maintenir, dans une armoire thermostatique, le flacon de mesure avec l'OxiTop à 20°C pendant 5 jours. Après que la température de mesure soit atteinte (au maximum après une heure), l'OxiTop lance automatiquement la mesure de la consommation de l'oxygène ;
 - l'échantillon est agité en continu pendant 5 jours. L'OxiTop mémorise automatiquement une valeur toutes les 24 heures sur 5 jours. Pour connaître la valeur courante, il faut appuyer sur la touche M.

D- Expression des résultats :

La DBO₅ s'exprime en mg d'O₂/L et s'obtient par la multiplication de la valeur affiche par l'OxiTop après 5 jours d'incubation à 20°C par le facteur correspondant au volume échantillonné qui est donné par la gamme d'estimation.

La différence entre la DCO et la DBO₅ est à l'origine des substances présentes dans l'eau qui ne peuvent pas être décomposées microbiologiquement. Parce que tous les polluants ne sont pas totalement décomposables, la valeur de la DBO₅ se situe en dessous de celle de la DCO.

5.2.4. Nitrites (NO₂⁻) :

Pour l'analyse des nitrites nous avons utilisé la méthode par spectrophotométrie en utilisant un spectrophotomètre UV visible de marque **SHIMADZU. UV mini-1240**, cette méthode est utilisée pour les autres sels nutritifs.

Les ions nitrites forment un diazoïque avec la sulfanilamide en milieu acide, puis le diazoïque réagit avec le N-naphtyl-éthylène diamine pour former un colorant rose qui absorbe à la longueur d'onde de 543 nm.

Mode opératoire :

- Rincer une éprouvette de 50 mL avec l'eau à analysée et y introduire 50 ±1 ml de l'échantillon.
- Ajouter 1 ml de la solution de Sulfanilamide (réactif 01) et mélanger.
- Laisser reposer 2 à 8 min.
- Ajouter 1 ml de la solution de N- Naphtyl- éthylène diamine (réactif 02) et mélanger à nouveau.
- Attendre au moins 10 min pour la stabilisation de la coloration mais pas plus de deux heures. Mesurer les absorbances par spectrophotométrie à la longueur d'onde 543 nm.

Pour la préparation des réactifs voir annexes 2.

5.2.5. L'Azote Ammoniacal (NH₄⁺):

Les ions ammoniums forment en milieu alcalin un composé bleu par réaction avec le phénol et l'hypochlorite en présence de nitroprussiate comme catalyseur.

L'intensité de la coloration est mesurée au spectrophotomètre à la longueur d'onde de 630 nm.

Mode opératoire :

- Prendre 100 ml d'échantillon
- Ajouter 3ml de réactif phénol-ritroprussiate (R1).
- Boucher et agiter pour bien homogénéiser
- Ajouter sans attendre 3 ml de réactif alcalin d'hypochlorite (R2)
- Placer immédiatement à l'abri de la lumière pendant 6 à 7 heure de préférence laissé toute une nuit à température ambiante.
- Mesurer l'absorbance à 630 nm par apport à l'eau distillée.

Pour la préparation des réactifs voir annexes 2.

5.2.6. Orthophosphates (PO₄³⁻):

En milieu acide et en présence de molybdate d'ammonium, les phosphates donnent un complexe phosphomolybdique qui réduit par l'acide ascorbique, développe une coloration bleue qui est accélérée par l'utilisation d'un catalyseur (le tartrate double d'antimoine et de potassium).

Mode opératoire :

- Toute la verrerie doit être rincée à l'acide chlorhydrique à 5 % puis à l'eau distillée pour éviter toute contamination.
- Introduire 20 ml de l'échantillon d'eau à mesurer dans un flacon. Ajuster le pH à 7 si nécessaire.
- Ajouter 1 ml de la solution d'acide ascorbique et 4 ml de réactif molybdique.

- Attendre 30mn pour la stabilisation de la couleur, remplir une cuvette standard et mesurer l'absorbance par spectrophotométrie à la longueur d'onde de 800 nm.

Pour la préparation des réactifs voir annexes 2.

5.2.7. Dosage de la chlorophylle:

Après filtration d'un volume de 100 mL d'échantillon sur des filtres en fibre de verre, les filtres sont immergés dans un solvant (méthanol) qui assure l'extraction des pigments. Ensuite, on mesure l'absorbance de l'extrait par la spectrophotométrie avant et après l'acidification.

Calcul des concentrations :

Les absorbances brutes à 665 et 750 nm doivent être corrigés comme suit :

$$\text{Avant l'acidification : } A_{665}^{na} = (Ab_{665}^{na} - bc_{665}) - (Ab_{750}^{na} - bc_{750})$$

$$\text{Après l'acidification : } A_{665}^a = (Ab_{665}^a - bc_{665}) - (Ab_{750}^a - bc_{750})$$

La concentration de la Chlorophylle est mesurée à partir de l'équation

$$\text{suivante : } [Chlorophylle]_{(mg \cdot m_{-3})} = \frac{26,7(Ab_{na} - A_{665}^a) * v}{VL}$$

Avec:

v : volume de solvant d'extraction;

V : volume d'eau filtrée;

L : longueur de cuve.

5.3. Analyses bactériologiques :

Les germes recherchés et dénombrés sont les coliformes totaux, les coliformes fécaux, *Escherichia coli* et les Stéptocoques fécaux, ces germes sont révélateur d'une contamination fécale et entraînent par leurs abondance la présomption de contamination plus dangereuse.

La méthode de dénombrement de ces germes est la méthode du nombre le plus probable (NPP) par l'incubation des échantillons en milieu liquide.

La détermination du nombre caractéristique (nombre des tubes positifs) permettra l'établissement du nombre le plus probable par la consultation de la table de Mc Grady (annexe 4).

Le dénombrement des Sulfito-réducteurs a été aussi effectué ainsi que la recherche des vibrions et des salmonelles.

5.3.1. Dénombrement des Coliformes totaux et fécaux :

La méthode standard indiquée dans les figures suivantes fait appel à deux tests consécutifs à savoir :

- **Test présomptif** : Réservé à la recherche des Coliformes totaux, réalisé sur bouillon lactosé, sa fermentation se manifeste par un trouble et un dégagement de gaz dans les cloches de Durham (figure 1) ;
- **Test confirmatif** : Réservé à la recherche des Coliformes fécaux dits coliformes thermo-tolérants, dont *Escherichia coli* à une température de 44°C, à partir des tubes positifs du test précédent (figure 2).

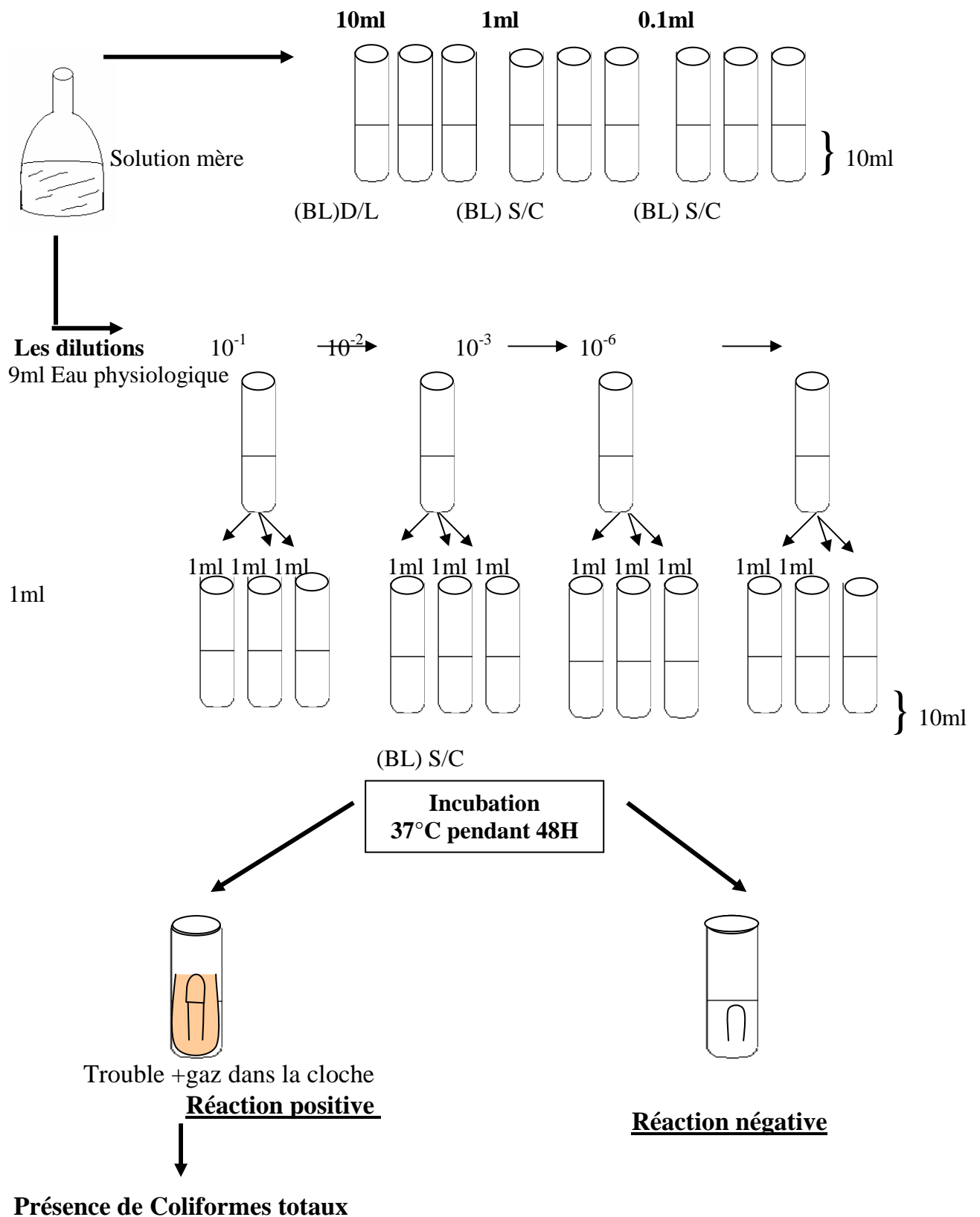


Figure 1 : Technique de dénombrement des Coliformes totaux dans l'eau « test présomptif »



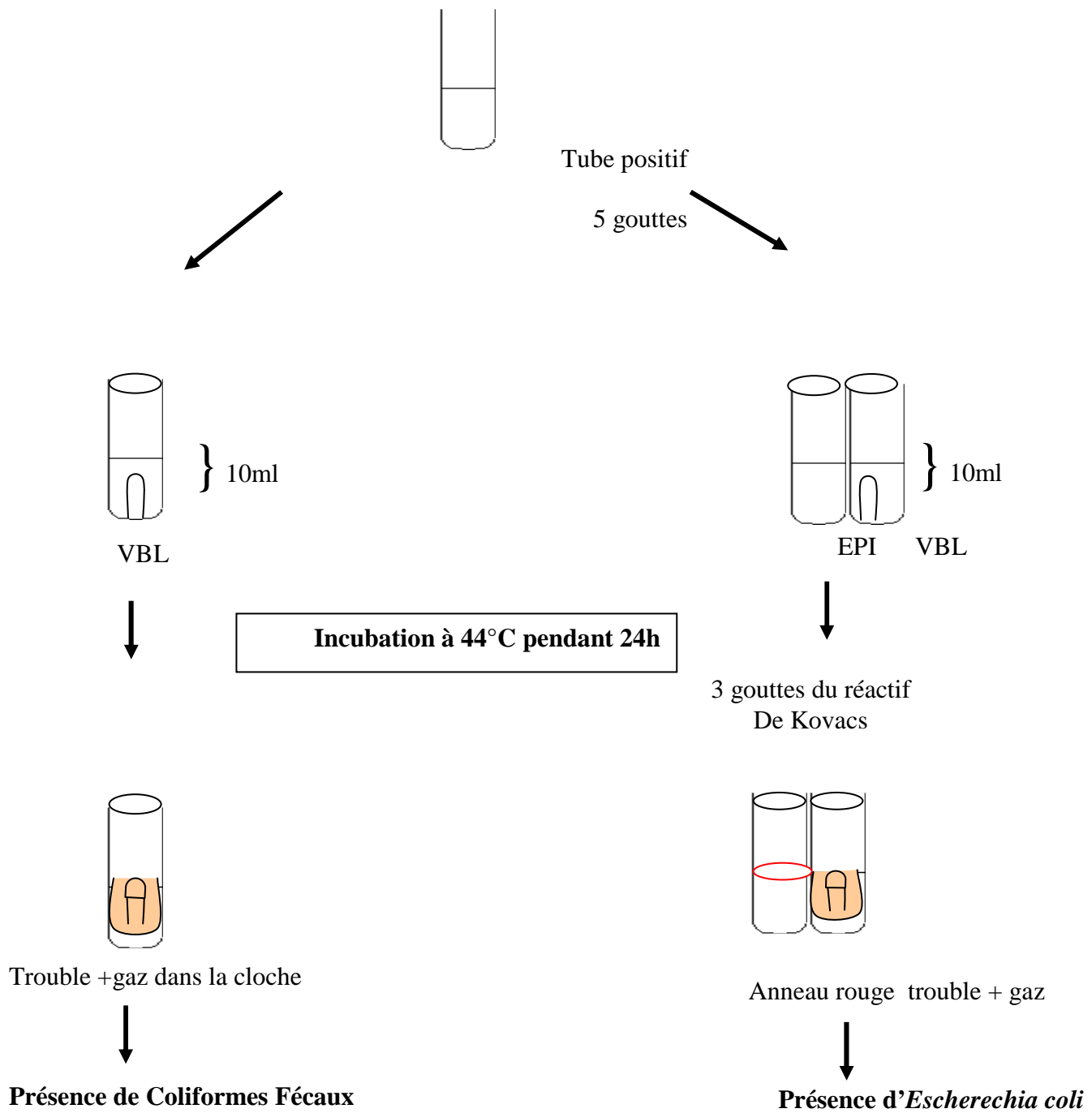


Figure 2 : Technique de dénombrement des Coliformes Fécaux et *Escherichia coli* dans l'eau « test confirmatif ».

5.3.2. Dénombrement des Streptocoques fécaux :

La technique de recherche des Streptocoques fécaux indiquée sur la figure 3 et 4, nécessite deux tests consécutifs :

- **Un test présomptif** : Réalisé sur le milieu de Rothe.
- **Un test confirmatif** : Qui consiste à réensemencé les tubes de Rothe positifs sur le milieu Eva- Litsky.

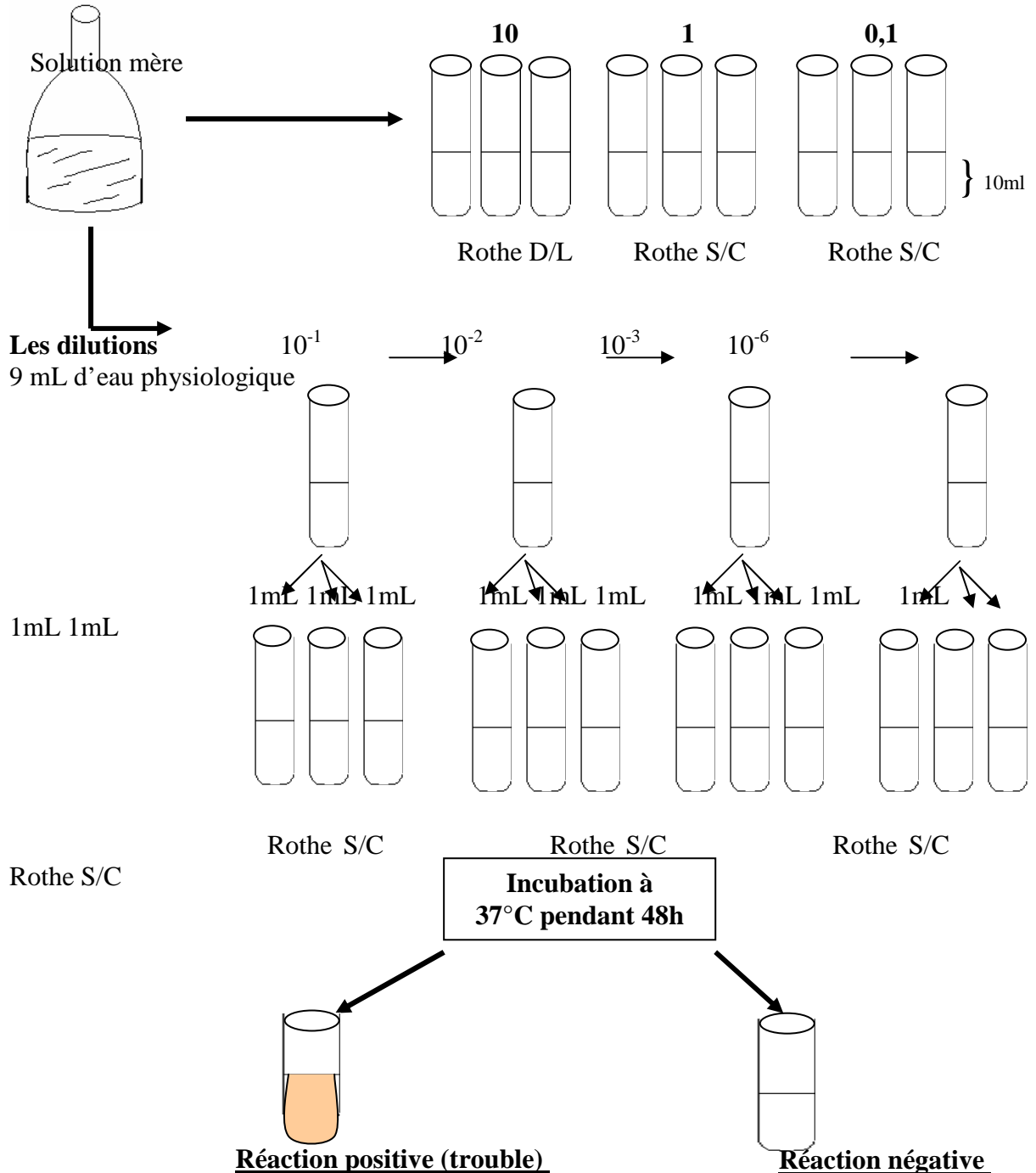


Figure 3 : Technique de dénombrement des streptocoques fécaux dans l'eau « Test présomptif »

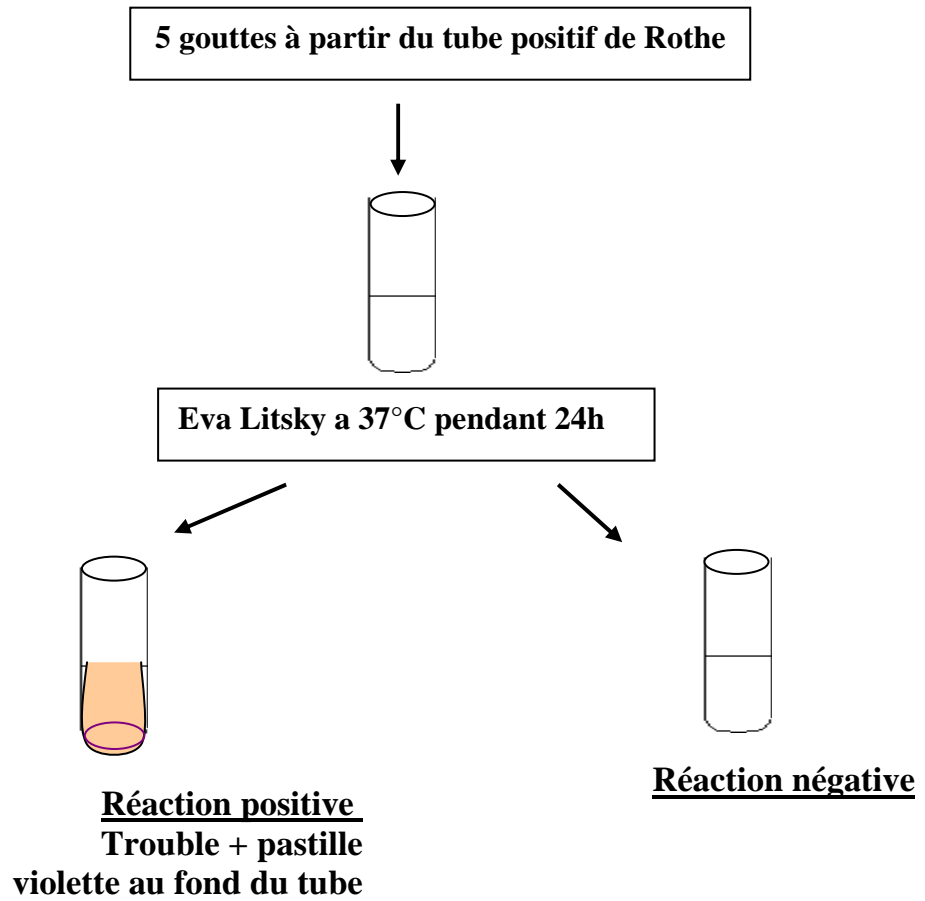


Figure 4 : Technique de dénombrement des Streptocoques fécaux dans l'eau (Test confirmatif)

5.3.3. Techniques des recherches des germes pathogènes :

La recherche des Salmonelles et des Vibrios est effectuée par la méthode qualitative, réalisée en trois étapes successives : l'enrichissement, l'isolement, l'identification biochimique.

5.3.3.1. Dénombrement des Salmonelles :

On utilise le milieu de culture SFB (bouillon au sélénite de sodium et cystéine) pour l'enrichissement et le dénombrement par la technique des tubes multiples ou NPP, le milieu gélosé Hektoen est utilisé pour isoler les colonies typiques des salmonelles à partir des tubes d'enrichissement.

Des galeries d'identification biochimiques ont été utilisées pour confirmer l'espèce appartenant au genre *Salmonella*

A- Premier enrichissement :

On ensemence simultanément 1 mL, 0.1 mL et 1 mL de la deuxième dilution (10^{-2}), dans le culture SFB (S/C). Le SFB favorise leur développement en inhibant par l'action du sélénite de sodium la croissance des Coliformes et des Entérocoques.

L'incubation se fait à 37°C pendant 18 heures.

B- Premier isolement :

Une goutte des tubes positifs (virage de la couleur du jaune au rose) est ensemencée par des stries serrées à la surface de la gélose d'Hektoen dont le pouvoir sélectif est assuré par les sels biliaires qui limitent le développement des bactéries Gram+.

Les boîtes ensemencées sont incubées à 37°C pendant 24 heures.

C- Deuxième enrichissement :

Il s'effectue en transférant quelques gouttes des tubes positifs de SFB (S/C) dans un tube de SFB (D/C). Les tubes sont incubés à 37°C pendant 18h.

D- deuxième isolement :

Il s'effectue en étalant une goutte de SFB positif sur Gélose Hektoen. L'identification des bactéries isolées est basée sur l'attaque des trois sucres : salicine, lactose et saccharose. Sachant que les salmonelles ne sont pas capables de dégrader aucun de ces sucres.

La présence des colonies bleues-vertes à centre noir ou vert présume la présence d'une salmonelle.

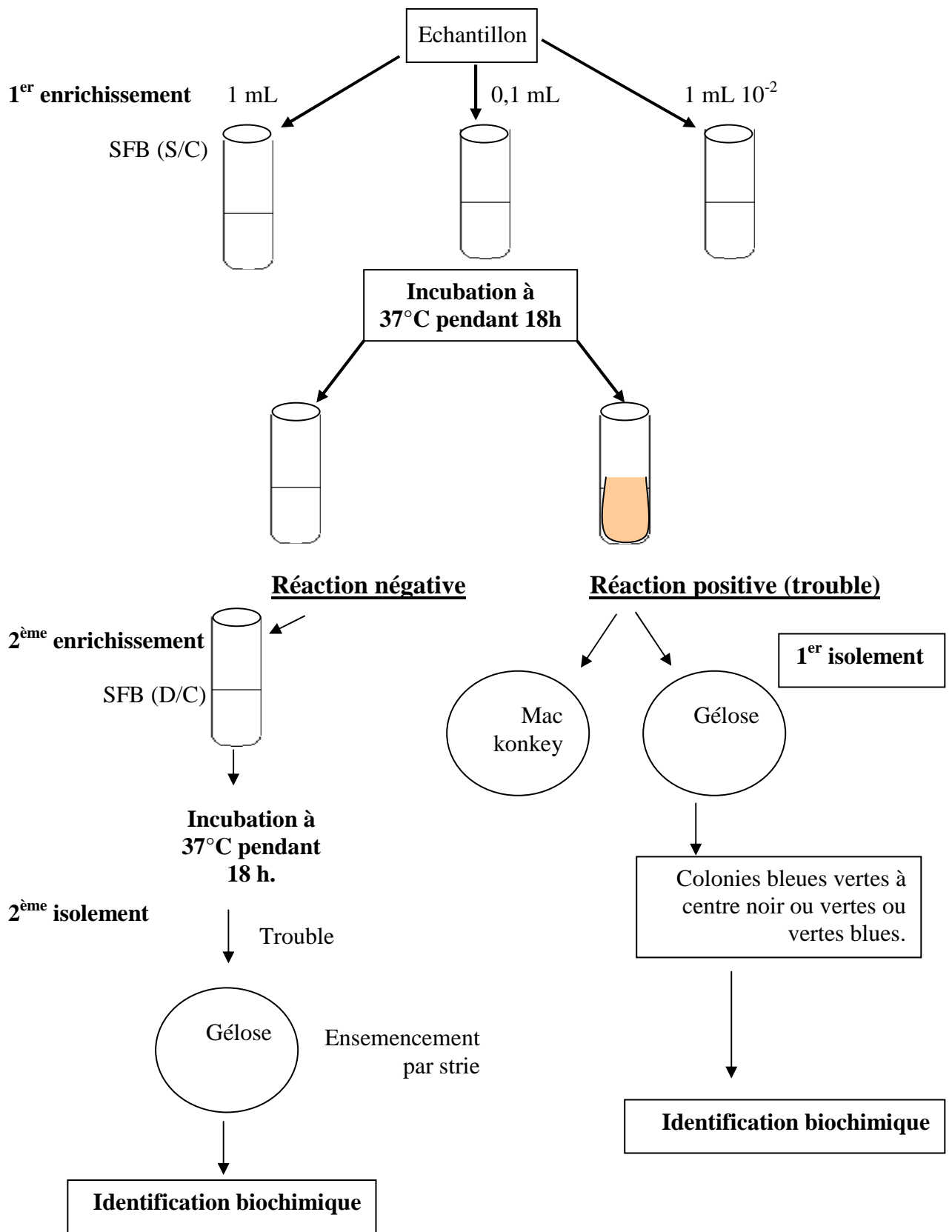


Figure 5 : Technique de recherche des Salmonelles.

5.3.3.2. Recherche des vibrions :

Ce sont des germes pathogènes pour l'homme et les animaux, leur recherche est d'ordre qualitatif selon les étapes suivantes :

A- Premier enrichissement :

Le milieu d'enrichissement des vibrions est l'eau peptonée alcaline (EPA) dix fois concentrée (50 mL). On rajoute 450 mL de chaque échantillon. L'incubation se fait à 37 °C pendant 24 heures.

B- Premier isolement :

On procède à l'étalement d'une goutte prélevée à l'aide d'une anse de platine du flacon d'EPA sur gélose TCBS et sur gélose GNAB.

C- Deuxième enrichissement :

Il consiste à transférer quelques gouttes d'EPA 10 fois concentré dans un tube d'EPA simple concentration puis incubation à 37°C pendant 24 heures.

D- Deuxième isolement :

La même façon que le premier isolement. Les colonies suspectes sur GNAB et sur TCBS sont translucides, lisse et bombées.

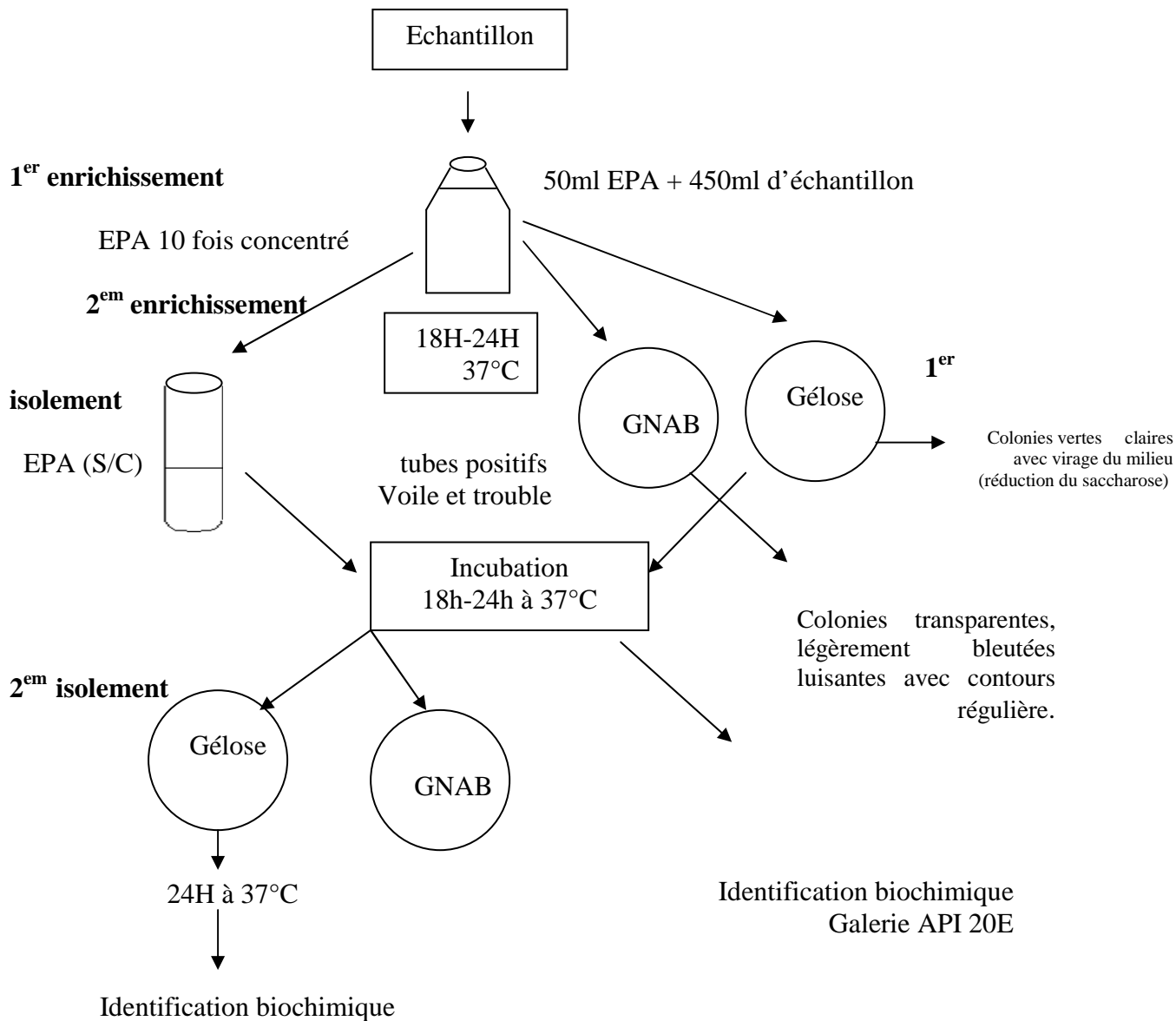




Figure 6 : Technique de recherche des vibrions.

5.3.3.3. Dénombrement des Sulfito-réducteurs :

Ce test permet de mettre en évidence une pollution fécale ancienne, en effet, les spores sont plus résistantes que les autres formes.

La technique de recherche des Sulfuto-Réducteurs est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Méthode de recherche des Sulfito-réducteurs

Mode opératoire	Résultats	Aspect d'un tube négatif	Aspect d'un tube positif
<p>La gélose viande foie (VF) est régénérée par ébullition au bain-marie.</p> <p>On rajoute une ampoule d'Alun de Fer et une de Sulfite de Sodium à 250mL de gélose.</p> <p>Les tubes contenant 5mL d'échantillon sont maintenus à 80°C pendant 10mn.</p> <p>On rajoute 15mL de la gélose (VF) à l'aide une pipette graduée et stérilisée.</p> <p>Laisser refroidir.</p> <p>Les tubes sont incubés à 37°C pendant 24 heures.</p>	<p>Les résultats sont directement obtenus par le comptage des spores qui ont germées.</p> <p>Ces résultats sont exprimés en (spores/20mL).</p>		

5.3.4. Techniques d'isolement et d'identification des bactéries recherchées :

Afin de mieux caractériser le profil biochimique des bactéries recherchées qui appartiennent aux groupes des Coliformes, des Streptocoques fécaux et surtout des germes pathogènes, une série des tests a été effectuée, il s'agit de:

5.3.4.1. Coloration de Gram :

C'est un test signalé par Christian Gram en 1884 et reste utilisable jusqu'à l'heure actuelle. Il permet la distinction entre deux groupes bactériens, les Gram (+) et les Gram (-). Le premier se colore en violet et le second en rose. Il y a plusieurs théories expliquant ce phénomène, la plus retenue se base sur les différences dans la structure de la paroi de ces deux groupes G (+) et G (-).

La paroi des Gram (-) semble contenir 20 % de lipides qui se dissolvent dans l'alcool augmentant ainsi la perméabilité cellulaire, ce qui facilite l'élimination du colorant

violet du cytoplasme. La fuschine, colorant basique, permettra au Gram (-) d'acquérir une nouvelle coloration rose (annexe 3).

La paroi des Gram (+) ne contient que 5 % de lipides, l'alcool entraîne l'élimination d'eau et le rétrécissement des pores et donc la rétention du violet de Gentiane au niveau du cytoplasme.

Mode opératoire:

Un frottis fixé à la chaleur est coloré pendant une minute avec une solution de violet de Gentiane, puis rincé rapidement avec une solution de Lugol (02 fois 45 secs).


Le frottis est ensuite décoloré avec l'alcool à 95° pendant 30 secondes jusqu'à ce que l'excès de colorant soit éliminé.

Le frottis est rincé immédiatement à l'eau sous un robinet puis soumis à une coloration avec une solution de fuschine, on rince rapidement à l'eau et on sèche, après ces traitements les cellules Gram négatif sont roses et les cellules Gram positif sont violettes.

5.3.4.2. Test de catalase :

Les cocci Gram (+) font l'objet de test de la catalase, le mode opératoire de ce test est schématisé dans le tableau suivant :



Tableau 2 : Test de la catalase

Technique	Résultats	Aspect du test positif
<ul style="list-style-type: none"> • Sur une lame propre et séchée déposer une goutte d'eau oxygénée à 10 volume. • A l'aide d'une pipette pasteur, une colonie bactérienne isolée est déposée sur la lame. • Observer immédiatement 	<ul style="list-style-type: none"> • Apparition de bulles, dégagement gazeux de dioxygène : catalase (+) • Pas de bulles : catalase (-) 	

5.3.4.3. Test de l'écuminase sur milieu Bile Esculine Agar (BEA) :

L'écuminase est un test utilisé dans l'identification différentielle au sein de nombreux genres bactériens, notamment les Streptocoques fécaux qui ont la capacité de croître sur des milieux hostiles (en présence de la bile), le mode opératoire est résumé dans le tableau 3 :

Tableau 3 : Test de la bile esculine

Mode d'ensemencement	Résultats	Aspect d'un test négatif	Aspect d'un test positif
<ul style="list-style-type: none"> • Régénéré le milieu • Piqûre centrale dans le culot • Incubé à 37°C. 	<ul style="list-style-type: none"> • Test positif : Le milieu présente une forte coloration noire à cause de l'hydrolyse de l'esculine (+). • Test négatif : Le milieu ne présente pas de coloration, esculine (-). 		

5.3.4.4. Galeries d'identifications :

Afin d'identifier les espèces bactériennes, les galeries d'identification API 20E et API 20A, permettant de déterminer le profil biochimique et fermentaire, ont été utilisées.

Mode opératoire :

A partir d'une boîte Pétri pure (un seul type de bactérie) ensemencée, on prépare une suspension dans de l'eau physiologique. Avec cette solution bien homogénéisée, on remplit les galeries en respectant le mode d'emploi (figure 7). Les galeries sont incubées à 37°C pendant 24 heures.

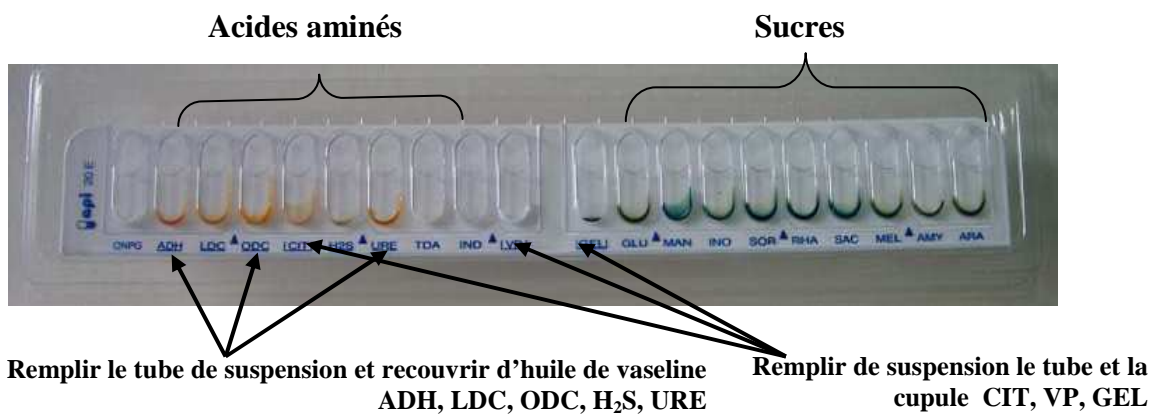
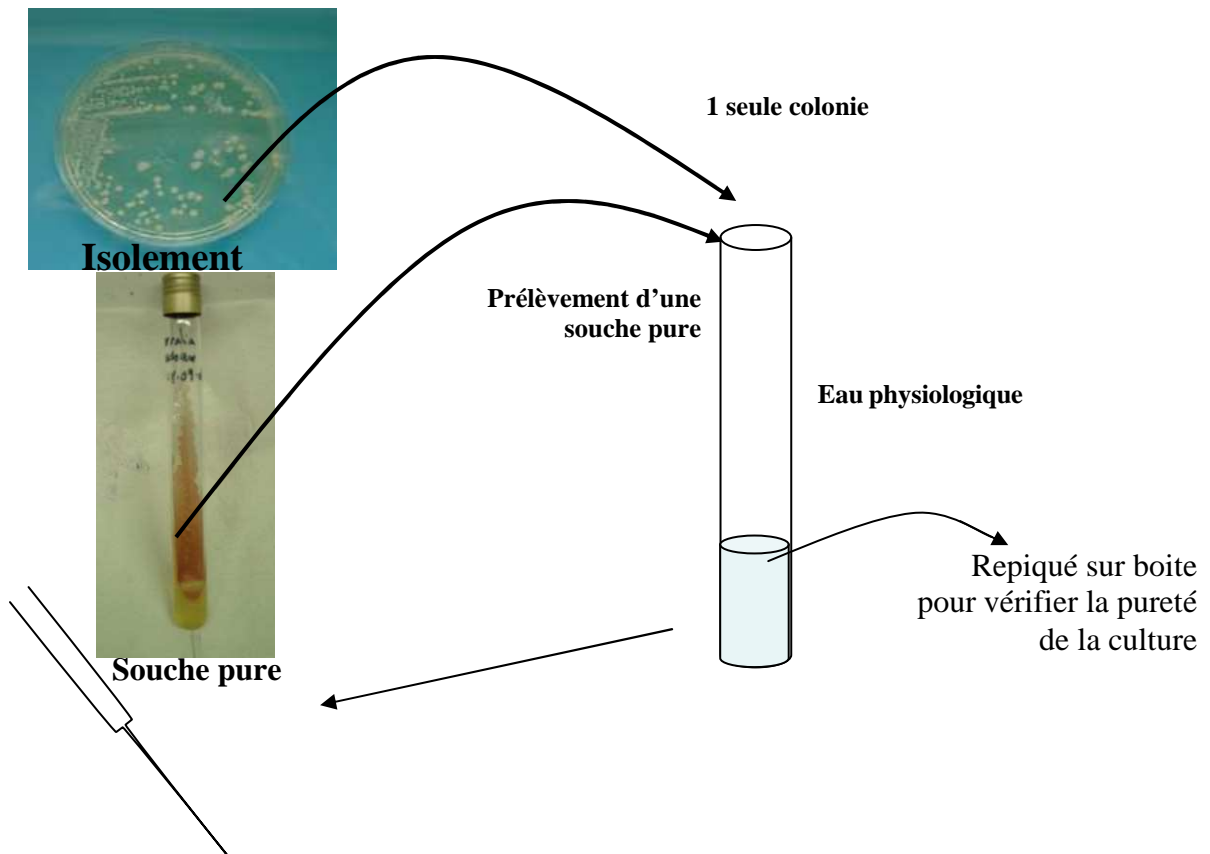


Figure 7 : Technique d'identification biochimique à partir d'une galerie API 20 E.

ANNEXE 2

Préparation des réactifs

Dosage des orthophosphates

Les réactifs :

1. Solution de tartrate double d'antimoine et de potassium (R1) :

Dissoudre 0.28g de tartrate double d'antimoine dans 100ml d'eau distillée

2. Solution d'acide sulfurique (R2)

Acide sulfurique 15ml dans 85 ml d'eau distillée

3. Solution molybdate d'ammonium (40g/l) (R2)

Dissoudre 5g de molybdate d'ammonium dans 120ml d'eau distillée

4. Solution d'acide ascorbique (20g/l) (R3)

Dissoudre 2g d'acide ascorbique dans 100ml d'eau distillée.

Dosage de l'azote ammoniacal

Les réactifs :

1. Solution phénol-ritroprussiate (R1) :

On dissout 35g de phénol et 400mg de nitroprussiate de sodium dans l'eau distillée et compléter à 1000ml. (Cette solution doit être conservée au réfrigérateur à l'abri de la lumière)

2. Solution alcaline d'hypochlorite (R2) :

On dissout 280g de citrate trisodique et 22g de soude dans 800ml d'eau distillée, ajoute alors 44ml de solution d'hypochlorite de sodium à 10° et compléter à 1000ml.

3. Solution étalon primaire (SE1):

Faire sécher une quantité de sulfate d'ammonium pendant 1h à 110° et peser 0.661 et ajouter 1000ml d'eau distillée

4. Solution étalon secondaire (SE11) :

Diluer (E2) 20 fois pour obtenir la solution fille et ajouter 1ml de chloroforme

Dosages de nitrites

Les réactifs :

1-Solution de sulfanilamide :

Pour préparer 500ml de réactifs diluer 50ml d'acide chlorhydrique concentré (d=1018) dans 300ml d'eau distillée, dissoudre 5g de sulfanilamine dans cette solution et compléter à 500ml.

2-Solution de N-naphtyl-éthylènediamine :

Dans 500ml d'eau distillée dissoudre 0.5g de chlorhydrate de N-N (1- naphtyle)-éthylène diamine.

Conserver cette solution au froid et à l'abri de la lumière.

3-Solution étalon primaire (SE1):

Sécher à 110°C pendant plusieurs heures du nitrite de sodium anhydre, et on dissout 0.345 g dans d'eau distillée et compléter 1000ml.

Cette solution doit être conservée au froid à l'abri de lumière.

4- Solution étalon secondaire (SE11) :

Diluer 100 fois la solution étalon primaire pour obtenir la solution secondaire.

Cette solution doit être préparée extemporanément.

ANNEXE 3

Tableau 4 : Nombre le plus probable (NPP) dans les cas du système trois tubes (dilution) (BRISOU et DENIS, 1980).

Table de MC Grady

Nombre caractéristique	NPP dans 1 mL	Nombre caractéristique	NPP dans 1 mL	Nombre caractéristique	NPP dans 1 mL
000	0.1	201	1.4	302	6.5
001	0.3	202	2.0	310	4.5
010	0.3	210	1.5	311	7.5
011	0.6	211	2.0	312	11.5
020	0.6	212	3.0	313	16.0
100	0.4	220	2.0	320	9.5
101	0.7	221	3.0	321	15.0
102	1.1	222	3.5	322	20.0
110	0.7	223	4.0	323	30.0
111	1.1	230	3.0	330	25.0
120	1.1	231	3.5	331	45.0
121	1.5	232	4.0	332	110.0
130	1.6	300	2.5	333	140.0
200	0.9	301	4.0		

Tableau 5: Indice NPP/mL d'échantillon pour Salmonelles (3 séries de 5 tubes) (Centre d'expertise en analyse environnementale du Québec). 2003

Nombre caractéristique	NPP	Nombre caractéristique	NPP
000	>2	430	27
001	2	431	33
010	2	440	34
020	4		
100	2	500	23
101	4	501	30
110	4	502	40
111	6	510	30
120	6	511	50
		512	60
200	4	520	50
201	7	521	70
210	7	522	90
211	9	530	80
220	9	531	110
230	12	532	140
		533	170
300	8	540	130
301	11	541	170
310	11	542	220
311	14	543	280
320	14	544	350
321	17		
400	13	550	240
401	17	551	300

410	17	552	500
411	21	553	900
412	26	554	1600
420	22	555	>1600
421	26		

Milieux de culture et réactifs utilisés

1- Bouillon Lactosé (BL) en g/l :

Composition	Quantité (g/l)	
	S/C	D/C
Extrait e viande de bœuf	3	6
Peptone	5	10
Lactose	5	10

S/C : simple concentration, D/C : double concentration

pH : 6.7, autoclaver à 120°C pendant 20 minutes.

2- Bouillon lactosé au vert brillant (VBL) en g/l :

Composition	Quantité (g/l)
Peptone de viande	10
Lactose	10
Bile de bœuf desséchée	20
Vert brillant	0.013

pH final : 7.2, autoclaver à 120°C pendant 20 minutes.

3- Eau peptonée exempte d'indole (EPI) en g/l :

Composition	Quantité (g/l)
Peptone trypsique de caséine	10
Na Cl	5

pH final : 7.2, autoclaver à 120°C pendant 20 minutes.

4- Milieu de Rothe en g/l :

Composition	Quantité (g/l)	
	S/C	D/C
Peptone	20	40
Glucose	5	10
Na Cl	5	10
Monohydrogenophosphate de Potassium	2.7	5.4
Dihydrogenophosphate de Potassium	2.7	5.4
Azide de sodium	0.2	0.4

pH final: 6.8- 7, autoclaver à 120°C pendant 20 minutes.

5- Milieu de Litsky (EVA) en g/l:

Composition	Quantité (g/l)
Peptone	20
Na Cl	5
Monohydrogenophosphate de Potassium	5
Dihydrogenophosphate de Potassium	2.7
Azide de sodium	2.7
Ethyl violet	0.3
	0.0005

pH final: 6.8-7, autoclaver à 120°C pendant 20 minutes

6- Reactif de Kovacs en g/l:

Composition	Quantité (g/l)
Paradiméthylamino-benzaldehyde	5
Alcool amylique	75
HCl pure	35
Eau permutée	1000 ml

7- Bouillon au Sélénite de sodium S/C :

Composition	Quantité (g/l)
Peptone bactériologique	5
Phosphate de sodium	10
Lactose	4

Stériliser au bain- marie bouillant ou à la vapeur pendant 10 minutes .Ne pas autoclaver.

S/C / Simple concentration

8- Gélose viande-foie (milieu déshydraté) :

Composition	Quantité (/l)
Base viande-foie	30
Glucose	2
Amidon	2
Agar	11

pH :7.6 – 7.8

9- Gélose Hektoen :

Composition	Quantité (g/l)
Protéose peptone	12
Extrait de levure	3

Chlorure de lithium	5
Thiosulfate de sodium	5
Sels biliaires	9
Citrate de fer ammoniacal	1.5
Salicine	2
Lactose	12
Saccharose	12
Fuschine acide	0.1
Bleu de bromothymol	0.065
Agar	14

pH : 7.5 , ne pas autoclaver .

10- Gélose Mac Conkey:

Composition	Quantité (g/l)
Peptone bactériologique	20
Sels biliaires	1.5
Chlorure de sodium	5
Lactose	10
Rouge neutre	0.03
Cristal violet	0.001
Agar	15

pH : 7.1

11- Gélose Columbia au sang frais.

Composition	Quantité (g/l)
Mélange spécial de peptones	23
Amidon	1
Chlorure de sodium	5
Agar	10

pH : 7.3

12- Milieu eau peptonée alcaline (EPA)

Composition	Quantité (g/l)
Peptone	10
Chlorure de sodium	10

pH : 8.5 autoclaver 10 minutes à 121°C.

13- Gélose TCBS

Composition	Quantité (g /l)
Chlorure de sodium	10
Citrate de sodium	10
Peptone	10
Thiosulfate de sodium	10

Saccharose	20
Bleu de bromothymol	0.04
Bleu de thymol	0.04
Agar (gélose)	13.5

pH: 8.6

14- Gélose esculine

Composition	Quantité (g/l)
Peptone	20
Extrait de levure	5
Bile de bœuf	10
Chlorure de sodium	5
Citrate de sodium	1
Esculine	1
Citrate de fer ammoniacal	0.5
Azide de sodium	0.25
Agar (gélose)	13.5

pH:6.2

Code d'identification biochimique de quelques bactéries

Escherichia.coli

api 20 €

REF: 5144562
 Originel Source/Herkunft/ Origen/ Proven

+	-	+	+	-	-	-	-	+	-	-	+	+	-	+	+	-	+	-	+		
1	2	4	1	2	4	1	2	4	1	2	4	1	2	4	1	2	4	1	2	4	
ONPG	ADH	LDC	ODC	LCIT	H ₂ S	URE	TDA	IND	LVI	IGEL	GLU	MAN	IND	SOR	RHA	SAC	MEL	AMY	ARA	OX	
5					1			4			4			5			5			2	

Autres tests/ Other tests/Welbere Tests/ APII tests/ Otros tests:

Ident. E. coli

1	2	4	1	2	4
NO ₂	N ₂	MOB	MCC	OF O	OF P

api BIO MERIEUX SA / 69280 Marcy-l'Étoile / France

	20/3/06	08/4/06	17/4/06	24/4/06	29/4/06	06/5/06	14/5/06	20/5/06
T° air	25	20	21	25	20	21	22	29
T° moy eau	17	18	18	22	18	19	19	25

Tableau 8 : Précipitation, cumules mensuels et annuels exprimés en (mm).

	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	An
1995	171	40	107	29	<1	24	<1	49	18	19	58	39	555
1996	94	232	57	161	36	32	7	4	38	86	27	34	808
1997	38	24	09	95	22	10	09	33	37	45	130	93	545
1998	29	52	37	76	151	01	0	08	22	49	103	82	610
1999	121	133	86	47	01	2	0	04	19	22	170	202	807
2000	16	06	19	17	53	0	01	01	04	47	74	41	280
2001	126	73	0	34	14	01	0	03	45	39	49	57	441
2002	39	15	34	39	14	0	0	34	12	54	145	102	488
2003	200	133	22	87	20	0	0	28	40	38	58	110	736
2004	90	46	79	56	149	01	02	01	12	43	116	109	704

Tableau 9 : Ensoleillement, totaux mensuels et annuels exprimés en (heures).

	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Jui.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	An
1995	178	223	236	280	308	269	381	333	251	199	177	139	2974
1996	145	124	221	200	295	307	320	290	259	251	223	144	2779
1997	129	228	308	234	261	335	300	299	257	221	153	160	2885
1998	188	201	244	248	244	314	364	301	241	233	159	173	2910
1999	146	174	212	314	259	254	348	287	271	294	142	154	2855
2000	226	251	256	262	260	334	330	327	252	215	188	170	3071
2001	164	205	251	276	263	363	343	300	261	237	170	161	2994
2002	205	203	263	242	302	290	304	273	258	239	145	152	2876
2003	131	130	221	227	265	328	279	296	238	184	136	134	2569
2004	210	172	171	242	201	310	313	293	253	214	196	148	2723

Tableau 10 : Ensoleillement moyennes mensuelles de la région de Beni Messous (ONM – 1995-2004).

Mois	Jan	Fév	Mars	Avl	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
Insolation (h).	172,2	191,1	238,3	252,5	256,8	310,4	327,3	299,9	254,1	228,7	168,9	168,3

Tableau 11 : Vitesse des vents, moyennes mensuelles et annuelles du vent en un dixième de (m/s).

	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	An
1995	23	17	21	20	22	28	24	23	22	12	24	29	22

1996	29	36	28	28	24	24	22	20	22	13	24	20	24
1997	26	12	15	21	21	24	27	23	20	18	29	19	21
1998	22	12	14	26	21	21	21	21	25	17	18	13	19
1999	20	22	20	16	28	31	28	32	28	26	24	33	25
2000	12	19	21	43	25	30	32	32	28	28	33	32	28
2001	33	24	31	30	33	37	31	25	30	19	20	14	27
2002	15	20	28	27	31	31	31	24	29	24	30	28	27
2003	40	34	20	27	25	28	27	25	24	20	25	33	26
2004	24	20	24	32	32	47	24	24	20	16	16	31	26

Tableau 12 : Evaporation, totaux mensuels et annuels exprimés en (mm) mesurés sous l'abri avec l'Evaporomètre Piche.

	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	An
1995	53	56	68	87	118	106	134	147	131	89	138	81	1208
1996	111	68	77	97	103	113	139	136	133	87	109	87	1260
1997	122	56	90	107	102	121	164	168	169	132	95	74	1400
1998	78	50	69	111	76	106	152	152	143	96	62	63	1158
1999	60	57	79	88	113	137	177	167	126	123	58	68	1253
2000	48	75	87	132	92	127	137	181	110	75	85	90	1239
2001	62	39	80	85	84	151	125	105	80	72	48	34	966
2002	35	40	64	72	104	94	93	85	90	71	65	50	863
2003	48	44	49	53	51	110	121	132	81	50	47	58	844
2004	45	38	42	59	51	81	89	141	105	124	38	39	852