

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة فرحات عباس سطيف - 1

Université Ferhat Abbas Sétif -1
Faculté de Technologie
Département de Génie des Procédés

Thèse

Présentée Par :

Zahir BAKIRI

Pour l'Obtention le Grade de :

DOCTORAT EN SCIENCES

Option : Génie Chimique

THEME

**Analyse et optimisation des eaux usées urbaines
par boues activées : application au décanteur secondaire**

Soutenu le : 11 / 12 / 2014

Devant le jury :

Pr. B. DJELLOULI	U.F.A. Sétif 1	Président
Pr. S. NACEF	U.F.A. Sétif 1	Rapporteur
Pr. M. BENCHEIKH-LEHOCINE	U. Constantine 3	Examineur
Pr. H. MENIAI	U. Constantine 3	Examineur
Pr. K. BOUHIDEL	U.H.L. Batna	Examineur
Dr. D. CHEBLI	U.F.A. Sétif 1	Membre Invité

REMERCIEMENTS

Ce travail de recherche est présenté en vue de l'obtention du diplôme de Docteur en sciences de l'Université Sétif-1, spécialité Génie des Procédés, option Génie Chimique. Il a été mené au Laboratoire de Génie des Procédés Chimiques (LGPC) de l'Université Sétif-1, en association avec la station d'épuration des eaux usées de la ville de Sétif.

La rédaction de la thèse est le fruit de nombreux mois d'efforts, d'expérimentations, de réflexions et d'analyses, j'ai eu la chance de pouvoir rencontrer et travailler avec des personnes de différents organismes et de différents horizons, que j'aimerais remercier ici.

Tout d'abord, je tiens à remercier mon directeur de thèse, Monsieur S. NACEF qui m'a fait confiance. Merci pour la grande liberté qu'il m'a laissé afin de réaliser ce travail, tout en restant à l'écoute et en veillant à ce que cette thèse se déroule dans de bonnes conditions. Je tiens à lui exprimer ma plus profonde gratitude pour sa disponibilité pour répondre à mes interrogations et mes incertitudes, sa gentillesse et sa bonne humeur.

Je voudrais adresser mes sincères remerciements à Monsieur B. DJELLOULI, Directeur du Laboratoire de Génie des Procédés Chimiques (LGPC) de l'Université Sétif-1, qui a accepté de présider le jury de cette thèse.

Mes vifs remerciements vont également aux examinateurs, pour avoir accepté de juger ce travail et pour l'intérêt qu'ils y ont manifesté:

Monsieur M. BENCHEIKH-LEHOCINE, du Laboratoire d'Ingénierie des Procédés de l'Environnement (LIPE) de l'Université Constantine-3 ;

Monsieur H. MENIAI, Doyen de la Faculté de Génie des Procédés et Directeur du Laboratoire d'Ingénierie des Procédés de l'Environnement (LIPE) de l'Université Constantine-3 ;

Monsieur K. BOUHIDEL, du Laboratoire de Chimie et Chimie de l'environnement (LCCE) de l'Université de Batna ;

et Monsieur D. CHEBLI, du Laboratoire de Génie des Procédés Chimiques (LGPC) de l'Université Sétif-1.

Mes remerciements s'adressent également à toute l'équipe de la station d'épuration de la ville de Sétif, en particulier à Madame GUARZOULI (Directrice contrôle qualité), qui a participé activement à mon stage effectué dans cette station. Ma gratitude va également à Madame MANALLAH (chef service contrôle physico-chimique) et à Mademoiselle DJELLALI (chef service contrôle biologique), qui m'ont permis de profiter de leur compétence.

En puis merci à ma famille et tous mes amis qui m'ont encouragé et beaucoup aidé pendant ces années.

Merci.

TABLE DES MATIÈRES

TABLE DES MATIÈRES

Introduction générale	1
CHAPITRE 1: Etat de l'art sur le traitement des eaux usées urbaines par boues activées	
1.1 Règlementation et normes	5
1.1.1 Principaux textes législatifs et réglementaires	5
1.1.2 Objectifs de la politique d'assainissement	6
1.1.3 Aspect réglementaire et normes de rejet	7
1.1.4 Conclusion	9
1.2 Traitement biologique des eaux usées urbaines	10
1.2.1 Pollution des ressources en eau	10
1.2.2 Sources de pollution des eaux usées	11
1.2.3 Classification des principaux polluants	11
1.2.4 Indicateurs de pollution en épuration biologique	12
1.2.5 Techniques et procédés biologiques de traitement des eaux usées	14
1.2.5.1 Techniques à culture fixée	14
1.2.5.2 Techniques à culture libre	14
1.3 Caractéristique d'une station d'épuration municipale	15
1.3.1 Les grandes étapes de traitement	15
1.3.2 Caractéristique moyenne des eaux usées domestiques	16
1.3.3 Analyses des paramètres de l'effluent à traiter	17
1.4 Epuration biologique des eaux usées urbaines par boues activées	18
1.4.1 Bref historique du traitement biologique par boues activées	18
1.4.2 Rappel des principes de l'épuration biologique par boues activées	18
1.4.2.1 Le bassin biologique	19
1.4.2.2 Le décanteur secondaire ou clarificateur	20
1.4.3 Grandeurs caractéristiques le traitement par boues activées	20
1.4.4 Avantages et inconvénients de l'épuration par boues activées	22
1.4.5 Généralité sur les boues	22
1.4.5.1 Les micro-organismes épurateurs	23
1.4.5.2 Les éléments nécessaires au développement des micro-organismes	24
1.4.5.3 Problèmes de décantation des boues liés aux bactéries filamenteuses	24
1.4.6 Le décanteur secondaire	25
1.4.6.1 Fonctions du décanteur secondaire	26
1.4.6.2 Admission de surcharges sur le décanteur secondaire	26
1.4.6.3 Le système de recirculation des boues	27
A. Rôle de la passerelle (pont tournant) et racleur de surface	27
B. Rôle de racleur de fond	28
1.4.7 Mécanismes de la décantation des boues	28
1.4.7.1 Définition de la décantation	28
1.4.7.2 Régimes de décantation	28
A. Clarification	30
B. Décantation en masse	30
C. Compression	30
1.5 Conclusion	31

CHAPITRE 2: Les modèles dynamiques du décanteur secondaire

2.1 Modélisation du fonctionnement des stations d'épuration	32
2.2 Historique des principaux modèles du bassin de décantation	33
2.3 La théorie du flux des particules solides	33
2.4 Détermination des vitesses de sédimentation	36
2.4.1 Tests de décantation en éprouvette	37
2.4.2 Les modèles "vitesse de décantation-concentration"	39
2.4.3 Indices de décantation des boues et méthodes d'estimation	40
2.5 Modélisation dynamique du décanteur secondaire	41
2.5.1 Les modèles du décanteur secondaire	42
2.5.2 Le modèle unidimensionnel	43
2.5.3 Evolution du modèle unidimensionnel	44
2.5.3.1 Modèle de Takacs et al., 1990	44
2.5.3.2 Modèle de Lee et al., 1999	46
2.5.3.3 Modèle de Wett, 2002	47
2.5.3.4 Modèle de Longhua et al., 2009	47
2.6 Conclusion	48

CHAPITRE 3: Présentation du site d'étude, moyens expérimentaux et méthodologie

3.1 Présentation du site d'étude et données de base	49
3.1.1 Emplacement et fiche technique de la station d'épuration de Sétif	50
3.1.2 Présentation du site d'étude	50
3.1.3 Caractéristique des eaux usées de la ville de Sétif	51
3.1.4 Charges de polluants en entrée de la station	52
3.1.5 Critères de conception	53
3.1.6 Qualité des effluents traités et déversés dans l'Oued	53
3.2 Description de la station d'épuration	53
3.2.1 Schéma de la station	53
3.2.2 Présentation des différents ouvrages	55
3.2.2.1 Le prétraitement	55
3.2.2.2 Le traitement primaire	55
3.2.2.3 Le traitement secondaire	56
3.2.2.4 Le traitement tertiaire	56
3.3 Principe des prélèvements des échantillons	56
3.3.1 Préparation des bidons avant prélèvement	57
3.3.2 Prélèvement sur le terrain et paramètres analysés	57
3.3.2.1 Pour étudier le fonctionnement de la station en temps sec	58
3.3.2.2 Pour étudier la vitesse de sédimentation des boues activées	58
3.4 Les techniques analytiques utilisées	59
3.4.1 Mesure des paramètres physico-chimiques des eaux usées	59
3.4.2 Mesure des caractéristiques physico-chimiques des boues activées	59
3.5 Conclusion	60

CHAPITRE 4: Etude et analyse du comportement de la station d'épuration

4.1 Contexte général	61
4.2 Evolution des précipitations mensuelles et annuelles à Sétif	61
4.3 Comportement de la station d'épuration	63
4.3.1 Distribution des débits mesurés en station d'épuration	63
4.3.2 Etude préliminaire des débits journaliers entrant en station d'épuration	65
4.3.3 Variation hebdomadaire du débit traité biologiquement	67
4.3.4 La moyenne des volumes mensuels	69
4.3.5 Conclusion	70
4.4 Caractéristique des eaux entrant en station d'épuration	70
4.4.1 Charges moyennes entrantes en station d'épuration	70
4.4.2 Charges entrantes proportionnelles aux débits	71
4.4.3 Evolution de la concentration de MES en sortie du prétraitement	73
4.4.4 Principaux paramètres influençant le couple aérateur-décanteur	74
4.4.4.1 Variation du temps d'aération	75
4.4.4.2 Recirculation des boues activées	76
4.4.4.3 Concentration en MES en traitement biologique	76
4.4.5 Estimation et exploitation des données de fonctionnement	78
4.4.6 Echanges entre le bassin d'aération et le décanteur	79
4.5 Qualité de rejet des eaux épurées	80
4.5.1 Caractéristique de l'effluent en sortie de la station	80
4.5.2 Fiabilité de dépollution de la station	83
4.6 Conclusion	85

CHAPITRE 5: Détermination des vitesses de décantation

5.1 Comportement des boues utilisées pour les tests de décantation	86
5.1.1 Description de l'éprouvette de décantation	87
5.1.2 Influence de la dilution des boues activées sur la vitesse de sédimentation	88
5.1.3 Effet du pH	91
5.1.4 Effet de la vitesse de rotation de l'agitateur	93
5.2 Modélisation de la vitesse de sédimentation	94
5.2.1 Choix du modèle à développer	94
5.2.2 Présentation du modèle $H=f(t)$	94
5.2.3 Calibration du modèle	96
5.2.3.1 Détermination A et B (zone de clarification)	96
5.2.3.2 Détermination a et b (zone de compression)	99
5.2.4 Validation du modèle	101
5.2.5 Estimation de la vitesse de décantation	103
5.2.5.1 Méthode de dérivation	103
5.2.5.2 Méthode basée sur l'observation graphique	105
5.3 Conclusion	109

CHAPITRE 6: Modélisation dynamique du décanteur secondaire

6.1 Analyse du fonctionnement du décanteur secondaire	110
6.1.1 Aspects hydrodynamiques du décanteur secondaire	111
6.1.2 Exploitation manuelle de la surface de voile de boues	113
6.1.3 Variation des concentrations en MES dans le décanteur	115
6.2 Modélisation dynamique du décanteur secondaire	117
6.2.1 Objectifs et hypothèses	117
6.2.2 Développement et résolution numérique du modèle dynamique	120
6.2.3 Résultats et discussions	122
6.2.3.1 Vitesses de sédimentation et indices de boue	122
6.2.3.2 Calage des paramètres du modèle	123
6.2.3.3 Utilisation sur site et résultats obtenus	123
6.3. Conclusion	126
Conclusion générale	127
Références bibliographiques	130
Annexe 1 (Lexique)	136
Annexe 2 (Matériels et Méthodes)	139
Annexe 3 (Nitrification-Dénitrification)	145

Liste des Tableaux

Tableau 1-1	Normes de rejet des effluents liquides urbaines, après l'épuration, Algérie	7
Tableau 1-2	Normes de rejet des effluents liquides urbaines, après l'épuration, France	8
Tableau 1-3	Classifications des composés de l'effluent	10
Tableau 1-4	Avantages et inconvénients des principaux indicateurs de pollution	13
Tableau 1-5	Concentration moyenne des eaux usées domestiques	16
Tableau 1-6	Relations entre les indicateurs de pollution	17
Tableau 1-7	Dénomination du procédé en fonction de la charge massique appliquée et valeur indicative des principaux paramètres du processus	21
Tableau 1-8	Avantages et inconvénients d'une filière à boues activées	22
Tableau 2-1	Les principaux modèles vitesse-concentration	39
Tableau 2-2	Vitesse de sédimentation en fonction des indices de décantation	41
Tableau 3-1	Fiche technique de la station d'épuration de Sétif	50
Tableau 3-2	Capacité de la station d'épuration de Sétif	51
Tableau 3-3	Qualité des eaux usées brutes à l'entrée de la station - Septembre 2012	52
Tableau 3-4	Charges journalières moyennes en fonction des principaux paramètres de pollution - septembre 2012, en entrée de la station	52
Tableau 3-5	Les données de base de conception de la station d'épuration de Sétif	53
Tableau 4-1	Précipitations mensuels, périodes 2009/2010, 2010/2011 et 2011/2012	62
Tableau 4-2	Répartition des volumes annuels entrants en station d'épuration	65
Tableau 4-3	Volumes journaliers moyens par temps sec et par jour	67
Tableau 4-4	Répartition des volumes mensuels moyens entrants en station d'épuration	69
Tableau 4-5	Les principaux paramètres et ratios caractérisant les effluents entrant en station d'épuration	71
Tableau 4-6	Prélèvements proportionnels au débit moyen de 24h en entrée de station	72
Tableau 4-7	Charge moyenne en MES par temps sec et par jour	74
Tableau 4-8	Les principaux paramètres caractérisant l'effluent en sortie de station	81
Tableau 4-9	Prélèvements proportionnels au débit en sortie de station	81
Tableau 4-10	Rendements épuratoires de la station d'épuration	86
Tableau 5-1	Caractéristique des prélèvements en boues activées (liqueur mixte)	86
Tableau 5-2	Tests de sédimentation de faibles concentrations	89
Tableau 5-3	Tests de sédimentation de très faibles concentrations	90
Tableau 5-4	Influence du pH sur la décantabilité des boues activées	92
Tableau 5-5	Influence des concentrations en MES sur la décantabilité des boues activées	97
Tableau 5-6	Influence des indices de boues sur le paramètre 'B'	98
Tableau 5-7	Caractéristiques de décantabilité des boues, Tests de sédimentation pour quatre groupes de boues	107
Tableau 6-1	Exemple de données expérimentales pour la décantabilité des boues	122
Tableau 6-2	Caractéristiques du décanteur (Station d'épuration de Sétif)	125

Liste des Figures

Figure 1-1	Les sources potentielles et les voies des composés émergents dans l'environnement	11
Figure 1-2	Les différentes sources de pollution de l'eau	12
Figure 1-3	Schéma d'une station d'épuration à boue activée	18
Figure 1-4	Bactéries filamenteuses : A-image de floccs et filaments lors d'un foisonnement, B- Flocc, microfaune et liquide interstitiel	24
Figure 1-5	Schéma du décanteur secondaire de la station d'épuration	26
Figure 1-6	Régimes de sédimentation des particules solides	29
Figure 1-7	Stratification et régimes de sédimentation lors d'un test en éprouvette	30
Figure 2-1	Analyse graphique par la théorie des flux des particules solides	35
Figure 2-2	Test de décantation en éprouvette	38
Figure 2-3	Description du modèle de la vitesse de décantation	45
Figure 2-4	Répartition des flux de matières d'un modèle de décanteur secondaire	46
Figure 3-1	Localisation de la station d'épuration de la ville de Sétif, Algérie	49
Figure 3-2	Schéma de la station d'épuration de Sétif	51
Figure 4-1	Précipitation annuelle, ville de Sétif, 1981-2012 (Station Météo-Aéro Sétif)	62
Figure 4-2	Diagramme de devenir des débits entrants	63
Figure 4-3	Devenir des débits entrants	64
Figure 4-4	Variation des débits entrants, en temps sec	66
Figure 4-5	Variation hebdomadaire du débit	68
Figure 4-6	Variation à base annuelle et maximum enregistré	69
Figure 4-7	Evolution du flux de pollution proportionnel au débit, en entrée de station	73
Figure 4-8	Exemples de réglages le temps d'aération	75
Figure 4-9	Variations des concentrations en boues activées	77
Figure 4-10	Schéma d'échanges des boues entre bassin d'aération et le décanteur	80
Figure 4-11	Evolution du flux de pollution proportionnel au débit, en sortie de station	83
Figure 5-1	Détermination de la vitesse initiale de sédimentation	87
Figure 5-2	Influence de la dilution des boues activées	88
Figure 5-3	Evolution des vitesses de décantation en fonction de la concentration en boues activées	91
Figure 5-4	Effet du pH sur la vitesse de décantabilité des boues activées ($MES_0 = 2.86g/l$)	92
Figure 5-5	Effet de la vitesse de rotation sur la décantabilité des boues activées	93
Figure 5-6	Stratification de la sédimentation.	95
Figure 5-7	Détermination graphique le point limite t_1	96
Figure 5-8	Evolution de l'indice de boue SVI en fonction de la concentration en boue	98
Figure 5-9	Relation entre le paramètre B et l'indice des boues SVI	99

Figure 5-10	Relation entre le paramètre 'a' et l'indice des boues SVI	100
Figure 5-11	Relation entre le paramètre 'b' et l'indice des boues SVI	100
Figure 5-12	Hauteur de l'interface liquide/solide, mesurée et simulée dans les tests de décantation en éprouvette	102
Figure 5-13	Modèles vitesse-concentration	104
Figure 5-14	Tests de sédimentation, évolution des vitesses de décantation en fonction des concentrations en boues	106
Figure 5-15	Relation entre les vitesses initiales de décantation et l'indice de boues	107
Figure 5-16	Comparaison entre les deux modèles développés, vitesse-concentration	108
Figure 6-1	Géométrie du décanteur secondaire de la station d'épuration de Sétif	111
Figure 6-2	Représentation conceptuelle du régime hydraulique	112
Figure 6-3	Mesure manuelle de la profondeur du voile de boues	114
Figure 6-4	Concentration en MES mesurées en fonction de la profondeur dans le décanteur	116
Figure 6-5	Répartition des flux de matières d'un modèle du décanteur secondaire	119
Figure 6-6	Stratification du décanteur secondaire	120
Figure 6-7	Comparaison avec notre modèle et les résultats expérimentaux de Pflanz	124
Figure 6-8	Concentrations de boue mesurées et simulées en fonction de la profondeur	125

NOTATIONS ET ACRONYMES

Notation ou Acronyme	Définition	Unité
A	Surface de décanteur	m ²
ADN	Acide Désoxyribonucléique	
AFNOR	Association Française de Normalisation	
CEMAGREF	Centre du Machinisme Agricole, du Génie Rural, des Eaux et des Forêts	
CM	Charge Massique	Kg/j
COT	Carbone Organique Total	mg/L
CV	Charge Volumique	Kg/m ³ .j
D	Coefficient de dispersion	m ² /s
DBO ₅	Demande Biologique en Oxygène à 5 jours	mg/L
DCO	Demande chimique en Oxygène	mg/L
DSVI	Diluted Sludge Volume Index	mL/g
EH	Equivalent Habitant	
F _h	Flux massique de transport hydraulique	Kg/m ² .h
F _l	Flux limite	Kg/m ² .h
FNDAE	Fonds National de Développement des Adductions d'Eau	
F _s	Flux massique de décantation	Kg/m ² .h
F _t	Flux total des particules solides	Kg/m ² .h
HAP	Hydrocarbures Aromatiques Polycycliques	
HMT	Hauteur Manométrique Totale	m
IB	Indice de Boues	mL/g
IM	Indice de Mohlman ou indice de boues	mL/g
IWA	International Water Association	
J	Flux de dispersion	Kg/m ² .h
LGPC	Laboratoire de Génie des Procédés Chimiques	
MES	Matières en Suspension	Kg/m ³
MIRE	Ministère des Ressources en Eau	
MO	Matières organiques	Kg/m ³
MVS	Matières volatiles en suspension	Kg/m ³
MS	Matières sèches	Kg/m ³
MV	Matières volatiles	Kg/m ³
NGL	Azote global	mg/L
NH ₄ ⁺	Ammonium	mg/L
NH ₂ ⁻	Nitrite	mg/L
NH ₃ ⁻	Nitrate	mg/L
NTK	Azote total de Kjeldahl	mg/L
OMS	Organisation Mondial de Santé	
ONA	Office Nationale d'Assainissement	
OUR	Actual Oxygen Uptake Rate : besoin en oxygène réel	
PDE	Partial Differential Equation	
PO ₄ ³⁻	Phosphate	mg/L
PT	Phosphore total	mg/L
Q	Débit	m ³ /h

SO_4^{2-}	Sulfate	mg/L
STEP	Station d'épuration	
SSVI	Stirred Specific Volume Index	mL/g
SVI	Sludge Volume Index	mL/g
t	Temps de sédimentation	min
V	Volume	m ³
V_h	Vitesse hydraulique	m/h
V_{\max}	Vitesse de décantation dans la couche i	m/h
V_R	Vitesse de rotation de l'agitateur mécanique	rpm
V_s	Vitesse de sédimentation	m/h
V_{si}	Vitesse maximum de décantation de Vesilind	m/h
WWTP	WasteWater Treatment Plant	
X	Concentration en boues activées	Kg/m ³
Z	Hauteur voile de boue	m

Indices

f	Alimentation
ba	Bassin d'aération
h	Hydraulique
l	Limite
r	Recirculation
s	Sédimentation
zs	Zone Settling

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Contexte de l'étude

Selon le 3^{ème} Rapport mondial des Nations Unies de l'année 2010, sur la mise en valeur des ressources en eau, est une étude officielle qui offre une image exhaustive de l'état des ressources mondiales en eau, l'agriculture est de loin le plus grand consommateur d'eau douce, environ 70% de ces eaux sont utilisées pour l'irrigation dans l'agriculture. La pénurie d'eau douce peut limiter la production alimentaire et son approvisionnement, exerçant des pressions sur les prix des aliments et la dépendance croissante des pays vis-à-vis des produits alimentaires importés.

Les rigueurs d'un climat semi-aride, la pénurie des ressources en eau ont poussé le ministère des ressources en eau, les chercheurs et les spécialistes en eau à unir leurs efforts pour développer les procédés de traitement des eaux usées. Une attention particulière doit être accordée aux traitements des eaux usées urbaines pour leurs réutilisations, en s'intéressant aux différents types de traitements, à la gestion et l'optimisation de fonctionnement des installations de traitement et leurs réseaux d'assainissements.

Les normes de rejets ainsi que les spécifications de traitements et d'utilisation et des eaux usées épurées ont été définies par le Décret Exécutif n° 07-149 du 20 mai 2007 et l'Arrêté Interministériel du 2 janvier 2012, du Journal Officiel de la République Algérienne. Cette réglementation permet de renforcer la nécessité d'une fiabilité de l'épuration des eaux usées comparable à celle pratiquée dans les rejets industriels. Notons que ces deux rejets urbains et industriels sont très différents du point de vue qualité et flux. L'amélioration de la qualité du traitement des eaux usées passera inévitablement par l'auto-surveillance et l'automatisation des stations d'épuration. C'est dans ce contexte que notre travail s'inscrit.

Aperçu sur la situation du traitement des eaux urbaines en Algérie et problématique

En Algérie, le développement des stations d'épuration, l'augmentation de la proportion de population raccordée au réseau d'assainissement et l'amélioration du traitement des eaux résiduaires urbaines, engagés depuis les années 2001 (date de création de l'Office Nationale d'Assainissement) ont contribué à la protection des ressources en eau (barrages, lacs, rivières...) et la prévention de la santé publique. Au niveau national, en 2012 environ 87% de la population a été raccordée à un système de traitement des eaux usées. Cependant, le degré de traitement varie entre les villes du nord (côtières), de l'intérieur et celles du sud.

D'après l'Office Nationale d'Assainissement (ONA) (interview accordée au quotidien national 'Liberté', apparue le Mardi 20 décembre 2011), les stations d'épuration des eaux

urbaines sont fonctionnelles à 100%. Cependant, l'ONA soulève certains problèmes liés à l'exploitation, la maintenance, le renouvellement, l'extension et la construction des ouvrages ainsi que les infrastructures d'assainissement. Dans ce sens, il est indispensable à notre avis d'installer des systèmes à réseaux séparatifs qui permettent de préserver le bon fonctionnement des stations d'épuration en temps de pluie, en construisant entre autres des bassins d'orages.

Le procédé d'épuration à boue activée est le procédé le plus répandu en Algérie et dans le monde pour traiter les eaux usées urbaines. La station d'épuration de la ville de Sétif constitue un bel exemple de ce type de procédé. Notons qu'elle a été dimensionnée pour une capacité de 330000 équivalent-habitants, pour accueillir 66000 m³/j en temps sec. Bien que ces procédés à boues activées ont des performances épuratrices et une fiabilité très importantes, surtout vis à vis de la pollution organique, ils présentent cependant plusieurs insuffisances, telles que la connaissance et la maîtrise des phénomènes de dégradation de la pollution au niveau du réacteur biologique ainsi que les problèmes de séparation dans le décanteur secondaire, qui sont fortement imbriqués. L'exploitation optimale de la station d'épuration dépend de tous les paramètres des différents ouvrages. Notre contribution est focalisée sur la séparation des particules solides dans le décanteur, en essayant de développer un modèle mathématique qui permet d'évaluer la vitesse de sédimentation en fonction des paramètres de décantabilité des boues.

Dans ce procédé, plusieurs types de dysfonctionnements hydrauliques ou biologiques peuvent apparaître. Le plus souvent est le débordement du lit de boues vers le milieu récepteur, dû aux perturbations des flux hydrauliques et aux développements excessifs des bactéries filamenteuses dans le réacteur biologique. Ces perturbations engendrent des difficultés de décantation des boues dans le décanteur. Nous précisons que la croissance excessive des bactéries filamenteuses, caractérisé par l'accroissement de l'indice de boue (> 200 mL/g), provoque le moussage par la présence de bulles gazeuses et conduit ainsi à la mauvaise décantation des boues et leurs départ vers le milieu récepteur.

Le premier objectif de cette étude a donc été de poursuivre et d'évaluer les charges entrantes en station d'épuration, ainsi que les flux de matières entre les différents ouvrages.

Par ailleurs, la modélisation est l'un des outils utilisés pour améliorer la connaissance des processus et la bonne gestion des stations d'épuration. Elle est essentielle à l'élaboration

de stratégies de contrôle des stations d'épuration en optimisant les paramètres de fonctionnement des différents ouvrages. Par exemple, l'augmentation de la charge solide et du débit provoquent une baisse importante du rendement épuratoire du décanteur secondaire, car le temps de séjour diminue et la vitesse ascensionnelle des particules solides augmente.

Dans ce sens notre objectif a été focalisé sur le développement d'un modèle mathématique relativement simple mais tenant compte de certains processus fondamentaux du comportement dynamique de l'unité de séparation solide/liquide, qui permet également de reproduire les variations de la hauteur du voile de boues en fonction des paramètres de fonctionnement de la station d'épuration de Sétif. Ceci a pour but d'obtenir un modèle opérationnel, qui soit validé par l'expérience. L'objectif de notre travail est d'avoir une eau épurée de bonne qualité, avec des dépenses énergétiques minimales. Nous précisons que ce procédé, à boues activées, est un très grand consommateur d'énergie électrique, nécessaire pour faire tourner les turbines d'aération et les pompes.

Le second objectif de l'étude a ainsi été d'établir un modèle explicatif pourrait rendre compte de l'effet de la décantabilité des boues dans les décanteurs secondaires sur la qualité de l'effluent.

Organisation de l'étude

Le travail réalisé est présenté sous forme d'un mémoire (manuscrit) composé de six chapitres :

Le *premier chapitre* de ce manuscrit établit l'état de l'art du traitement des eaux usées urbaines par boues activées, en présentant les problèmes liés à la pollution des eaux et les divers aspects du traitement biologique des eaux usées par boues activées.

Le *deuxième chapitre* est consacré à la présentation des différents modèles hydrodynamiques des décanteurs secondaires, basés sur la théorie des flux des particules solides.

Le *troisième chapitre* porte sur la méthodologie employée pour les prélèvements et les analyses effectuées, il traite de la présentation du site d'étude et des composantes de la station d'épuration de la ville de Sétif.

Le *quatrième chapitre* est le fruit d'un travail de terrain, donne une information complète sur l'intérêt et les limites de la mesure en continu pour la connaissance du fonctionnement de la station d'épuration.

Le *cinquième chapitre* présente deux sous-modèles mathématiques décrivant la vitesse de décantation en fonction de la concentration des boues ; dont l'un est obtenu à partir de la dérivée de la hauteur de l'interface liquide-solide en fonction du temps et l'autre est basé sur l'observation graphique. Ces deux sous-modèles permettent d'estimer la vitesse de décantation qui est décrite par une double exponentielle.

Le *sixième chapitre* concerne l'étude de la modélisation du décanteur secondaire, dont le but est d'établir le modèle principal (modèle unidimensionnel- 1D), qui entre en jeu dans certains processus fondamentaux du comportement hydrodynamique de cette unité de séparation solide/liquide et de reproduire les variations de la hauteur du voile de boues en fonction des paramètres d'exploitation et de fonctionnement de la station d'épuration de Sétif.

Enfin, les principaux résultats obtenus au cours de cette étude sont synthétisés dans la conclusion générale de ce manuscrit, qui ouvre la discussion sur les perspectives de ce travail.

*CHAPITRE 1- ÉTAT DE L'ART SUR LE TRAITEMENT DES
EAUX USÉES URBAINES PAR BOUES ACTIVÉES*

Ce chapitre a pour objectif de définir le cadre de ce travail et d'apporter les connaissances nécessaires à sa compréhension.

La première partie est de décrire l'aspect réglementaire et normes sur les eaux usées urbaines et de rejets des stations d'épuration municipales. Nous nous intéressons ensuite, dans une deuxième partie, au traitement biologique des eaux usées urbaines. Cette dernière partie constitue le contexte de l'étude. On rappellera dans un premier temps, les notions de la pollution des ressources en eau, la caractérisation d'une station d'épuration municipale et les caractéristiques de l'effluent entrant en station d'épuration et ensuite la classification globale des polluants et des micro-organismes ainsi que les principales interactions métaboliques mises en jeu. L'introduction des différents procédés de dépollution contribuera à une description globale d'une filière de traitement. Nous exposerons dans la troisième partie le principe de l'épuration des eaux usées urbaines par boues activées.

1.1 Règlementation et normes

Dans le cadre de la préservation de notre environnement, une auto-surveillance est donc imposée aux stations d'épuration et aux industries afin de responsabiliser les industriels sur la qualité de leurs rejets. La réglementation et normes sur le rejet des effluents liquides industriels exigés aux industries et aux stations d'épuration municipales sont de plus en plus strictes au niveau mondial.

En Algérie, la pénurie d'eau est plus importante dans les zones arides et semi-arides et à cause des conditions climatiques. La pénurie de l'eau en Algérie nécessite une politique de management éclairée, des législations fortes et harmonisée dans la lutte contre toutes les sources de pollution hydrique et pour une gestion rationnelle des ressources en eau.

1.1.1 Principaux textes législatifs et réglementaires

Les listes des principaux textes législatifs et réglementaires concernant la pollution, l'assainissement et la gestion de l'eau, sont :

- Décret exécutif n°98-156 du 19 Moharram 1419 correspondant au 16 mai 1998 définissant les modalités de tarification de l'eau à usage domestique, industrielle, agricole et pour l'assainissement ainsi que les tarifs y afférents.
- Décret exécutif n°01-102 du 27 Moharram 1422 correspondant au 21 avril 2001 portant création de l'office national de l'assainissement.

- Loi n° 03-10 du Joumada El Oula 1424 correspondant au 19 Juillet 2003, relative à la protection de l'environnement dans le cadre du développement durable.
- Décret exécutif n° 06-141 du 20 Rabie El Aouel 1427 correspondant au 19 Avril 2006, définissant les valeurs limites des rejets d'effluents liquides industriels.
- Décret exécutif n°10-23 du 26 Moharram 1431 correspondant au 12 janvier 2010 fixant les caractéristiques techniques des systèmes d'épuration des eaux usées.
- Décret exécutif n° 10-275 du 27 Dhou El Kaada 1431 correspondant au 4 novembre 2010 fixant les modalités d'approbation de la convention de délégation des services publics de l'eau et de l'assainissement.
- Décret exécutif n° 10-88 du 24 Rabie El Aouel 1431 correspondant au 10 mars 2010 fixant les conditions et les modalités d'octroi d'autorisation de rejets d'effluents non toxiques dans le domaine public hydraulique.
- Décret exécutif n° 11-262 du 28 Chaâbane 1432 correspondant au 30 juillet 2011 portant création de l'agence nationale de gestion intégrée des ressources en eau « AGIRE ».

1.1.2 Objectifs de la politique d'assainissement

L'objectif principal de ces textes, est de présenter les moyens qui ont été entrepris jusqu'à ce jour, par le ministère des ressources en eau (MRE) et l'Office National d'Assainissement (ONA) pour restaurer et préserver notre environnement. Ces textes visent également la bonne marche des stations d'épuration.

Ainsi que l'ONA doit-être assuré l'application cette réglementation pour :

- La protection et la sauvegarde des ressources et de l'environnement hydrique, sur tout le territoire national. Cette politique nationale d'assainissement doit être menée en concertation avec les collectivités locales.
- La lutte contre toutes les sources de pollution hydrique et la préservation des réseaux de collecte des eaux usées, des stations de relevage, des stations d'épuration, des émissaires en mer, dans les périmètres urbains et communaux ainsi que dans les zones de développement touristique et industriel.
- La préservation de la santé publique.

Il est important de noter que ces législations et normes relative au traitement des eaux résiduaires urbaines ou industrielles ont pour but principal de diminuer l'eutrophisation des milieux naturels et d'interdire de déverser dans le milieu naturel sans traitement.

1.1.3 Aspect règlementaire et normes de rejet

La loi n° 03-10 du 19 Juillet 2003, relative à la protection de l'environnement dans le cadre du développement durable a pour but la mise en œuvre d'une politique nationale de protection de l'environnement. Elle fixe les principes fondamentaux et les règles de gestion de l'environnement à savoir : la protection, la restructuration et la valorisation des ressources naturelles; la restauration des milieux endommagés, la prévention et la lutte contre toute forme de pollution et nuisance; l'amélioration du cadre et de la qualité de la vie, la promotion de l'utilisation rationnelle des ressources naturelles disponibles.

Les exigences concernant les rejets dans le milieu naturel des eaux résiduaires urbaines et industrielles ou par les stations d'épuration des eaux usées sont fixées par les décrets exécutifs n° 06-141 du 19 Avril 2006 et n°10-23 du 12 janvier 2010.

Le tableau 1-1 comporte les concentrations limites des rejets d'effluents liquides fournies dans le Décret exécutif n° 06-141 et concernant seulement les indicateurs de pollution de rejet des stations d'épuration.

Tableau 1-1. Normes limitede rejet des effluents liquides urbaines, après l'épuration, Algérie.

Paramètres	Décret exécutif n° 06-141 du 19 Avril 2006		
	Unité	Valeurs limites	Tolérances*
Température	°C	30	30
pH	--	6.5 - 8.5	6.5 – 8.5
MES	mg/l	35	40
DCO	mg O ₂ /l	120	130
DBO ₅	mg O ₂ /l	35	40
NTK	mg/l	30	40
Composés organiques chlorés	mg/l	5	7
Phosphore (PT)	mg/l	10	15
Huiles et graisses	mg/l	20	30

*Tolérances aux valeurs limites pour anciennes installations.

Notons que le décret exécutif n° 06-141 du 19 Avril 2006 fixe les valeurs limites de rejet d'effluents liquides industriels. Cependant, ce décret ne spécifie pas d'une manière claire les normes des différentes eaux usées (industrielles, urbaines, etc.), qui devraient être données en fonction des charges traitées et calculées pendant 24 heures. En particulier, en comparaison avec les nouvelles normes de la directive européenne n° 91/271/CEE du 21 mai 1991, relatives aux traitements des eaux urbaines résiduaires. Nous résumons dans le tableau 1-2 les performances et les valeurs limites de rejet en fonction des flux de pollution journaliers de l'Arrêté du 22 juin 2007 du Journal Officiel de la République Française, pour des installations de traitement de la pollution urbaine et industrielle.

Tableau 1-2. Normes de rejet des effluents liquides urbaines, après l'épuration, France.

Paramètres	<i>Arrêté du 22 juin 2007 du Journal Officiel - France</i>		
	CHARGE BRUTE de pollution organique reçue en kg/j de DBO ₅	CONCENTRATION maximale	RENDEMENT minimum à atteindre
Température	-	inférieur à 25°C	-
pH	-	6.0 à 8.5	-
MES	toutes charges	35 mg/l	90%
DCO	toutes charges	125 mg O ₂ /l	75%
DBO₅	120 exclu à 600 inclus	25 mg O ₂ /l	70%
	> 600	25 mg O ₂ /l	80%
Azote (NGL)	600 exclu à 6000 inclus	15 mg/l	70%
	> 6000	10 mg/l	70%
Phosphore (PT)	600 exclu à 6000 inclus	2 mg/l	80%
	> 6000	1 mg/l	80%

Cet Arrêté (du 22 juin 2007 du Journal Officiel de la République Française), relatif à la collecte, au transport et au traitement des eaux usées des agglomérations d'assainissement ainsi qu'à la surveillance de leur fonctionnement et de leur efficacité, et aux dispositifs d'assainissement non collectif recevant une charge brute de pollution organique supérieure à 1,2 kg/j de DBO₅, répond à l'échéancier donné par la directive européenne n° 91/271/CEE du 21 mai 1991 et celui de l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS).

1.1.4 Conclusion

Dans cette partie, nous avons présenté les textes réglementaires et normes de rejet des effluents liquides qui doivent faire l'objet d'une rédaction de nouvelles lois nationales. Nous avons remarqué que ces textes ne spécifient pas d'une manière précise les rejets liquides urbains. Les textes relatifs aux normes et réglementation en Algérie concernant le rejet des effluents liquides urbaines ou industrielles ne sont pas plus sévère et ne répondent pas complètement aux exigences de l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS).

La mise en place d'une nouvelle politique de l'assainissement et de rejet dans le milieu naturel est nécessaire, visant à atteindre les objectifs mentionnés ci-dessus pour la bonne pratique et l'utilisation des normes de la réglementation.

1.2 Traitement biologique des eaux usées urbaines

Afin de mieux comprendre les techniques d'épuration des eaux usées urbaines, nous présentons dans cette partie les problèmes liés à la pollution des eaux, les techniques et les procédés biologiques pour dépolluer les eaux usées urbaines.

Le traitement biologique des eaux usées urbaines est un vaste domaine. Le principe de ce procédé repose sur la dégradation des polluants grâce à l'interaction entre eaux usées et micro-organismes, ensuite les deux phases (eau-boue) sont séparées.

1.2.1 Pollution des ressources en eau

Il existe plusieurs définitions de la pollution des ressources en eau, du point de vue de l'environnement, la pollution est une détérioration de l'environnement par l'introduction dans un milieu naturel de substances provoquant sa dégradation (Alloway et Ayres, 1993). La plupart des effluents soit urbains, industriels ou agricoles sont des mélanges très complexes. L'évaluation du degré de pollution est basée sur des classifications globales selon les propriétés de l'effluent. La pollution des ressources en eau peut avoir de multiples origines. Il y a toutes les formes de pollutions consécutives aux activités humaines, ainsi que la pollution dite naturelle dont l'impact sur l'écosystème est moins catastrophique. Plusieurs classifications de la pollution sont mentionnées dans la littérature ; selon la taille, le pouvoir de dégradation ou la structure chimique des polluants (voir tableau 1-3).

Tableau 1-3. Classifications des composés de l'effluent
(Hadj-Sadok, 1999 ; Baruth, 2005 ; Bassompierre, 2007).

Classification selon	Polluants	Exemple de composé
Taille	<input type="checkbox"/> Matières décantables ou flottantes (>1mm) <input type="checkbox"/> Matières fines en suspension (0.1 à 1mm) <input type="checkbox"/> Matières colloïdales (0.01 à 100µm) <input type="checkbox"/> Matières solubles (<0.01 µm)	<input type="checkbox"/> Galets <input type="checkbox"/> Floccs bactériens <input type="checkbox"/> Débris cellulaires <input type="checkbox"/> Protéines
Pouvoir de dégradation	<input type="checkbox"/> Matières biodégradables : - Aisément dégradables - Lentement dégradables <input type="checkbox"/> Matières non-biodégradables	- Polysaccharides - Colorants azoïques <input type="checkbox"/> Métaux lourds
Structure chimique	<input type="checkbox"/> Matières organiques <input type="checkbox"/> Matières inorganiques	<input type="checkbox"/> Lisiers <input type="checkbox"/> Engrais minéraux

1.2.2 Sources de pollution des eaux usées

Les principales sources de pollutions des ressources en eau sont (Hadj-Sadok, 1999 ; Bassompierre, 2007) :

- La pollution domestique et urbaine est composé eaux ménagères (douche, lavabo, appareils ménagers...) et eaux de vannes (toilette) ;
- La pollution industrielle est principalement des eaux liées à l'activité industrielle, telles que les eaux de refroidissement ;
- La pollution d'origine naturelle est liée directement à certains phénomène naturelles (irruptions volcaniques, gisements minéraux) ;
- La pollution agricole est due aux cultures (pesticides et engrais) et à l'élevage (lisiers et purins).

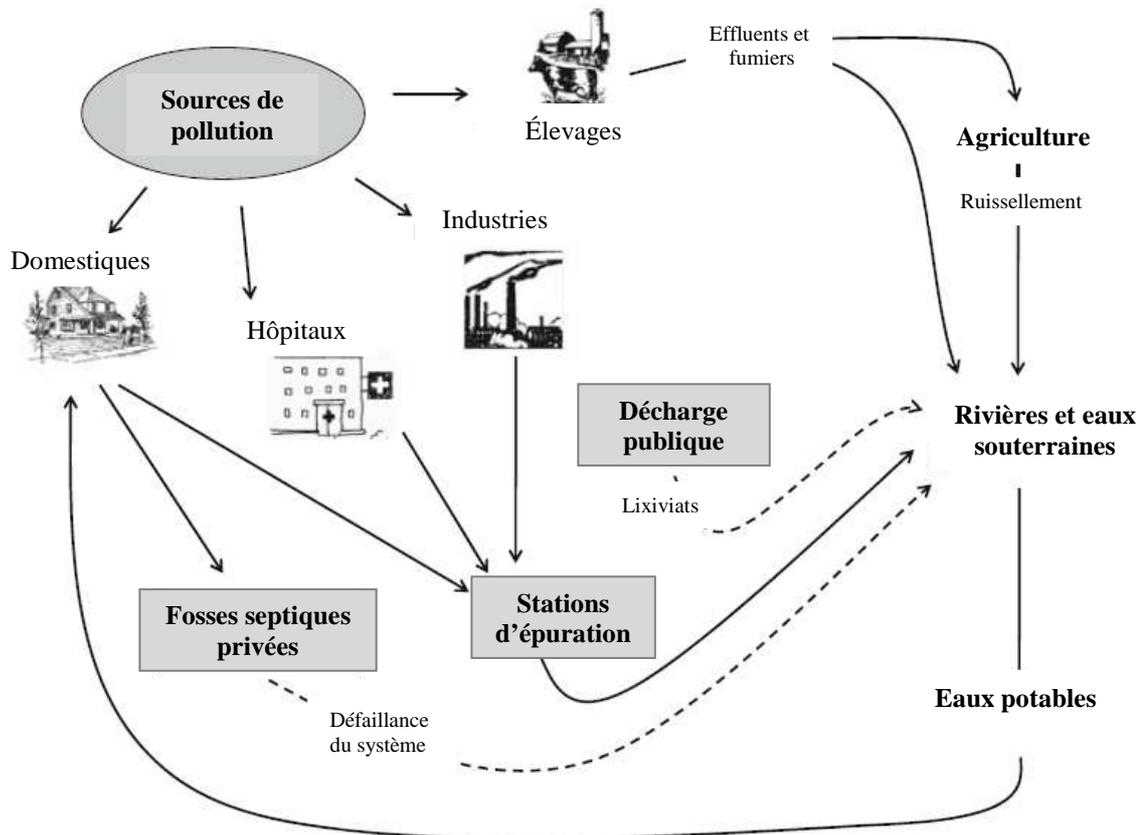


Figure 1-1. Les sources potentielles et les voies des composés émergents dans l'environnement (Lofrano, 2012).

1.2.3 Classification des principaux polluants

Avant de lancer une opération de lutte contre la pollution des ressources en eau, une étude distinctive sur la classification des polluants est indispensable. On distingue différents types de pollutions dans les eaux usées (Alloway et Ayres, 1993 ; Alexandre et al., 1998) :

- Les matières organiques (déjections humaines et animales, graisses...);
- Les éléments minéraux (produits azotés et phosphorés);
- Les métaux lourds (plomb, cuivre, cadmium, zinc, mercure, nickel...);
- Les hydrocarbures (industries pétrolières, raffineries...);
- Les matières pathogènes (virus, bactéries, champignons...).

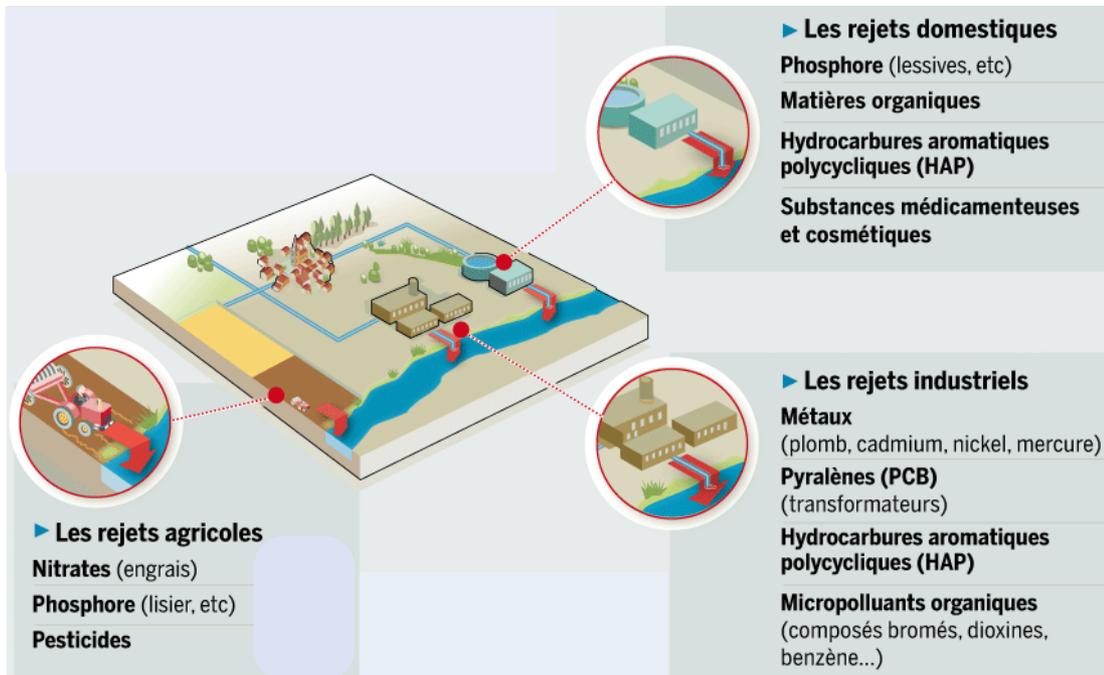


Figure 1-2. Les différentes sources de pollution de l'eau (IFEN, 2007).

1.2.4 Indicateurs de pollution en épuration biologique

L'effluent rejeté par une station d'épuration présente une variabilité qualitative et quantitative liée au choix et/ou mode de traitement effectué. L'estimation des différents paramètres, DBO, DCO, MES, NTK, PT, etc., permettent de déterminer l'efficacité de dépollution en épuration biologique.

La pollution, et en particulier la pollution d'origine organique, se présente sous des formes très variées. Pour caractériser les effluents de stations d'épuration, on utilise donc des paramètres globaux dont les principaux sont décrits dans ce qui suit (Petitjean et al., 2004 ; Lacroix, 2008) :

La **demande biochimique en oxygène (DBO)** désigne la quantité d'oxygène consommée (mg/L) par voie biologique pendant un temps déterminé (5, 21 jours, etc.) à une température donnée pour décomposer par oxydation cette matière organique. On considère en général la consommation d'oxygène en 5 jours à 20°C (DBO₅).

La **DCO** ou **demande chimique en oxygène** (en mg/L) représente la concentration d'oxygène nécessaire pour oxyder par voie chimique l'ensemble des matières oxydables (principalement les matières organiques) présentes dans l'effluent.

La **charge de pollution** est également un paramètre important à prendre en compte. Elle correspond à la quantité de pollution transitant pendant un temps défini (un jour en général), dans le réseau et reçue par la station d'épuration.

Les **matières en suspension (MES)** représente l'ensemble des particules solides contenues dans une eau (minérales et/ou organiques) et pouvant être retenues par filtration, centrifugation ou sédimentation.

Les **concentrations en nutriments** correspondent aux concentrations des différentes formes de l'azote (NTK, NH_4^+ , NO_2^- , NO_3^-) et aux concentrations en phosphate (PO_4^{3-}).

Le **carbone organique total (COT)** permet l'analyse du carbone soluble d'un échantillon injecté dans un tube de combustion et chauffé à 950°C. Le carbone organique est alors oxydé en CO_2 qui est mesuré par un capteur à Infra – Rouge.

Les avantages et les inconvénients des méthodes d'analyses des principaux indicateurs de pollution sont résumés dans le tableau 1-4.

Tableau 1-4. Avantages et inconvénients des principaux indicateurs de pollution (Alloway et Ayres, 1993 ; Bassompierre, 2007 ; Lacroix, 2008 ; Rodier, 2009).

Indicateur	Avantages	Inconvénients	Méthode de mesure
DBO en mg O_2 /L	simple, largement utilisé	lent (5 à 21 jours), dépendant des conditions d'incubation	échantillon homogénéisé, non filtré, non décanté, Oxitop, 20°C±1°C
DCO en mg O_2 /L	simple, rapide : 2 à 3 heures (temps de préparation de l'échantillon inclus)	certaines substances minérales peuvent être oxydées par le dichromate	échantillon homogénéisé, non filtré, non décanté, bichromate de potassium
MES en mg/L	chauffage infrarouge et ne nécessite pas de matériels particulièrement coûteux ou complexe. Temps de séchage ≥ 24 h à 105°C, 15min si matériel spécifique	choix de type de membrane de filtration, valeur de la pression sous vide, volume de prise d'essai	filtration (0.45µm), séchage à 105°C et pesée
COT en mg C/L	très rapide (10 à 20 min), reproductibilité excellente, limite de dosage est de 1mg de Carbone/L	appareil coûteux, sensible au taux de particules solides, élimination des MES avant de dosage	basé sur la mesure de CO_2 après oxydation complète, échantillon filtré, avec ou sans acidification (950°C)

1.2.5 Techniques et procédés biologiques de traitement des eaux usées

Il existe plusieurs techniques biologiques utilisées pour la dépollution de l'eau. Ces techniques sont classées généralement en deux grands modes de traitement différents :

1.2.5.1 Techniques à culture fixée

Dans ce cas, le traitement biologique se réalise dans un ouvrage qui comporte un support permettant la fixation et le développement des micro-organismes. On peut mentionner les principaux procédés suivants (Hadj-Sadok, 1999 ; Berland et al., 2001 ; Wesley et Echenfelder, 2001):

- *Disque biologique* : ce type de procédé est constitué par les disques biologiques tournants et à demi immergés, leurs rotations permettent l'oxygénation de la biomasse fixée.
- *Lit bactérien* : le principe de fonctionnement d'un lit biologique consiste à faire ruisseler les eaux usées, probablement décantées sur une masse de matériaux poreux qui sert de support des micro-organismes épurateurs. Une aération est pratiquée soit par tirage naturel soit par ventilation forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bonne état de croissance et de fonctionnement.

1.2.5.2 Techniques à culture libre

Le traitement se réalise dans un ouvrage dans lequel les micro-organismes épurateurs sont maintenus en suspension. Parmi les procédés les plus courants sont (Hadj-Sadok, 1999 ; Berland et al., 2001 ; Wesley et Echenfelder, 2001) :

- *Boues activées* : ce procédé comprend deux ouvrages principaux, le premier est le bassin d'aération où ont lieu les activités biologiques de transformation des polluants biodégradables par l'intermédiaire des micro-organismes en suspension. Outre les matières organiques assimilées par les microorganismes hétérotrophes, principaux constituants des boues activées, les composés azotés peuvent aussi être oxydés par des phénomènes de nitrification-dénitrification. Les différents microorganismes présentent dans le procédé à boues activées, en consommant la matière organique, subissent une croissance qui se traduit par une formation de floccs de différentes tailles. Ces floccs, ayant la faculté de minéraliser la matière organique, sont ensuite dirigés vers le second ouvrage qui est le bassin de décantation où la séparation liquide – solide est assurée.
- *Lagunage* : est un procédé naturel d'épuration qui a pour principe d'exposer la première tranche d'eau supérieure du bassin à la lumière. Ceci permet le développement des

algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et maintien des bactéries aérobies. Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique.

1.3 Caractéristique d'une station d'épuration municipale

Une station d'épuration des eaux usées urbaines est installée généralement à l'extrémité des agglomérations généralement supérieures à 10000 eq-hab. Le but est de collecter ces eaux usées par des stations de pompage, puis de les épurer selon des normes bien déterminées.

1.3.1 Les grandes étapes de traitement

La station d'épuration comporte plusieurs dispositifs, placés en série. Chaque dispositif est conçu pour traiter un ou plusieurs types de polluants contenus dans les effluents à traiter.

Ces procédés assurent les opérations suivantes (Hadj-Sadok, 1999 ; Wesley et Echenfelder, 2001 ; Sadowski, 2002 ; Bassompierre, 2007) :

□ *Un poste de relèvement*, il s'agit de faire acheminer les eaux usées uniquement en hauteur sans grande distance entre le lieu de pompage et le lieu de livraison des eaux usées (c'est-à-dire que les pertes de charges linéaires sont faibles devant la hauteur géométrique), par contre au *poste de refoulement* où la distance est souvent grande, donc les pertes de charges linéaires sont prépondérantes dans le calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

Les paramètres nécessaires pour le dimensionnement du poste de relèvement sont : le débit de pointe enregistré, le volume du bassin de relèvement, la hauteur manométrique totale et la puissance de la pompe.

□ *Un pré-traitement physique* de l'effluent, qui a pour objectif d'extraire de l'eau les gros déchets en suspension ou en flottation. Parmi les méthodes de séparation primaires, les plus courantes sont : le dégrillage, le dessablage et le déshuilage ;

□ *Une décantation primaire*, qui permet d'éliminer plus de la moitié des matières en suspension formant ainsi les boues primaires ;

□ *Un traitement biologique*, qui favorise l'élimination des substances en suspension et des composants solubles. Ces matières étant généralement d'origine organique ;

□ *Une décantation secondaire*, qui a pour fonction de séparer les boues de l'eau et de permettre un premier épaissement des boues biologiques décantées ;

□ *Un traitement tertiaire*, qui a pour but d'affiner la qualité de l'eau traitée, pour certaines applications spécifiques, dans le domaine agricole ou industriel. On note que pour la protection du milieu naturel, des traitements adéquats sont nécessaires, pour éliminer certaines substances nuisibles. Ces traitements peuvent être de nature biologique (nitrification-dénitrification, déphosphatation), chimique (ozonation, chloration, etc.) ou physico-chimique (filtration sur lits de sable ou charbon actif).

□ *Un traitement des boues* récoltées dans les bassins de décantations. L'objectif étant de réduire leur volume en éliminant l'eau (épaississement, déshydratation) et le cas échéant de les stabiliser (digestion, compostage). Les boues traitées sont soit incinérées soit épandues.

1.3.2 Caractéristique moyenne des eaux usées domestiques

Du fait de la multiplicité des cas de différents types d'eaux il est difficile de donner une composition type des eaux usées (Dauphin, 1998). Dans le tableau 1-5 sont recensés la plupart des paramètres que l'on peut trouver dans les eaux usées,

Tableau 1-5. Concentration moyenne des eaux usées domestiques (Gomella et Guerrée, 1978 ; Boari et al., 1997 ; Jooste et al., 2003).

Paramètres	Unité	Variations	Fraction décantable
Température	°C	4 - 26	--
pH	--	6.5 - 8.5	--
Extrait sec	mg/l	1000 - 1300	10 %
MES totales	mg/l	100 - 400	50 - 60 %
DCO	mg O ₂ /l	300 - 1000	30 %
DBO ₅	mg O ₂ /l	150 - 500	25 - 30 %
COT	mg/l	100 - 300	30 %
Alcalinité	mg CaCO ₃ /l	2 - 15	--
NTK	mg/l	30 - 100	< 10 %
Azote ammoniacal	mg NH ₄ ⁺ /l	20 - 80	0 %
Nitrites et nitrates	mg (NO ₂ ⁻ , NO ₃ ⁻)/l	< 1	0 %
Phosphates	mg PO ₄ ³⁻ /l	10 - 25	10 %
Sulfates	mg SO ₄ ²⁻ /l	63-79	--

Les variations du flux massique (concentration et débit) des eaux usées urbaines présentent plusieurs fluctuations soit journalière, hebdomadaire ou saisonnière. La nature du régime d'alimentation et les traditions des habitants jouent un rôle très important sur la variabilité des caractéristiques de l'effluent.

1.3.3 Analyses des paramètres de l'effluent à traiter

Les caractéristiques des effluents à traiter doivent être validées par échantillonnage prélevé en continu durant 24 heures et en temps régulier. Ces échantillons permettent de définir l'identité ou la morphologie de l'effluent entrant en station d'épuration.

Le tableau 1-6 illustre la relation entre les indicateurs de pollution qui permettent de vérifier leur cohérence.

Tableau 1-6. Relations entre les indicateurs de pollution (Sadowski, 2002).

Ratio	Effluent urbain	Signification
$\frac{DCO}{DBO_5}$	2.2 à 2.4	indiquera la mixité et la biodégradabilité relative de l'effluent
$\frac{MES}{DBO_5}$	0.8 à 1.2	aura une influence sur la production de boues en excès
$\frac{DCO}{NTK}$	4 à 5	indiquera la mixité de l'effluent et influencera le dimensionnement du réacteur biologique en cas de traitement de l'azote (nitrification)
$\frac{MVS}{MES}$	0.65 à 0.75	aura une incidence sur la production des boues biologiques en excès, le dimensionnement du réacteur biologique et le bassin de décantation
$\frac{N-NH_4}{NTK}$	0.6 à 0.8	indiquera le degré d'ammonification réalisé durant le transfert de l'effluent dans le réseau
$\frac{DCO}{P_t}$	44 à 50	indiquera la mixité de l'effluent, les potentialités et la faisabilité d'un traitement biologique du phosphore

Rappel :

NTK (Azote Kjeldahl) = N_{org} (Azote Organique) + $N-NH_4$ (Azote Ammoniacal) ;

NGL (Azote Global) = $NTK + N-NO_2^-$ (Nitrite) + $N-NO_3^-$ (Nitrate);

P_t (Phosphore Total) = P_{org} (Phosphore Organique) + P_{minr} (Phosphore Minéral) ;

Phosphore Minérale constitué par les orthophosphates (PO_4^{-3}).

1.4 Epuration biologique des eaux usées urbaines par boues activées

Cette partie a pour but de rappeler les données de base relatives aux grands principes de l'épuration des eaux usées urbaines par boues activées. Nous rappellerons également les fondements théoriques de ce procédé, en précisant : l'importance du procédé, le principe de l'épuration biologique et les principaux paramètres de fonctionnement. Nous décrirons aussi les mécanismes et les régimes de décantation mise en œuvre dans les décanteurs secondaires et les problèmes de fonctionnement liés à la décantation des boues.

1.4.1 Bref historique du traitement biologique par boues activées

Le procédé dit à "boues activées" est basé sur une culture bactériologiquement très active mélangée avec des eaux usées, qui permet la dégradation aérobie de la matière organique, dans le bassin d'aération. La biomasse ainsi formée constituant la phase solide est éliminée par décantation dans le décanteur secondaire (Berland et al., 2001).

Ce procédé de traitement biologique des eaux résiduaires a été découvert au début du 20^{ème} siècle par deux chercheurs anglais Arden et Lockett, et constitue le procédé le plus couramment utilisé pour le traitement des effluents urbains (Hauduc, 2011). La première unité de traitement à "boues activées" en grandeur réelle a vu le jour à Manchester en 1914 (Edeline, 1997). Commencé depuis presque soixante-dix ans, le développement des stations d'épuration utilisant des cultures bactériennes et en aération prolongée dans les différentes collectivités n'a réellement débuté que depuis quelques décennies (Banadda et al., 2011).

1.4.2 Rappel des principes de l'épuration biologique par boues activées

L'épuration biologique par boues activées est généralement basée sur une culture microbienne maintenue en suspension en état aérobie dans le bassin d'aération alimenté par l'eau à épurer, chargée en polluants (Canler, 2004). L'organisation générale d'une station d'épuration à boues activées est schématisée comme suit (figure 1-3) :

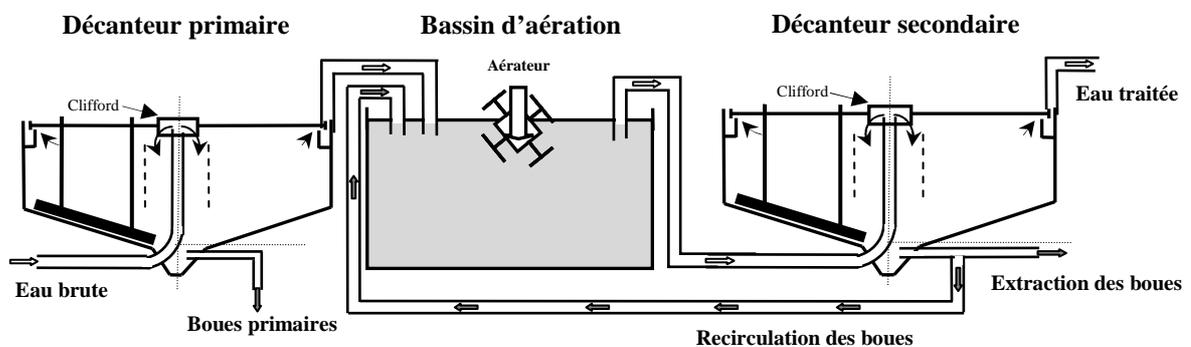


Figure 1-3. Schéma d'une station d'épuration à boue activée.

La finalité du traitement passe par la séparation simultanée des boues de l'eau épurée par décantation. Canler (2004) suppose que la décantation est le dernier maillon de la chaîne de traitement avant de rejeter l'eau traitée vers le milieu naturel. Cette décantation est assurée par le décanteur secondaire placé à l'aval du bassin d'aération.

Le procédé par boues activées à recirculation est un traitement dit secondaire des eaux usées. Son mode de fonctionnement nécessite deux ouvrages principaux :

1.4.2.1 Le bassin biologique

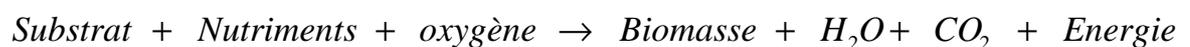
La dégradation de la matière organique se déroule dans le bassin biologique (bassin d'aération), où les micro-organismes dégradent la matière organique par oxydation et les matières en suspension sont retenues par les bio-flocs (Panadolfi, 2006). Il comprend aussi (Lacroix, 2008) :

- un système d'aération pour assurer l'oxygène, nécessaire pour la croissance des microorganismes, en utilisant généralement des turbines très puissantes. L'aération peut être continue ou intermittente,
- un dispositif de brassage qui permet d'éviter le dépôt des flocs et de favoriser l'oxygénation homogène du bassin.

Les matières polluantes sont éliminées en présence des micro-organismes épurateurs et par différents processus :

- Par absorption des polluants sur une culture bactérienne,
- Par conversion en matière cellulaire : croissance de la culture bactérienne (métabolisme de transformation des flocs bactériens),
- Par oxydation en CO_2 et H_2O qui produit l'énergie nécessaire au fonctionnement et à la production de nouveaux matériaux cellulaires.

Le processus biologique dans une station d'épuration à boues activées est réalisé par différents types de bactéries, hétérotrophe et autotrophe. Les micro-organismes les plus importants dans ce processus sont des bactéries, tandis que les champignons, les algues et les protozoaires sont d'importance secondaire (Jeppson, 1996). La métabolisation de la matière organique peut s'écrire sous une forme simplifiée:



Toutefois, l'élimination des nutriments (éléments azotés et phosphorés) est devenue un facteur très important dans le traitement des eaux usées. L'alternance de phase en anaérobiose et en aérobiose permet de réaliser l'élimination des matières azotées et phosphorées, Le bassin d'aérobiose pour réaliser l'élimination du carbone et la nitrification, tandis que le bassin d'anoxie pour la dénitrification (Panadolfi, 2006 ; Hauduc, 2011 ; Asadi et al., 2012).

1.4.2.2 Le décanteur secondaire ou clarificateur

La séparation des boues formées à lieu dans un décanteur secondaire (ou clarificateur) (Agtmeyer et al., 1990). L'eau épurée est séparée de la boue par décantation gravitaire. Les boues décantées sont extraites et renvoyées vers le bassin d'aération (figure 1-3) (Lacroix, 2008).

Pour assurer une concentration constante de biomasse, la biomasse excédentaire produite est éliminée généralement à la sortie du décanteur. Ces boues biologiques pourront subir des traitements de réduction et/ou de stabilisation avant d'être éliminées (Hauduc, 2011). Le décanteur secondaire est traité en détail dans la section 1.4.6.

1.4.3 Grandeurs caractéristiques du traitement par boues activées

Les principales grandeurs caractéristiques de traitement biologique sont (Dauphin, 1998 ; Lacroix, 2008) :

- **La charge organique** exprime le rapport:

$$\frac{\text{Quantité de pollution apportée par unité de temps}}{\text{Quantité de biomasse}}$$

Pour les cultures libres, on parle de :

La Charge Massique (CM). Le terme du numérateur est exprimé en DBO_5 ou DCO (Kg/j). Le dénominateur est exprimé en matières volatiles (MV en Kg), paramètre représentatif de la masse de biomasse viable du réacteur.

La Charge Volumique (CV) encore appelée charge organique (en $Kg\ DBO_5/m^3\ j$), elle représente la masse de pollution arrivant chaque jour sur la station par unité de volume de réacteur.

- **La production spécifique** de boues est exprimée en $KgMES / KgDBO_5$ éliminée, c'est le résultat de la transformation de la pollution brute par les micro-organismes.

- **L'âge des boues** est le rapport entre la masse de boue présente dans le bassin d'aération et la masse journalière de boue extraite de la station :

$$\frac{\text{Quantité de boues en aération}}{\text{Quantité de boues extraite par jour}} \quad (\text{en jour})$$

- **La consommation spécifique d'oxygène** est due à l'oxydation des matières organiques (environ $0.6 \text{ KgO}_2 / \text{KgDBO}_5$).

Le tableau 1-7 résume les différentes grandeurs caractérisant le type de procédé.

Tableau 1-7. Dénomination du procédé en fonction de la charge massique appliquée et valeur indicative des principaux paramètres du processus (Bassompierre, 2007 ;).

Nom du procédé	Aération prolongée (très faible charge)	Faible charge	Moyenne charge	Forte charge
Charge massique (Kg DBO ₅ /Kg MV.j)	0.05 à 0.1	0.2	0.5	1
Charge volumique (Kg DBO ₅ /m ³ .j)	< 0.3	0.3 à 0.4	0.5 à 1.5	1.5 à 3
Age des boues (jours)	10 à 33	6	2	0.8
Production spécifique de boue (Kg MS/Kg DBO ₅)	0.2 à 0.7	0.8	1	1.2
Consommation spécifique d'oxygène (Kg O ₂ /Kg DBO ₅)	0.8 à 0.9	0.65	0.30	0.13

- La notion de **temps de séjour hydraulique**, par fois notée « temps de passage », représente le temps nécessaire pour qu'une goutte de liquide traverse le bassin d'aération ; c'est une caractéristique hydraulique du réacteur. C'est le rapport :

$$\frac{\text{Volume du bassin d'aération}}{\text{Débit entrant}} \quad (\text{en jour})$$

- **Le taux de recyclage** représente le rapport entre le débit de recyclage et le débit d'entrée de l'effluent en station.

1.4.4 Avantages et inconvénients de l'épuration par boues activées

La filière d'épuration par boues activées est adaptée à toutes les tailles de collectivité, à l'exception des très petites (< 1000 EH). Cette technique rencontre un grand succès dans le monde et avec un rendement épuratoire très important pour la réduction des valeurs des différentes formes de pollution (MES, DCO, DBO₅, NT et P), afin d'assurer la protection des milieux récepteurs.

Le tableau 1-8 rassemble les principaux avantages et inconvénients d'une station d'épuration à boues activées.

Tableau 1-8. Avantages et inconvénients d'une filière à boues activées
(Alloway, 1993 ; Berland et al., 2001 ; Lacroix 2009).

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"><input type="checkbox"/> exploitation simplifiée de l'installation<input type="checkbox"/> bonne résistance à la pollution<input type="checkbox"/> obtention de boues stables non fermentescibles en quantité minimale,<input type="checkbox"/> faible perte d'eau au sol,<input type="checkbox"/> facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée,<input type="checkbox"/> performances épuratoires très élevées,<input type="checkbox"/> Importante quantité de volume traité.	<ul style="list-style-type: none"><input type="checkbox"/> coûts d'investissement assez importants,<input type="checkbox"/> consommation énergétique élevée,<input type="checkbox"/> nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière,<input type="checkbox"/> sensibilité aux surcharges hydrauliques,<input type="checkbox"/> forte production de boues qu'il faut concentrer,<input type="checkbox"/> niveau de mécanisation élevé,<input type="checkbox"/> besoin d'une filière d'élimination des boues.

Ce type de station d'épuration nécessite une auto-surveillance, c'est-à-dire une surveillance automatisée, avec une manutention professionnelle. Lacroix (2009) a signalé un autre point important qui représente l'excès production de boue qu'il va falloir éliminer.

Enfin, un des principaux problèmes de ce type de station reste la maîtrise de la décantabilité des boues, c'est le rôle du décanteur.

1.4.5 Généralité sur les boues

La boue est constituée de l'ensemble "floc- eau interstitielle". Le floc désigne un agglomérat de particules diverses (animales, végétales, minérales) et de colonies bactériennes, dont la taille varie de 0,5 µm à plus de 1mm (Canler, 2004).

Les boues de station d'épuration sont classées en 4 groupes (Degrémont, 1989) :

- **Les boues primaires** : ce sont des boues à simple décantation d'eaux résiduaires urbaines. Elles sont issues du traitement primaire et sont produites par simple décantation, en tête de station d'épuration. Ces boues sont fraîches, c'est-à-dire non stabilisées (forte teneur en matière organique) et fortement fermentexibles de par la nature des nouvelles installations, elles tendent à disparaître.
- **Les boues secondaires (autrement appelées boues activées)** : se sont des boues secondaires de traitement biologique aérobie à moyenne et forte charge. Elles sont principalement composées de matières organiques (flocs bactériens). Ce sont des boues fraîches, récupérées par séparation gravitaire dans le bassin de décantation.
- **Les boues mixtes** : Le mélange des boues primaire et secondaire permet d'obtenir des boues mixtes ; leur composition est dépendante des taux de chaque type de boue. Les boues mixtes nécessitent un traitement de stabilisation.
- **Les boues physico-chimiques** : Ces boues sont issues d'un traitement utilisant des flocculants minéraux (sel de fer ou d'aluminium). Le traitement physico-chimique est principalement utilisé pour les boues industrielles pour éliminer le phosphore.

Parmi les boues on distingue les boues urbaines et les boues industrielles. Les premières sont produites dans les stations d'épuration traitant des effluents dits (urbains), c'est-à-dire majoritairement des eaux usées d'origine domestique. Les secondes sont issues du traitement des eaux usées industrielles. Ces eaux industrielles sont le plus souvent traitées directement en aval de leur production (Léonard, 2002).

1.4.5.1 Les micro-organismes épurateurs

Les êtres vivants sont divisés en trois groupes en fonction de leur similarité génétique. Les trois groupes sont les suivants:

1. Archaea: très anciens microorganismes (microbes) procaryotes (êtres vivants unicellulaires dont la structure cellulaire ne comporte pas de noyau),
2. Eubacteria: microorganismes procaryotes plus avancés,
3. Eucaryotes: Toutes les formes de vie avec des cellules eucaryotes (rassemble tous les organismes uni- ou multicellulaires qui se caractérisent par la présence d'un noyau), y compris les plantes et les animaux

Certaines de ces organismes vivants, qui sont représentés par diverses formes (bactéries, champignons, algues...), ont la faculté de dégrader ou de minéraliser totalement les substances polluantes présentes dans les eaux urbaines ou industrielles afin de rejeter directement vers le milieu récepteur.

1.4.5.2 Les éléments nécessaires au développement des micro-organismes

Le procédé à boues activées est un processus biologique dans lequel les micro-organismes oxydent et minéralisent la matière organique. La composition des micro-organismes dépend de la nature des eaux résiduaires et aussi des paramètres de conception et de fonctionnement de la station d'épuration des eaux usées (Lindberg, 1997). Ces micro-organismes sont maintenus en suspension, soit par insufflation d'air dans l'ouvrage ou par l'utilisation des turbines. L'oxygène dissous est nécessaire à la croissance des micro-organismes afin de maintenir la population microbienne en activité. Les composés organiques et même les substances azotées et phosphorées, présentes dans les eaux résiduaires, constituent la nourriture nécessaire au développement de ces micro-organismes.

Le procédé à boues activées présente deux aspects fondamentaux, à savoir : la croissance microbienne qui engendre la formation des floccs dans l'aérateur et la séparation de ces floccs (solide) dans le décanteur secondaire.

1.4.5.3 Problèmes de décantation des boues liés aux bactéries filamenteuses

La décantabilité des boues activées est essentiellement conditionnée par la concentration des bio-floccs, de la taille et la distribution de tailles des bio-floccs, de la nature des microorganismes, de la géométrie du décanteur et d'autres paramètres tels que les paramètres physico-chimiques. A titre d'exemple, la présence des bactéries filamenteuses en excès, provoque une mauvaise décantabilité des boues.

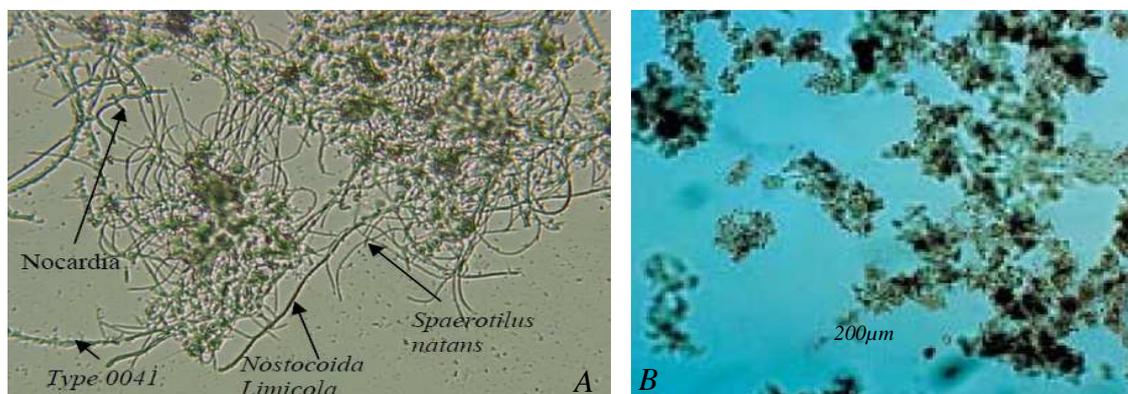


Figure 1-4. Bactéries filamenteuses : A-image de floccs et filaments lors d'un foisonnement (Pandolfi, 2006)., B- Flocc, microfaune et liquide interstitiel (Li et Yang, 2007).

Les principales difficultés rencontrées pour la mise en marche d'une station d'épuration sont liées à la maintenance des équipements et à la nature biologique. Ces problèmes sont principalement dus aux bactéries filamenteuses et se manifestent sous deux formes: le moussage et le foisonnement filamenteux (Canler, 2004 ; Lacroix, 2009) :

- **Les mousses biologiques ou foaming**, dans ce type de dysfonctionnement, les bactéries filamenteuses jouent un rôle très important dans le développement de moussage. Une couche de mousse va apparaître à la surface du bassin d'aération. Ces bactéries rendent les floccs hydrophobes et capables de fixer les bulles d'air. Les floccs-bulles sont alors moins denses que l'eau et flottent à la surface où ils s'accumulent et forment une couche de mousse de couleur marron plus ou moins foncée. Dans certains cas particuliers, les hauteurs de mousse peuvent dépasser un mètre. Dans cette situation, un grand risque de dégradation sur les paramètres de fonctionnement et d'exploitation de la station d'épuration. Ce phénomène peut aussi être rencontré dans les décanteurs secondaires lors de dénitrifications non contrôlées.
- **Le foisonnement filamenteux ou bulking**, généralement le foisonnement est caractérisé par un indice de boues supérieur à 150 ml/g. Ce phénomène est dû à un développement filamenteux excessif. Il limite fortement les capacités hydrauliques du clarificateur, et peut entraîner des départs de boue vers le milieu naturel.

Pour un Indice de Molhman (la définition et la méthode d'estimation de ce paramètre sont présentées dans l'annexe 2):

- $IM < 50$ ml/g mauvaise décantabilité (formation de dépôts),
- $60 < IM < 140$ ml/g décantabilité correcte des boues,
- $IM > 150$ ml/g difficultés de décantabilité des boues (foisonnement des bactéries filamenteuses, en anglais bulking).

1.4.6 Le décanteur secondaire

Le décanteur secondaire de station d'épuration par boues activées a pour principale fonction de séparer les matières solides en suspension contenues dans l'eau épurée.

Le clarificateur constitue l'étape finale du procédé où les eaux traitées sont rejetées dans le milieu naturel par la surverse. Selon les exigences de la qualité de l'eau, un traitement tertiaire est nécessaire, par dosage de chlore par exemple. Une partie des boues concentrées au fond du décanteur est renvoyée vers le bassin d'aération, pour assurer une concentration

désirée de biomasse dans le bassin d'aération ; l'autre partie de biomasse est dirigée vers l'unité de traitement des boues.

D'après les recherches expérimentales, il est possible d'identifier trois facteurs qui limitent les performances du décanteur secondaire (Lumly 1985):

- Les conditions de la zone de sortie (risque de la monté du voile de boues);
- Le taux des matières en suspension recyclées ;
- Les fluctuations de la quantité de solide dans l'effluent.

1.4.6.1 Fonctionnement du décanteur secondaire

Le décanteur secondaire (figure 1-5) doit assurer trois fonctions principales (Deltimple, 2010): la clarification, le stockage et l'épaississement.

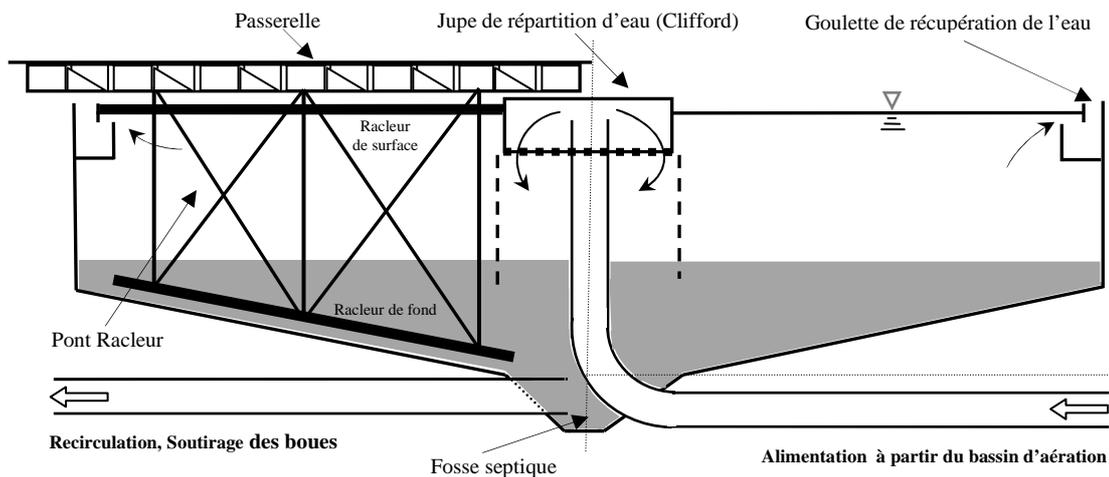


Figure 1-5. Schéma du décanteur secondaire de la station d'épuration.

Les paramètres les plus significatifs qui influencent directement le processus d'épaississement sont : l'augmentation du taux de recyclage, le temps de séjour des boues dans le clarificateur, les boues flottantes, le type de pont pour la reprise des boues et la hauteur du voile des boues.

1.4.6.2 Admission de surcharges dans le décanteur secondaire

Afin de pallier aux fluctuations de charges, essentiellement les surcharges hydrauliques, le décanteur doit avoir une capacité de stockage supérieure à celle nécessaire pour un fonctionnement normale, et ce pour éviter les débordements et la contamination du milieu récepteur.

Les surcharges hydrauliques ont deux conséquences sur le décanteur (Dauphin, 1998 ; Joinnis et al., 1999) :

- **L'augmentation de la vitesse ascensionnelle** : elle est liée au flux hydraulique et dépend essentiellement des fluctuations journalières du débit d'alimentation,
- **L'augmentation du flux massique** : elle est aussi dépendante du flux hydraulique (qui alimente le décanteur), des paramètres de décantabilité de boues, de la nature des floccs, des débits de recyclage et de la purge.

1.4.6.3 Le système de recirculation des boues

La recirculation des boues du décanteur secondaire vers le bassin d'aération permet de maintenir une masse bactérienne stable et constante dans le bassin d'aération. Les principaux objectifs de la recirculation des boues sont :

- Assurer une meilleure distribution de matières en suspension dans le décanteur secondaire,
- Garder une hauteur constante du voile de boues, ce qui permet de mieux gérer le stockage des boues.

Les performances du décanteur dépendent du taux de recirculation des boues, de la teneur en MES et de la quantité des boues extraite par jour.

Ces performances du décanteur sont améliorées par l'installation d'une passerelle (pont tournant) et de deux racleurs, l'un à la surface et l'autre au fond du bassin.

A. Rôle de la passerelle (pont tournant) et racleur de surface

La passerelle est généralement construite à partir de tôles en aluminium ou bien en acier inoxydable pliées. Par contre le racleur de surface, généralement fabriqué en caoutchouc, il permet d'écumer les matières flottantes en surface, qui s'écoulent vers une goulotte et envoyées vers le système de prétraitement.

Soulignons que les fonctions de la passerelle et le racleur de surface sont multiples telles que:

- Utiliser comme moyen de prélèvement sur les différents points du décanteur,
- Accès très important pour effectuer les interventions mécaniques et entretien,
- Récupérer les flottants de surface,
- Faciliter le réglage de la hauteur de la jupe de répartition des effluents.

B. Rôle du racleur de fond

Les boues sont dirigées vers le fond du décanteur secondaire au niveau de la fosse septique dont l'objectif est de concentrer et d'aspirer les boues par des pompes à vis. Le racleur de fond permet de pousser la boue autour de cette fosse pour préparer le pompage de celle-ci.

1.4.7 Mécanismes de la décantation des boues

Nous essayons de présenter dans cette partie quelques définitions majeures liées au mécanisme de décantation des composés dans le décanteur secondaire.

1.4.7.1 Définition de la décantation

Plusieurs définitions sont indiquées dans la littérature. Ces définitions sont très différentes d'un auteur à l'autre. Wilen (1995) estime que la décantation est la séparation de particules en suspension qui sont plus denses que l'eau et sous l'effet de la gravité. Dauphin (1998) définit la sédimentation (décantation) comme une opération de séparation mécanique, par différence de gravité. Cet auteur note aussi que le rôle de la décantation est d'obtenir un liquide clarifié et au même temps une boue concentrée au fond du décanteur.

1.4.7.2 Régimes de décantation

Dans les systèmes d'épuration à boues activées, la nature des micro-organismes, la structure des floccs, la viscosité de l'effluent et la densité des particules jouent un rôle très important dans le processus de décantation.

Fitch (1979) ; Lumly (1985) et Ekama (1997) considèrent le processus de décantation comme étant constitué de quatre régimes de sédimentation. Le diagramme schématisé sur la figure 1-6, établi initialement par Fitch (1979), présente de manière précise l'effet de la cohésion entre les particules et la concentration des matières en suspension, où sont déterminées les zones des différents régimes.

Bürger et Wendland (2001) confirment l'existence de ces quatre régimes de sédimentation et ils ne se sont intéressés qu'aux deux zones, de clarification et d'épaississement. Notons que Guo et al. (2010) ont également distingué ces régimes.

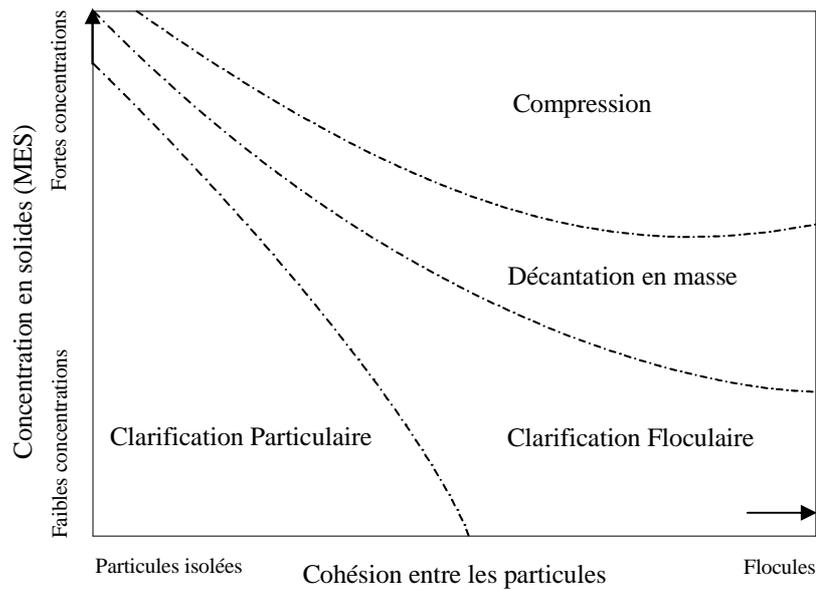


Figure 1-6. Régimes de sédimentation des particules solides (Fitch, 1979).

Les régimes de sédimentation sont délimités en poursuivant l'évolution de l'aspect d'une suspension solide avec des tests effectués en éprouvette.

Par les modes ou bien les régimes d'introduction et de soutirage de l'eau décantée, Bürger et Wendland (2001) distinguent les zones suivantes (figure 1-7) :

- Zone de l'eau clarifiée (**A**), où l'eau est claire,
- Zone de concentration initiale (**B**),
- Zone de transition (**C**), pas toujours observable,
- Zone de compression (**D**).

A partir d'un certain état, les zones B et C disparaissent, c'est le point critique. L'évolution de la hauteur de l'interface A-B, puis A-D en fonction du temps, constitue la courbe de décantation en éprouvette (Degrémont, 1989).

Récemment, les auteurs Diehu et al. (1998) ; Lee et al., (1999) ; Wett, (2002) ; Bajcar et al. (2011) se sont intéressés particulièrement à trois modes de sédimentation, en négligeant la zone de transition, dont les facteurs sont la concentration en solide et la tendance des particules à la cohésion (figure 1-7).

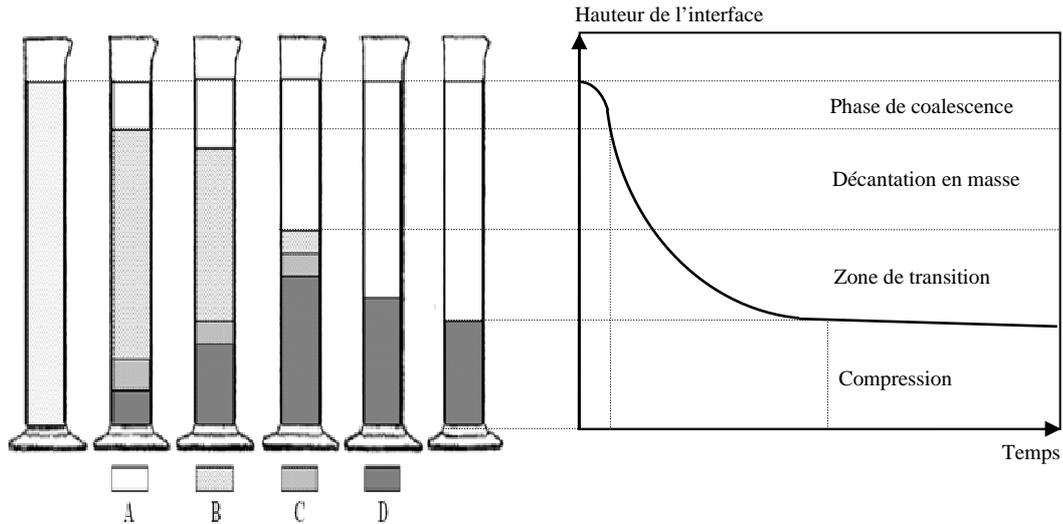


Figure 1-7: Stratification et régimes de sédimentation lors d'un test en éprouvette (Bürger et Wendland, 2001 ; Gonzales et al., 2007).

A. Clarification

La zone de clarification constitue la partie supérieure du décanteur par laquelle l'effluent est rejeté de l'unité d'épuration vers le milieu récepteur à partir de la lame déversante du décanteur, où la concentration des particules en suspension est très faible (Hadj-Sadok, 1999). Les concentrations des matières en suspension dans cette zone ne dépassent pas dans la majorité des cas les 30 mg/L. On note que ces matières sont aussi soumises aux processus de décantation.

B. Décantation en masse

La zone de décantation en masse est la couche qui sépare les deux zones de clarification et de compression. Dans cette zone les floccs possèdent généralement la même structure solide et décantent tous plus ou moins à la même vitesse.

De nombreux auteurs (Marsilli-Libelli, 1993 ; Lee et al., 1999 ; Bargiel et Tory, 2006), ont affirmé que les matières décantables dans la zone d'épaississement circulent sous l'effet de la gravité et des débits de recyclage et de purge.

C. Compression

La zone de compression constitue la partie inférieure du décanteur secondaire où sont stockées les boues (Hadj-Sadok, 1999). Dans cette zone la structure des floccs est convenablement consolidée et de masse volumique plus grande, et par conséquent la sédimentation est plus importante.

Jepsson (1996) pense que la zone de compression commence lorsque la concentration critique est atteinte. Lumly (1985) propose une méthode graphique pour déterminer la concentration critique à partir de la courbe $H = f(t)$ (cette partie sera détaillée dans le chapitre 5). Dans cette zone, la vitesse de sédimentation est considérablement réduite en raison de la forte concentration des matières solides en suspensions.

1.5 Conclusion

Cette synthèse bibliographique nous a permis de souligner l'importance du traitement des eaux usées urbaines par boues activées.

Avant d'aborder les problèmes d'estimation et de modélisation représentant les principaux objectifs de ce manuscrit, cette partie avait pour but de présenter les notions de base du traitement biologique.

Pour établir un modèle mathématique décrivant les diverses opérations de sédimentation, il faut d'abord mettre en relief les éléments mis en jeu, en spécifiant le rôle de chacun. C'est pourquoi la première partie introduit une caractérisation globale des constituants des eaux usées ainsi que des populations biologiques. Ces différentes classifications déterminent le choix du mode de traitement approprié pour chaque polluant et conditionnent de ce fait la configuration de la filière générale d'épuration.

Une grande partie de ce chapitre a été consacrée aux problèmes d'épuration. La présentation des différents procédés disponibles (physiques, chimiques, biologiques...) a contribué à une description globale d'une filière de traitement en mentionnant l'enchaînement des étapes de l'épuration. Le traitement biologique a suscité un intérêt particulier. Parmi les principaux dispositifs présentés, les procédés de boues activées feront l'objet de notre étude expérimentale et de modélisation.

*CHAPITRE 2- LES MODÈLES DYNAMIQUES DU
DECANTEUR SECONDAIRE*

Ce chapitre concerne la présentation de certains modèles unidimensionnels liés aux décanteurs secondaires. La modélisation du fonctionnement des décanteurs secondaires est un outil largement utilisé notamment pour l'optimisation, la gestion et la réhabilitation de ces ouvrages. Trois étapes importantes sont considérées dans l'utilisation de ces modèles dynamiques des décanteurs secondaires: le choix du modèle, le calage et la validation. Le travail présenté dans ce chapitre vise à présenter un résumé sur l'évolution historique de ces modèles et à fournir les différents éléments nécessaires pour l'estimation de la vitesse de sédimentation et les indices de boues. L'utilisation de ces modèles de décantation a pour but d'optimiser le fonctionnement des stations d'épuration.

2.1 Modélisation du fonctionnement des stations d'épuration

La modélisation du fonctionnement des stations d'épuration à boues activées est très utilisée pour le dimensionnement, l'optimisation et la gestion des installations. De nombreux auteurs (Chancelier et al., 1997a et b; Diehu et al., 1998 ; Lee et al., 1999 ; Wett, 2002 ; Lopez et al., 2008 ; Bajcar et al., 2010) se sont intéressés particulièrement à deux objectifs principaux de modélisation dynamique des stations d'épuration : le premier est d'optimiser le fonctionnement des stations d'épuration et le deuxième est de dimensionner les installations.

Selon Hauduc (2011), la modélisation des stations d'épuration est utilisée pour répondre à différents objectifs. Il a basé sur les paramètres de fonctionnement de la station d'épuration, tels que le temps de séjour, le temps d'aération, la charge organique, l'âge des boues.

En se basant sur les paramètres de fonctionnement d'une station d'épuration, tels que le temps de séjour, la charge, l'aération et l'âge des boues, Hauduc (2011) précise quelques objectifs de la modélisation des stations d'épuration à savoir :

- Simuler la croissance de la biomasse bactérienne et l'élimination des substrats (matières carbonées azotées et phosphorées) ;
- Prédire la qualité du traitement dans le souci est de préserver les milieux hydriques ;
- Diminuer les coûts de traitement en optimisant les consommations énergétiques et les quantités de boues produites ;
- Optimiser le fonctionnement de la station d'épuration en agissant sur les paramètres du modèle, en cas de perturbations ;
- Dimensionner les installations et les ouvrages des stations d'épuration afin d'assurer une bonne efficacité et une réhabilitation de ces ouvrages.

La modélisation des stations d'épuration, notamment en boues activées, est donc un outil largement utilisé pour optimiser le fonctionnement des installations ainsi que pour améliorer l'efficacité et la fiabilité des installations et des ouvrages. Selon Gernaey et al. (2004), la modélisation peut être utilisée pour modifier les paramètres de fonctionnement des stations d'épuration dont l'objectif est d'assurer un traitement économique. Elle est utilisée aussi pour mieux appréhender le fonctionnement des ouvrages, par exemple le bassin d'aération et le décanteur secondaire.

Plusieurs modèles mathématiques décrivant les différents ouvrages de la station d'épuration sont cités dans la littérature. A titre d'exemple, les auteurs Gernaey et al. (2004) ; Gillot et al. (2006); Bürger (2011) et Hauduc (2011), citent les modèles suivants :

- de fonctionnement des boues activées, qu'on appelle aussi les modèles biocinétiques, décrivant le traitement biologique de l'azote, du phosphore et de la matière carbonée ;
- de transfert d'oxygène qui caractérise le couple réacteur / système d'aération ;
- de l'hydrodynamique, représentant le comportement hydraulique de l'installation... ;
- de traitements physico-chimiques (précipitation physico-chimique, variation du pH et de l'influence de la température...) ;
- de décantation ou bien les modèles dynamiques du décanteur, décrivant le processus de séparation de la biomasse de l'eau épurée.

Les travaux de cette thèse se focalisent essentiellement sur le modèle hydrodynamique du décanteur secondaire à une dimension, en se basant sur la théorie du flux des particules solides et de l'équation de continuité.

2.2 Historique des principaux modèles du bassin de décantation

Les premiers travaux dans ce domaine datent de 1904, où Hazen (cité dans Hadj-Sadok, 1999) a étudié l'influence des facteurs gouvernant la décantation des particules solides en suspensions diluées dans l'eau, et il a modélisé le taux d'élimination des particules en fonction du rapport de la vitesse de sédimentation sur le taux de charge hydraulique. Coe et Clevenger en 1916 (cité dans Randall et al. 1996) indique que le flux total des matières en suspension est la somme du flux gravitaire et le flux hydraulique en raison du mouvement descendant du liquide. Kynch (1952) a pensé que la vitesse de sédimentation des particules dans le régime de décantation en masse n'est fonction que de la concentration des matières en suspension locale. Il a utilisé la méthode des caractéristiques pour résoudre l'équation aux dérivées partielles (EDP) de l'équation de continuité.

2.3 La théorie du flux des particules solides

La théorie des flux des particules solides est apparue en 1916, pour caractériser à la fois le taux de séparation liquide/solide et la performance de fonctionnement des bassins de décantation. Lumly (1985), Juppsson (1996) et Wett (2002) indiquent que les modèles unidimensionnels de sédimentation présentent une distribution de concentration horizontale constante et homogène. Ces modèles s'appellent aussi les modèles de couches. La majorité de ces modèles couramment utilisés dans la littérature sont basés sur la théorie des flux des particules solides, développée par Kynch (1952). Cet auteur considère que la vitesse de sédimentation des particules solides (V_s), en un point quelconque dans le décanteur, dépend uniquement de la concentration locale des particules (X). Le procédé de décantation est tout simplement défini par l'équation de continuité et indépendamment des forces réelles qui agissent sur les particules solides.

Deux phénomènes très importants, basés sur la théorie du flux des particules solides, sont considérés pour le déplacement des particules solides de concentration (X) vers le fond du bassin de décantation : flux hydrauliques et flux sédimentaires.

Le premier phénomène est dû au mouvement descendant de concentration en MES, et qui est relatif au débit de sortie (Q), soit recyclage ou bien soutirage. La vitesse hydraulique (V_h), on note par fois de transport, dans un décanteur de section constante (A) est évaluée à partir du débit (Q), Le flux hydraulique massique (F_h) est donné par l'expression suivante :

$$F_h = X \quad V_h = X \frac{Q}{A} \quad (2.1)$$

Le second phénomène est dû à la force de gravité. Une suspension solide de concentration (X) dans une phase liquide tend à tomber vers le fond avec une vitesse de décantation (V_s), cela sous l'action de la gravité. La relation entre cette vitesse de chute des particules et sa concentration est défini par l'expression du flux massique (F_s) suivante :

$$F_s = V_s \quad X \quad (2.2)$$

Le problème le plus important est la difficulté à développer la loi vitesse de sédimentation (V_{s_i}) en fonction de la concentration initiale en matières solides en suspension (X_i). Ces relations sont généralement décrites par l'équation Vesilind (1968). Cette vitesse de sédimentation est dépend aussi d'autres facteurs (voir détermination des vitesses). Plusieurs

tests de décantation effectués en éprouvette, sont souvent réalisés avec différentes concentrations initiales en MES (figure 2-1(a)). A partir cette figure (2-1(a)), il est plus facile d'élaborer les courbes de vitesse de décantation en fonction des concentrations en boues (figure 2-1(b)). Le flux des solides dû aux forces de gravité (F_s) (figure (2-1(c)) peut être calculé en effectuant des essais de vitesse de décantation à différentes concentrations initiales, où la courbe du flux massique représente le produit du graphe (2-1(b)) par la première bissectrice. L'équation 2.1, le flux hydraulique (F_h), est une fonction linéaire de la concentration en matières solides (X), de droite pente ($V_h = Q/A$) (figure 2-1(d)).

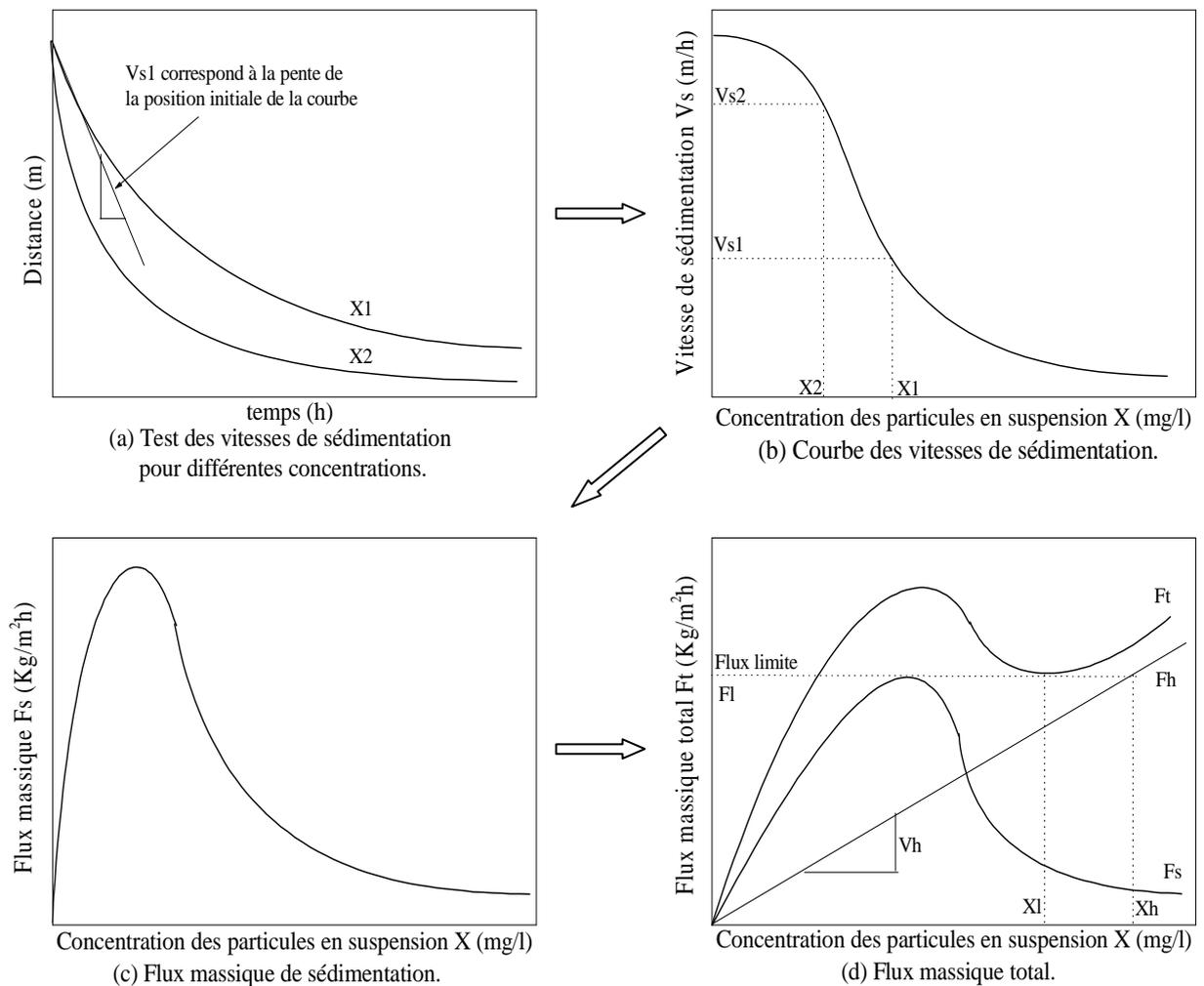


Figure 2-1. Analyse graphique par la théorie des flux des particules solides (Marsili-Libelli, 1993 ; Hadj-Sadok, 1999 ; Wett,2002).

La somme des deux expressions (2.1) et (2.2) représente le flux total des particules solides dans le décanteur :

$$F_t = F_h + F_s = (V_h + V_s)X \quad (2.3)$$

La courbe du flux total des particules solides est obtenue par addition des deux courbes du flux de sédimentation (F_s) et du flux de transport (F_h) (figure 2-1(d)). Si les deux courbes flux des solides sont ajoutés, un minimum local peut être vu. C'est le flux de limitation (F_l). Le flux limite (F_l) est la capacité maximale du flux massique dans la zone d'épaississement dans les conditions d'équilibre. Le point minimum d'intersection de la courbe avec une droite horizontale fournissait la valeur de ce flux limite (F_l). La concentration limite (X_l) correspondante, représente la concentration des matières solides entre la couche de boue et le fond du bassin. La concentration (X_h) où le flux de transport est égal au flux total qui correspond à la concentration des composés solides dans le débit de recyclage. Cette approximation repose sur le fait que la sédimentation due à la gravité, est négligeable dans la partie inférieure du module de séparation (Hill, 1985 ; Lumly, 1985 ; Hadj-Sadok, 1999).

2.4 Détermination des vitesses de sédimentation

Pour mieux de comprendre l'activité des floes biologiques et leurs propriétés, il est impératif de réaliser des recherches étudiées leurs comportement et sa décantabilité. La majorité de ces recherches ont été consacrées à relier empiriquement la vitesse de décantation aux différentes variables opérationnelles mises en joue. Les modèles actuels les plus utilisés sont généralement basés sur exponentielle de Vesilind (cité par Renko, 1998) (V_{S1}) et sur l'exposant de Yoshioka (cité par Hadj-Sadok, 1999) (V_{S2}) :

$$V_{S1} = k_1 e^{-n_1 X} \quad (2.4)$$

$$V_{S2} = k_2 X^{-n_2} \quad (2.5)$$

Plusieurs auteurs comme Berres et al. (2005) ; Kleine et Reddy (2005); Nasser et James (2007) ; David et al. (2009) ; Longhua et al. (2009) et Zodi (2012), utilisent la fonction Cho et al. (1993). Cette fonction est tout simplement l'expression de Vesilind divisée par la concentration de la biomasse :

$$V_{S3} = k_3 e^{-n_3 X}/X \quad (2.6)$$

Où k_i , n_i paramètres caractéristiques de la biomasse, X concentration en boues activées (concentration des matières en suspension) et V_{Si} vitesses de décantation.

2.4.1 Tests de décantation en éprouvette

Les tests de décantation en éprouvette sont la source d'information la plus intéressante pour déterminer les vitesses de sédimentation et leurs caractéristiques, en fonction des propriétés physico-chimiques des boues activées.

La caractérisation de la décantation de boues est importante dans la détermination des performances de fonctionnement du décanteur secondaire et également pour déterminer l'efficacité de dépollution des stations d'épuration.

Plusieurs corrélations empiriques ou semi-empiriques ont été proposées dans la littérature pour relier le taux d'épaississement avec la concentration en solides d'une boue ; par exemple, Daigger et Roper (1985) ; Marsilli-Libelli, (1993) ; Joinnis et al., (1999) ; Vanderhasselt et Vanrolleghem (2000) ; Diehl (2000).

La conception et le fonctionnement des décanteurs secondaires sont généralement basées sur la théorie des flux des particules solides. Hill (1985) ; Vanderhasselt et al. (1999) ont signalé que les données de base requises pour l'application de cette théorie peuvent être obtenues à partir des tests multiples de décantation effectués en éprouvette. Ils ont noté aussi que les vitesses initiales de sédimentation (V_{ZS}) sur une plage de concentrations de boues (X) sont mesurées pour différentes expériences de dilution.

La relation entre (V_{ZS}) et (X) est le plus souvent caractérisée par l'équation de Vesilind qui contient les deux paramètres k_1 , et n_1 , où l'hypothèse la plus importante est de considérer que la vitesse de décantation ne dépend que de la concentration locale des boues. Les paramètres Vesilind peuvent ensuite être utilisés pour construire la courbe des flux.

Les auteurs Flamant et al., (2004) et Zhang D.J et al. (2006) ont résumé le processus de décantation en éprouvette comme suit :

- A l'instant $t=0$ du test de décantation, la suspension est homogène. Après, les particules s'agglomèrent et décantent, sans variation de concentration. Le surnageant est clair et ne contient pas de matières en suspension;
- Après les premières cinq minutes, une zone de concentration rapide est apparue. Cette zone est seulement observée dans les tests de décantation à faible concentration ;

- A la fin du test de décantation, une zone de compression peut être clairement identifiée qui est caractérisée par une faible variation de la vitesse de sédimentation en fonction du temps.

La figure 2-2 montre les variations de l'interface liquide/solide en fonction du temps. La vitesse initiale de sédimentation (V_{ZS}) est définie comme étant la pente de la partie linéaire (B-C) de cette courbe.

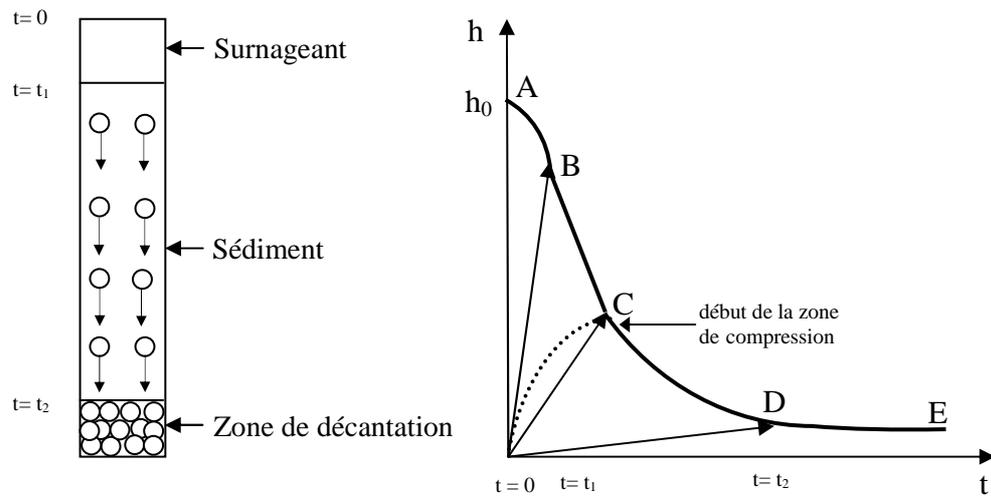


Figure 2-2. Test de décantation en éprouvette (Flamant et al. 2004).

Plusieurs tests en éprouvette peuvent être utilisés en parallèle à différentes concentrations de boues afin de déterminer les vitesses initiales de décantation, en même temps. Ceci permet de déterminer expérimentalement la relation entre la concentration des boues et la vitesse initiale de décantation.

Les régimes de décantation représentés par Flamant et al. (2004) sont comparables aux régimes de Bürger et al. (2001). La courbe de décantation peut être divisée en trois parties principales, comme illustrée sur la figure 2-2. Dans la partie 'B-C', la vitesse est constante, les particules en suspension se décantent à la même vitesse, de telle sorte que l'interface se déplace également à la même vitesse. La deuxième partie 'C-D' correspondant à la zone de densification de lit de boues, et la partie 'D-E' représente une zone de compression.

Flamant et al. (2004) déclarent aussi qu'une interface sédimentation/suspension apparaît uniquement dans les solutions diluées ou bien de faibles concentrations.

2.4.2 Les modèles "vitesse de décantation-concentration"

Plusieurs auteurs (tableau 2-1) ont étudié la relation entre la vitesse de sédimentation et la concentration de boues activées. Les modèles les plus connus sont ceux proposés par Vesilind et par Yoshioka. De nombreuses formes d'expressions de la vitesse de décantation sont résumées dans le tableau 2-1.

Tableau 2-1. Les principaux modèles vitesse-concentration.

Année	Modèles	Référence
1944	$k(1-nX)^2 e^{-4.19X}$	Steinour, cité par Hadj-Sadok, 1999
1954	$k(1-nX)^{4.65}$	Richardson, cité par Hadj-Sadok, 1999
1963	$k(1-n_1X + n_2X^2 + n_3X^3 + n_4X^4)$	Channon, cité par Hadj-Sadok, 1999
1966	$k(1-nX)^3 / X$	Scott, cité par Hadj-Sadok, 1999
1968	$kX(1-X)$	Scott, 1968
1980	$k(1-n_1X)^{n_2}$	Vaerenbergh, 1980
1980	$k_1(1-n_1X)^{n_2} + k_2$	Vaerenbergh, 1980
1991	$\max(0, \min(V_0', V_0(e^{-r_h(X-X_{\min})} - e^{-r_p(X-X_{\min})})))$	Takács et al., 1991
1993	$k(1-nX)^4 / X$	Cho et al., 1993
1993	$k e^{-nX} / X$	Cho et al., 1993
1993	$(k(1-n_1X)^4 / X) e^{-n_2X}$	Cho et al., 1993

De Clercq et al. (2005) considèrent que les tests de décantation en éprouvette sont utilisés pour la surveillance du processus de sédimentation et pour valider les modèles de décantation, ainsi que la mesure de la qualité des boues. Notons que les tests de sédimentation en batch peuvent être incorporés dans un système de contrôle automatique d'une station d'épuration (par le biais de l'introduction d'un automate). L'expression de la vitesse de décantation peut être utilisée pour décrire le comportement de sédimentation des boues activées dans un décanteur secondaire.

2.4.3 Indices de décantation des boues et méthodes d'estimation

D'après le tableau 2-1, les modèles de la vitesse de décantation sont exprimées en fonction de paramètres caractéristiques des boues (k_i , n_i). Souvent, les paramètres n_i sont évalués à partir de la connaissance des indices de décantabilité des boues (SVI, DSVI, SSVI), dont les définitions de ces termes sont les suivantes :

- **SVI** : Sludge Volume Index (Indice Volumique des Boues ; également appelé Indice de Mohlman). Cet indice représente le rapport entre le volume de boues en mL/L et la teneur des matières en suspension (MES) en g/L (la méthode d'estimation de ce paramètre est présentée dans l'annexe 2). L'indice SVI est la base des autres indices ;
- **DSVI** : Diluted Sludge Volume Index (Indice Volumique des Boues Diluées ; appelé aussi Indice de Boues). Le DSVI est généralement utilisé pour les boues concentrées qui nécessitent par la suite des dilutions. Le calcul de cet indice peut se faire à l'aide du facteur de dilution.
- **SSVI** : Stirred Specific Volume Index (Indice Volumique Spécifique Agité). C'est le même que SVI avec une masse initiale fixée à 3.5 g/L et une vitesse agitation de 1 rpm.

En remplaçant les expressions des paramètres k_i et n_i , en fonction des indices de décantabilité des boues, dans les équations 2-4, 2-5 et 2-6, plusieurs corrélations sont citées dans la littérature pour estimer la vitesse de sédimentation et de décrire le processus d'épaississement des couches de solide (tableau 2-2).

Toutefois, les corrélations entre ces indices de décantabilité de boues et les caractéristiques de sédimentation sont de nature empirique. Par conséquent, l'utilisation généralisée de ces corrélations nécessite plusieurs expérimentations.

De nombreux travaux ont été proposés dans la littérature dans le but de relier les indices de décantation (SVI, DSVI et SSVI) aux paramètres de la loi de vitesse (Marsilli-Libelli, 1993 ; Renko, 1998 ; Lee et al., 1999 ; Von Sperling et Vasconcellos Froas, 1999 ; Vanderhasselt et Vanrolleghem, 2000 ; Jobbágy et al., 2001 ; Giokasa et al., 2002 ; De Clercq et al., 2003 ; Qian et al. 2009...).

Cependant, les prédictions des expressions de la vitesse de sédimentation ainsi obtenues ont montré leurs limites pour l'approximation du comportement dynamique dans la zone de compression du décanteur. Afin de corriger ces lacunes, des fonctions empiriques de correction ont été développées, intégrant comme paramètres la profondeur du bassin, les

indices de boues (SVI, SSVI, DSVI) et de la concentration des particules solides dans l'affluent (Hartel et Popel, 1992). Des exemples fondamentaux de ce type de modèles sont énumérés dans le tableau 2-2.

Tableau 2-2: Vitesse de sédimentation en fonction des indices de décantation.

Année	Modèle	Référence
1985	$7.8 e^{-(0.148+0.0021 SVI)X}$	Daigger et Roper, 1985
1988	$(15.3 - 0.0615 SVI) e^{-(0.0426+0.00384 SVI - 0.0000543 SVI^2)X}$	Wahlelberg et Keinath, 1988
1992	$(17.4 e^{-(0.0113 SVI+3.931)}) e^{-(1.043-0.9834 e^{-0.00581 SVI})X}$	Hartel et Popel, 1992
1993	$(9.127 - 0.0366 SSVI) e^{-(0.277+0.0011 SSVI)X}$	Marsilli-Libelli, 1993
1999	$((0.13DSVI + 26.5) e^{-(63.8e^{-(0.04DSVI)-0.56})})X$	Joannis et al., 1999

Une étude plus approfondie, pour calculer la vitesse de décantation en fonction des différents indices de boues, a été réalisée par Dimosthenis et al. (2003). Cette étude, qui repose également sur les paramètres de Vesilind et les indices volumiques des boues, a permis de développer des corrélations plus performantes. Ces auteurs ont observé que les valeurs 'SVI' sont fortement influencées par la géométrie du décanteur (hauteur, diamètre...) qui affecte par conséquent la conception et la simulation du processus de décantation secondaire. Ces indices ont été réajustés, de temps en temps, lors des perturbations en intégrant toutes les données opératoires obtenus au niveau de la station d'épuration.

2.5 Modélisation dynamique du décanteur secondaire

Le comportement du décanteur secondaire est moins élaboré par comparaison au réacteur biologique (aérateur) (Hadj-Dadok, 1999). Ceci est dû à la complexité des mécanismes mis en jeu dans la séparation des phases solide-liquide et aux manques de données expérimentales fiables pour développer des modèles réalistes (Alloway, 1993).

Les principaux critères de conception du décanteur secondaire sont la charge massique, la charge hydraulique entrante, le débit de pointe, la profondeur minimale et le taux de débordement de lit de boues (Guergachi et Patry, 2003 ; Xanthoulis, 2004 ; Bürger et Narváez, 2007 ; Diehl, 2008). Dans le cas d'un fonctionnement optimale des stations d'épurations de grandes tailles, on trouve dans la littérature (Daigger, 1995 ; Zhang Z-G et al., 2006 ; Schuler et Hoon Jang, 2007) d'autres critères de caractérisation des boues activées qui

sont considérés, tels que la concentration de liqueur mixte, l'indice de volume des boues et le taux de recirculation.

Vu le comportement complexe du décanteur secondaire et son importance pour le bon fonctionnement du processus de décantation des boues activées, plusieurs chercheurs se sont intéressés à la modélisation mathématique de cet ouvrage. Ces modèles mathématiques ont une grande importance, entre autres, dans la gestion des stations d'épurations en cas de grosses perturbations et dans le dimensionnement des installations.

Une excellente revue bibliographique sur l'historique de l'évolution des modèles de décanteurs secondaires, est donnée dans les travaux de Jeppsson (1996) ; Dauphin (1998) ; Hadj Dadok (1999) et Bürger et al. (2001), dont un résumé est présenté ici.

2.5.1 Les modèles du décanteur secondaire

Les modèles de décantation proposés dans ce domaine sont généralement basés sur l'analyse spatiale de la variation de la matière solide en suspension.

Ces modèles dynamiques, souvent obtenu à partir de la conservation de la matière, sont élaborés généralement comme outils de simulation. Les algorithmes numériques de résolutions de ces modèles sont obtenus en divisant le décanteur en plusieurs couches horizontales, et ce afin d'estimer les concentrations de la phase solide dans chaque couche (Diehl, 1997). Dans la résolution numérique de ces modèles, les conditions aux limites sont prises en compte, depuis le haut et le bas du décanteur et entre les différentes couches. Certains auteurs (Gillot, 2007 ; Ekama et al., 2004) ont considéré que le décanteur est constitué de plusieurs zones distinctes, dont chaque zone peut diviser en plusieurs couches. Le nombre de couches est choisi selon chaque auteur.

Ekama et al. (1997) ont classé ces modèles en trois types :

1. modèles de zéro dimension (0D), qui ne s'intéressent qu'aux flux entrant (liqueur mixte) et aux flux sortants (eaux traitées et boues soutirées),
2. modèles à une dimension (1D), qui sont basés généralement sur le bilan de matière des flux de particules solides et la loi de vitesse de sédimentation ainsi que les phénomènes d'épaississement (Dauphin, 1998). De nombreux auteurs (Hill, 1985 ; Vitasovic, 1986 ; Takács et al., 1990 ; Hamilton et al., 1992 ; Härtel et Pöpel, 1992 ; Dupont et Dahl, 1995 ; Krebs, 1995 ; Watts, 1995 ; Chancelier et al., 1997a; Chancelier et al., 1997b ; Jeppsson, 1996 ; Vanhooren, 2002 ; Wett, 2002 ; Guegachi and Paty, 2003 ; Bürger et al., 2003 ;

Bürger et al., 2005 ; Diehl, 2008 ; David, 2009) ont utilisé ce type de modèles pour simuler certains paramètres, tels que la hauteur du voile de boues et la concentration des boues recirculées dans le décanteur. D'après Kleine et Reddy (2005), les modèles unidimensionnels peuvent être également utilisés dans la gestion et le stockage des matières en suspension,

3. modèles à deux ou trois dimensions (2D et 3D), appelés encore modèles hydrodynamiques, sont plus complexes que les modèles unidimensionnels. Ces modèles, qui intègrent l'interaction entre les flux hydrauliques et la décantation des boues, sont essentiellement utilisés pour analyser la distribution spatiale des flux, avec plus de précision à l'intérieur du décanteur.

2.5.2 Modèles unidimensionnels

La grande majorité des recherches proposées au cours de ces dernières décennies se sont limitées aux modèles mathématiques à une dimension, appelés aussi modèles de couches.

Les modèles unidimensionnels sont basés sur la théorie des flux de Kynch (cité dans Wett, 2002), où le bassin de décantation est simulé comme un réacteur agité continu (RAC) Kleine et Reddy (2005). Ces modèles, obtenus à partir du principe de conservation de la matière, sont représentés par des équations aux dérivées partielles (PDE) (Chancelier et al. 1997a ; Dauphin 1998). La plupart des auteurs utilisant les modèles unidimensionnels s'appuient principalement sur les travaux Takacs et al. (1990), où la majorité des travaux dans ce domaine considèrent essentiellement le processus d'épaississement. L'équation générale de continuité est formulée comme suit :

$$\frac{\partial X}{\partial t} = - \frac{\partial(F)}{\partial z} + V_h \frac{\partial X}{\partial z} + \frac{\partial(D \frac{\partial X}{\partial z})}{\partial z^2} + R_x \quad (2.7)$$

- avec : X : Concentration en MES (Kg/m^3) ;
 t : Temps (h) ;
 z : Profondeur (m) ;
 D : Coefficient de diffusion (m^2/h)
 $F = V_s X$: Flux sédimentaire ($\text{MES}/\text{m}^2 \cdot \text{h}$) ;
 $V_s = f(X)$: Vitesse de sédimentation (m/h) ;
 $V_h = Q/A$: Vitesse hydraulique (m/h) ;
 R_x : Vitesse de la réaction ($\text{Kg}/\text{m}^3 \text{ h}$).

Les principales hypothèses présentées par Stenstrom (1975) (cité dans Jeppsson 1996) sont :

- il y a un épaissement continu, c'est-à-dire pas de dispersion verticale;
- la concentration des matières en suspension (MES) est complètement uniforme dans un plan horizontal dans le décanteur;
- la vitesse gravitationnelle est nulle au fond du décanteur ;
- il n'ya pas de réaction biologique importante qui affecte la concentration en MES dans le décanteur;
- la vitesse gravitationnelle est fonction uniquement de la concentration des solides en suspension.

Pour la résolution de l'équation de continuité non linéaire (2-7), plusieurs chercheurs dans ce domaine utilisent des méthodes numériques telles que Runge-Kutta, différences finies et itératives. Les méthodes itératives figurent parmi les méthodes numériques les plus couramment utilisées et le plus puissantes.

2.5.3 Evolution des modèles unidimensionnels

Une famille des modèles dynamiques de décantation à une dimension a été développée sur la base du concept de Coe et Clevenger (1916) (cité dans Lumly 1985). Ces modèles décrivent généralement la variation des concentrations en MES le long du décanteur, en fonction du temps. Ces modèles sont basés sur le principe de stratification, qui considère que le décanteur est formé de plusieurs couches horizontales de concentrations homogènes.

Rappelons que la résolution de ces modèles, obtenus à partir des bilans massiques et de la théorie de Kynch, permet d'estimer la vitesse de décantation. Notons que cette vitesse, très importante dans la formulation du modèle du décanteur, a été prédite par Takacs et al. (1990) par une expression faisant intervenir une double exponentielle.

2.5.3.1 Modèle de Takacs et al., 1990

La fonction de vitesse de décantation proposée par Takacs et al. (1990) est donnée par l'expression suivante :

$$V_s = \max\left(0, \min\left(V_0', V_0 \left(e^{-r_h(x-x_{\min})} - e^{-r_p(x-x_{\min})} \right) \right)\right) \quad (2-9)$$

Avec :

V_0', V_0 : Vitesse maximale de sédimentation pratique et théorique (m/h),

r_h : Paramètre de décantation à faible concentration (m^3/Kg),

r_p : Paramètre de décantation à forte concentration (m^3/Kg),

$X_{min} = f_{ns} \cdot X$, Concentration minimum de l'effluent (mg/l),

f_{ns} : Fraction de solides non décantables.

L'équation (2-9) représente la vitesse de sédimentation dans les quatre régions qui sont illustrées sur la figure 2-3, dans le but de décrire le comportement des différentes fractions de la boue.

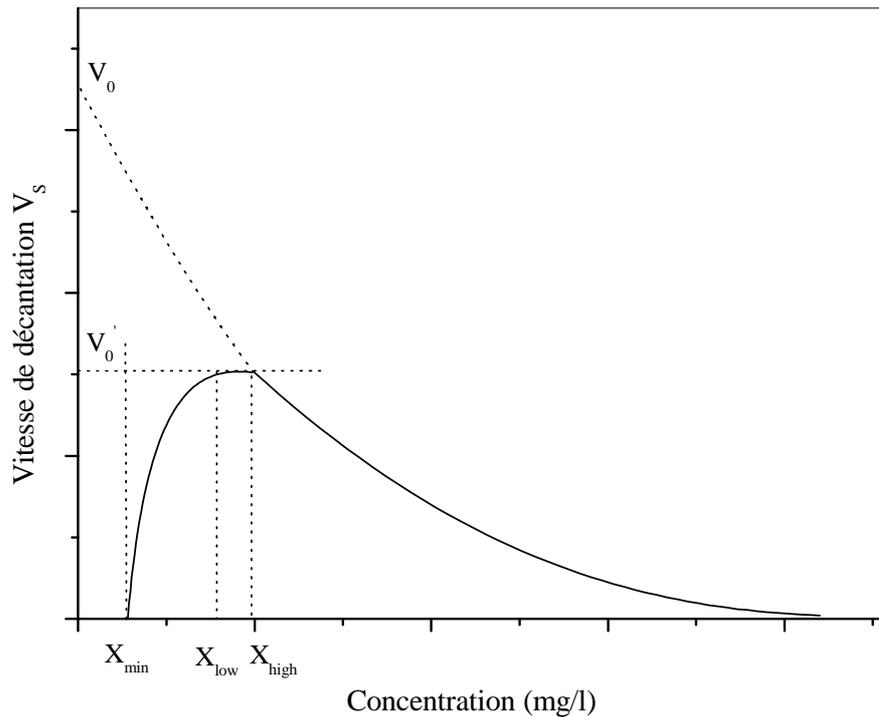


Figure 2-3. Description du modèle de la vitesse de décantation utilisée par Takacs et al. (1990)

Selon Jeppsson (1996) et d'après l'équation 2-9 :

- $X \leq X_{min}$: la vitesse de sédimentation est nulle,
- $X_{min} < X < X_{low}$: la vitesse de sédimentation est dominée par les particules qui se déposent lentement,
- $X_{low} < X < X_{high}$: la vitesse de décantation est considérée comme indépendante de la concentration, une fois que les floes atteignent leur taille maximale.
- Enfin, lorsque $X > X_{high}$, le modèle revient à la fonction traditionnelle exponentielle de la vitesse de Vesilind décrivant le processus de la sédimentation.

2.5.3.2 Modèle de Lee et al. (1999)

Ces auteurs considèrent que le décanteur peut être divisé en deux zones importantes, une zone de clarification et autre d'épaississement (voir figure 2-4). Au cours de l'épaississement, trois zones sont observés : une zone de clarification, une zone de transition et autre de compression. Notons que ces auteurs ont négligé la zone de transition.

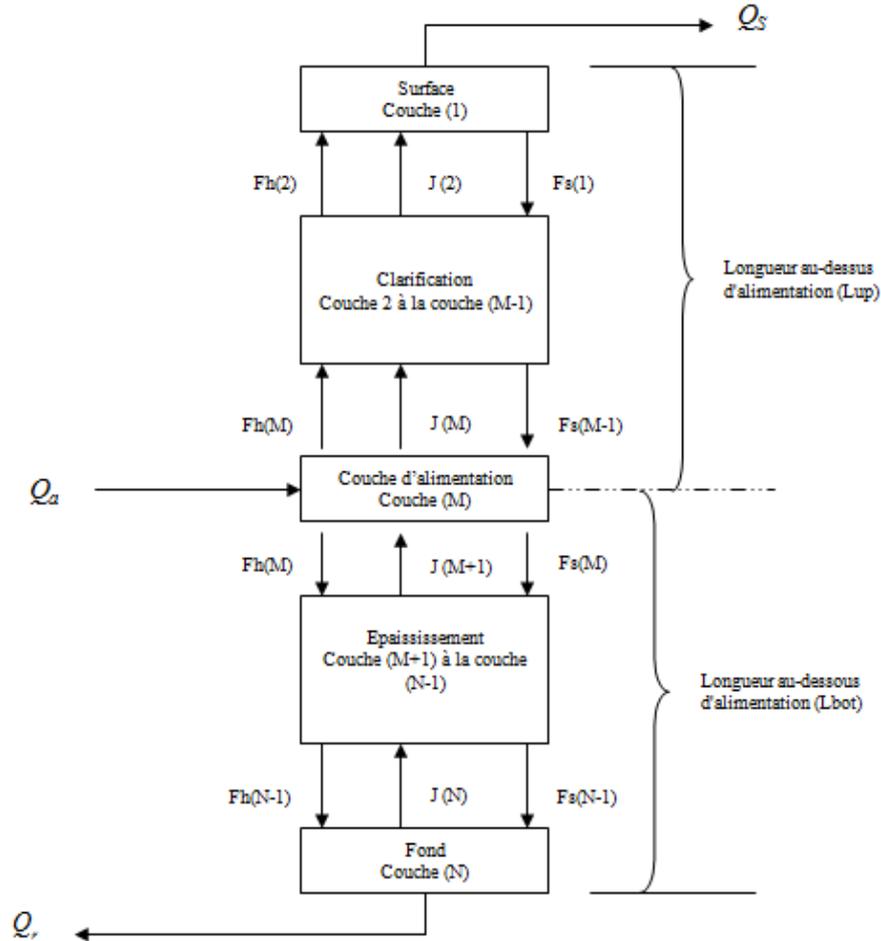


Figure 2-4. Répartition des flux de matières d'un modèle du décanteur secondaire (Lee et al. 1999)

Lee et al. (1999) supposent que toutes les particules ont la même vitesse de sédimentation sur toute la profondeur de ces zones. Ces auteurs considèrent que l'alimentation est introduite à une certaine profondeur du décanteur qui sépare les deux zones de clarification et d'épaississement (voir figure 2-4). Ces zones sont subdivisées en vingt (20) couches. Le modèle dynamique décrivant la variation des concentrations en MES, obtenu à partir du bilan massique, en considérant la dispersion représentée par le nombre de Peclet, est donnée par l'équation :

$$\frac{dX_N}{dt} = \frac{Q_r(X_{N-1} - X_N) + V_{S,N-1}A - \frac{Q_r L_{bot}}{Pe_{bot}} \left(\frac{X_N - X_{N-1}}{\Delta Z} \right)}{A \Delta Z} \quad (2-10)$$

Avec :

- Pe_{bot} : Nombre de Peclet dans la zone d'épaississement,
- Q_r : Débit recirculé (m³/h).
- Z : Hauteur du décanteur (m)

Le modèle de Lee et al. (1999), est une représentation mathématique complète du processus de séparation de la biomasse de l'eau épurée.

2.5.3.3 Modèle de Wett, 2002

En considérant omettant le terme de dispersion et la zone de transition, Wett (2002) ne considère que les régimes de clarification, d'épaississement et de compression. Cet auteur considère également que le flux transport des particules solides, (f) due à la gravité, est le produit de la vitesse de sédimentation ($V_S(X)$) par la concentration des particules solides (X) :

$$V_S = V_S(X) \quad \text{et} \quad f(X) = V_S(X)X \quad (2-11)$$

Où : f est le flux des particules solides (Kg/m²h)

En prenant une couche horizontale dans le décanteur d'une épaisseur dz , l'équation de continuité prend la forme suivante :

$$\frac{\partial(X dz)}{\partial t} dt = (f(z) - f(z + dz))dt \quad \text{et} \quad \frac{\partial X}{\partial t} + \frac{\partial f}{\partial z} = 0 \quad (2-12)$$

Avec : $f = f(X(z, t))$

D'après les résultats de simulation de Wett, ce modèle à trois zones, donne une description *satisfaisante* des variations du voile de boues et des concentrations des boues du décanteur.

2.5.3.4 Modèle de Longhua et al., 2009

Longhua et al. (2009) ont amélioré le modèle du décanteur secondaire unidimensionnel en introduisant un terme relatif à la réaction biologique dans le décanteur, qui est souvent négligée par les autres auteurs. Longhua et al. (2009) ont développé leur modèle en divisant le lit de boue en plusieurs couches horizontales et homogènes et en négligeant le terme de dispersion verticale. Ce modèle est basé sur les mêmes hypothèses de Stenstrom (1975) (cité

dans Jeppsson 1996, (voir 2-5-2)). L'équation, peu compliquée, obtenue par ces auteurs est la suivante :

$$\frac{dX_{c,n}}{dt} = \frac{(Q_r + Q_w) \frac{X_{c,n-1}}{A_{n-1}} - (Q_r + Q_w) \frac{X_{c,n}}{A_n}}{z_n + \frac{V_{s,n-1} X_{c,n}}{z_n} + r_{c,n}} \quad (2-13)$$

Avec :

Q_r et Q_w : Débits de recirculation et soutirage de boues (m^3/h),

A : Surface du décanteur (m^2),

$r_{c,n}$: Vitesse de la réaction ($Kg/m^3.s$).

L'équation (2-13) présente le modèle dynamique de la décantation des floccs solides dans le clarificateur, en tenant compte de la réaction biologique.

2.6 Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre certains modèles dynamiques unidimensionnels décrivant le processus de séparation des phases liquide-solide mis en jeu dans le décanteur secondaire. La présentation de la méthode d'estimation de la vitesse de décantation a été particulièrement abordée.

*CHAPITRE 3- PRÉSENTATION DU SITE D'ÉTUDE,
MOYENS EXPÉRIMENTAUX ET MÉTHODOLOGIE*

Dans ce chapitre nous présentons le site expérimental avec ses différents ouvrages qui constituent la station d'épuration de la ville de Sétif. Nous signalons que nos efforts concernent principalement le comportement dynamique des deux principaux ouvrages qui sont l'aérateur et le décanteur, en tenant compte également des interactions de ce couple 'Aérateur-décanteur'. Une brève description de notre procédé a été présentée, en décrivant la méthodologie employée pour les prélèvements et les analyses effectuées. Nous expliquons également la méthodologie générale appliquée pour mener à bien nos objectifs. Dans la dernière partie, nous essayerons de tirer les conclusions concernant le fonctionnement de la station d'épuration de Ain S'Fiha de Sétif.

3.1 Présentation du site d'étude et données de base

La ville de Sétif (figure 3-1) est située à 300 Km de la capitale Alger et à 80 Km des côtes maritimes sur les Hauts-Plateaux qui séparent l'Atlas du Nord et celui du Sud avec une altitude de 1080 mètres. Cette situation confère à la ville de Sétif un climat continental avec un hiver très froid et un été très chaud.

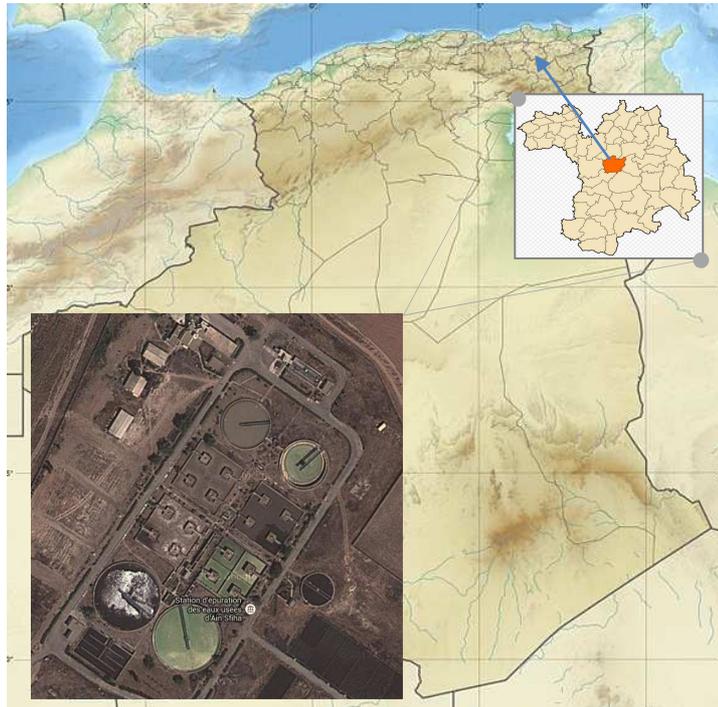


Figure 3-1. Localisation de la station d'épuration de la ville de Sétif, Algérie (image de Google Maps).

Sétif, par sa situation de ville carrefour, est caractérisée par une croissance urbaine considérable résultant de la conjugaison de plusieurs facteurs socio-économiques et biodiversité.

3.1.1 Emplacement et fiche technique de la station d'épuration

La station d'épuration est située à 5 Km de Sétif dans la mechta d'Ain S'fiha. Elle a été mise en service en mars 1996. Les rejets domestiques proviennent essentiellement de la ville de Sétif. Le traitement biologique se fait par boues activées en aération prolongée et en faible charge. Le tableau 3-1 donne la fiche technique sur ce site.

Tableau 3-1. Fiche technique de la station d'épuration de Sétif *.

Montant de l'opération	351.885.000.00 DA
Date de démarrage des travaux	Décembre 1990
Date mise en service	Mars 1996
Entreprise de réalisation	Lot génie civil: entreprise nationale hydrotraitement
	Lot fourniture, montage et mise en service des équipements: société d'épuration et entreprise, Belgique
Principe de traitement	Biologique à faible charge en stabilisation aérobie des boues
Normes de rejet	DBO ₅ < 30 mg/L, MES < 30 mg/L, DCO < 90 mg/L

* Document technique élaboré par la station d'épuration.

3.1.2 Présentation du site d'étude

Le procédé de traitement des eaux usées au niveau de la station d'épuration de la ville de Sétif se fait par boues activées à faible charge en stabilisation aérobie des boues. La station est alimentée par cinq stations de pompage sous un réseau semi-séparatif. Notons qu'elle a été dimensionnée pour accueillir 66000 m³/j en temps sec pour une capacité de 330000 équivalent-habitants. Le concepteur (Société d'Épuration et Entreprise (SEE), Belgique) a évalué les principaux indicateurs de pollution de l'affluent à 270 mg/l de DBO₅, 780 mg/l de DCO, 350 mg/l de MES. Les objectifs de qualité, exigés par la réglementation algérienne, permettent de rendre les eaux usées rejetées vers le milieu récepteur acceptables dont des concentrations doivent être inférieures à 30 mg/l de DBO₅, 90 mg/l de DCO et 30 mg/l de MES.

Le tableau 3-2 illustre les prévisions, réalisées par le concepteur en 1990, concernant la capacité nominale de la station d'épuration.

Tableau 3-2. Capacité de la station d'épuration de Sétif *.

Paramètres	Valeurs de concepteur*, 1990		
	Unité	1 ^{ère} phase	2 ^{ème} phase
Horizon	--	2000	2013
Population	E-H	330 000	450 000
Débit journalier	m ³ /j	66 000	99 000
Nature des eaux brutes	--	domestiques	
Type de réseau	--	semi-séparatif	

* Document technique élaboré par la station d'épuration.

**Société d'Épuration et Entreprise (SEE), Belgique.

3.1.3 Caractéristiques des eaux usées de la ville de Sétif

Les eaux usées de la ville de Sétif sont un mélange complexe et variable des déchets commerciaux et résidentiels. Ces eaux usées provenant de différents réseaux et sources diffèrent par les caractéristiques individuelles. Elles sont composées des rejets provenant des eaux des lavabos, des douches, des baignoires, des toilettes, des appareils ménagers et des cuisines. Ces eaux sont généralement chargées de sables, de bouteilles, de graisses, de détergents, de bois et de débris organiques.

Les matières présentes dans les eaux usées urbaines sont caractérisées par :

- les solides relatifs aux matières en suspension (MES)
- l'oxydation chimique relative à la demande chimique en oxygène (DCO)
- la biodégradabilité biologique relative à la demande biologique standardisée pendant 5 jours (DBO₅).

Par contre les nutriments sont caractérisés par les mesures du phosphore total et de l'azote total. Le tableau 3-3 illustre les principaux paramètres caractérisant les eaux usées brutes de la ville de Sétif.

En septembre 2012, la production moyenne d'eaux usées urbaines par la commune de Sétif a été estimée à 535260 m³/mois, soit de 17842 m³/j. Ces eaux usées sont amenées à la station d'épuration par cinq stations de pompage, installées sur les quatre cotés de la ville. Le débit maximum, enregistré aux environ de 11h00, est estimé à 1100 m³/h. Le débit minimum a été observé vers 03h00 du matin, et ne dépasse pas à 220 m³/h.

Tableau 3-3. Qualité des eaux usées brutes à l'entrée de la station - Septembre 2012.

Débit moyen - septembre 2012 (m ³ /j)	Concentration (mg/L)						
	MES	DBO ₅	DCO	NTK	N-NO ₂	N-NO ₃	P _t
17842	469	387	1023	68	6.1	8.27	5.2

Ces données peuvent aider à contrôler le fonctionnement de la station d'épuration et peuvent servir à la gestion par le biais de la modélisation, soit dans le bassin d'aération ou encore dans le décanteur secondaire.

3.1.4 Charges de polluants en entrée de la station

La qualité des eaux usées brutes de la ville a été estimée à l'entrée de la station d'épuration de Sétif, exactement dans le poste de relevage principale. La charge massique s'exprime en fonction du débit et de la concentration en matières polluantes suivant la relation :

$$\text{Charge (Kg DBO}_5\text{/j)} = \text{Débit (m}^3\text{/j)} \times \text{Concentration (Kg DBO}_5\text{/m}^3\text{)}$$

Le tableau 3-4 présente les principales caractéristiques ponctuelles des eaux usées à l'entrée de la station (valeurs moyennes de 30 jours par temps sec).

Tableau 3-4. Charges journalières moyennes en fonction des principaux paramètres de pollution - septembre 2012, en entrée de la station.

Paramètres	Débit = 17842 m ³ /j (soit 535260 m ³ /mois)	
	Concentration (mg/L)	Charge (Kg/j)
MES	469	8368
DBO ₅	387	6905
DCO	1023	18230
NTK	68	1213
P _t	5.2	93

Généralement les concentrations moyennes des principaux paramètres de pollutions, indiqués dans tableau 3-4, sont presque concordantes avec celles de la littérature. Les principales caractéristiques ponctuelles des eaux usées à l'entrée de la station sont présentées en détails dans le chapitre 4.

3.1.5 Critères de conception

Les charges polluantes organiques estimées pour la 1^{ère} phase et utilisées comme critères de conception de cette station sont de 17820 Kg/j DBO₅. Le concepteur a adopté les paramètres figurant dans le tableau 3-5.

Tableau 3-5. Les données de base de conception de la station d'épuration de Sétif*.

Paramètres	Valeurs de concepteur**, 1990		
	Unité	1 ^{ère} phase, 2000	2 ^{ème} phase, 2013
Température maximale de l'eau	°C	28	28
Débit de pointe (maximum) horaire	m ³ /h	4400	6600
Débit moyen horaire	m ³ /h	2750	4125
Altitude du site	m	1080	1080
Charge DBO ₅ journalière	Kg/j	17820	24300
Matières en suspension	Kg/j	23100	31000

* Document technique élaboré par la station d'épuration.

** Société d'épuration et entreprise (SEE), Belgique.

3.1.6 Qualité des effluents traités et déversés dans l'Oued

L'objectif principal de l'exploitation de la station d'épuration de Sétif est de présenter les moyens qui ont été entrepris jusqu'à ce jour, par l'Office National d'Assainissement (ONA), pour restaurer notre environnement et de montrer l'importance de la gestion quotidienne des activités de la station d'épuration.

Les objectifs de qualité des eaux rejetées vers la rivière pour les effluents de la ville de Sétif sont fixés avant l'exploitation de cette station. La station a été conçue pour réduire la demande biochimique en oxygène, ou DBO₅, de 80 à 90% et la teneur en matières en suspension, ou MES totales de 80 %, environ afin d'éviter les mauvaises odeurs.

La qualité des eaux usées épurées au niveau de la station est caractérisée par :

- Protection de l'oued Boussalem, qui est l'un des principaux affluents du barrage de Zada,
- Préservation de l'environnement et réutilisation des eaux épurées à des fins agricoles,
- Réutilisation des boues produites comme fertilisant.

3.2 Description de la station d'épuration

3.2.1 Schéma de la station

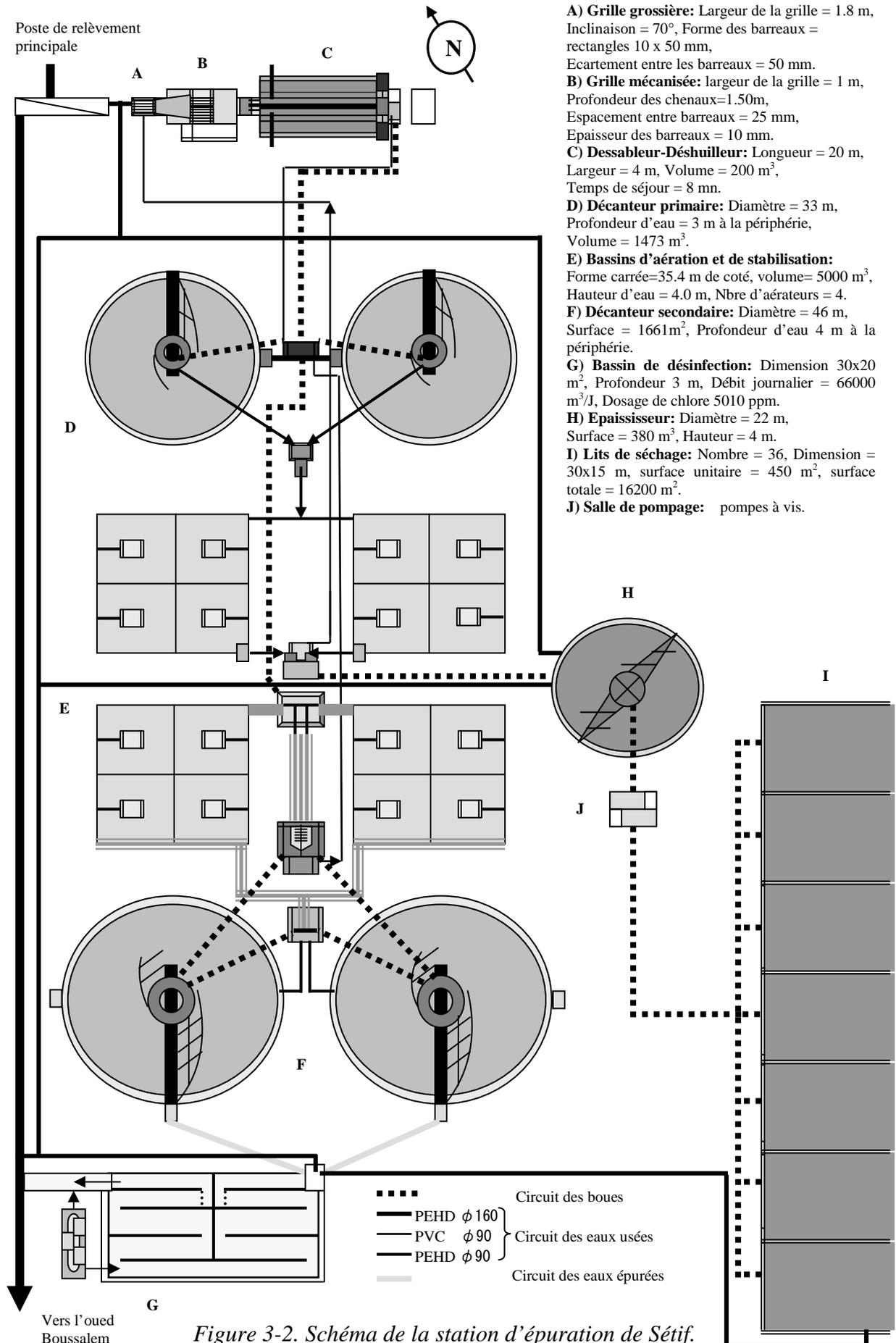


Figure 3-2. Schéma de la station d'épuration de Sétif.

3.2.2 Présentation des différents ouvrages

Les effluents de la station d'épuration sont collectés, à partir des cinq stations de pompages, au niveau du poste de relèvement principale. Ils sont ensuite dirigés vers le prétraitement où sont combinés les traitements de dégrillage, de dessablage et de déshuilage ainsi que la décantation primaire. Les eaux usées sont ensuite dirigées vers le traitement biologique. Ce dernier est composé par des bassins de stabilisation et d'aération dont le but est d'améliorer la croissance des micro-organismes. La séparation 'eau-boue' est assurée par le décanteur secondaire. Enfin, l'effluent épuré est ensuite envoyé vers le bassin de chloration et les boues sont dirigées vers l'unité d'épaississement et de déshydratation par les lits de séchage.

3.2.2.1 Le prétraitement

Le prétraitement ou le traitement mécanique a pour but d'assurer la protection des équipements électromécaniques afin de réduire les risques de colmatage des conduites raccordant les différents ouvrages. Généralement, le prétraitement est constitué de trois procédés essentiels : le dégrillage, le déshuilage et de dessablage.

La station de Sétif possède deux dégrilleurs : grille grossière et grille mécanique (mécanisée) (pour les dimensions voir figure 3-2). Les déchets transportés par l'effluent sont éliminés par les mailles de ces dégrilleurs. Par la suite l'effluent passe dans le Dessableur-Déshuilleur de 20 mètres de longueur, de 4 mètres de largeur et d'un volume total de 200 m³. Un surpresseur installé au fond du bassin provoque la décantation des sables et la flottation des huiles et des graisses. Les flottants sont évacués par un pont racleur mécanisé et un dispositif composé d'une goulotte et d'une lame qui permet de soutirer le sable. Le temps de séjour dans Dessableur-Déshuilleur est de 8 minutes.

3.2.2.2 Le traitement primaire

Il s'agit d'une décantation qui est principalement effectuée dans des décanteurs nommés primaires, habituellement sans coagulation chimique préalable (Ouali, 2001). Ces décanteurs primaires ont pour objectif d'éliminer les matières aisément décantables et d'assurer une bonne qualité de l'effluent afin de l'envoyer vers le traitement biologique. Le décanteur primaire a une forme cylindro-conique, son volume total est de 1473 m³, soit un diamètre de 33 m, La hauteur de la partie cylindrique est de 2.50 m.

3.2.2.3 Le traitement secondaire

Le procédé à boues activées est composé généralement de deux ouvrages très importants : le bassin d'aération et le décanteur secondaire.

a. Le bassin d'aération et de stabilisation :

C'est l'ouvrage le plus important en volume de la filière de traitement (5000 m³, profondeur 4 m). Il se présente sous la forme carrée de 35.4 m de coté, dont il est constitué de quatre compartiments séparés par des cloisons. Quatre turbines puissantes sont disposées aux centres de ces compartiments (voir la figure 3-2).

b. Le décanteur secondaire :

Généralement, la biomasse cultivée dans le bassin d'aération est séparée dans décanteur par gravité. Le décanteur secondaire est l'ouvrage le plus important dans cette étude. Il est de type cylindro-conique raclé de 46 mètres de diamètre et 4.50 mètres de profondeur, avec une surface de contact avec l'aire de 1661 m². Les hauteurs de la partie cylindrique et celle comique sont de 4 et 0.5 mètres respectivement. Ce décanteur possède une passerelle (pont tournant) et deux racleurs, l'un à la surface et l'autre au fond du bassin. La passerelle est construite à partir de tôles en acier inoxydable pliées. Par contre le racleur de surface, fabriqué en caoutchouc, il permet d'écrémer les matières flottantes en surface, qui s'écoulent vers une goulotte et renvoyées vers le système de prétraitement. Les boues sont dirigées vers le fond du décanteur secondaire au niveau de la fosse septique dont l'objectif est de concentrer et d'aspirer les boues par des pompes à vise. Le racleur de fond permet de pousser la boue autour de cette fosse pour préparer le pompage de celle-ci.

3.2.2.4 Le traitement tertiaire

Cette phase de dépollution, est complémentaire, a pour objectif principal de finir plus au moins l'épuration afin d'assurer l'élimination des substances dangereuses tels que les germes vivants, les virus et les bactéries. Ce traitement est généralement effectué dans des ouvrages nommés bassins de désinfection.

Il existe de nombreuses techniques de désinfection des eaux. Les techniques disponibles actuellement dans le monde sont les suivantes:

- Désinfection à l'ozone,
- Désinfection par rayonnement UV,
- Désinfection utilisant le chlore.

Dans la station d'épuration de la ville de Sétif le bassin de désinfection est de volume de 15000 m³, dont la concentration de dosage du chlore est de 6000 mg/L.

3.3 Principe des prélèvements des échantillons

Les prélèvements constituent l'étape la plus importante pour l'évaluation des concentrations et des charges traitées et rejetées par la station d'épuration. Fiaux (2005) juge que le prélèvement d'échantillons en entrée de la station est problématique et est très difficilement représentatif. Il pense aussi que pour les stations d'épuration de forte capacité avec un personnel à temps plein, des prélèvements rigoureux sont effectués régulièrement à chaque étape de traitement pour les auto-contrôles ; sur les eaux brutes d'entrée sans les cycles internes, à la sortie du décanteur primaire ainsi que sur les eaux traitées. Ces informations permettent de dresser un bilan assez précis du fonctionnement annuel des installations et d'exercer une exploitation rationnelle de celles-ci. Mais aussi comme nous verrons des informations sont nécessaires pour la simulation et la commande des procédés de fonctionnement.

3.3.1 Préparation des bidons avant prélèvement

Les prélèvements ont été effectués dans des récipients en polyéthylène, ce thermoplastique est plus dure, résiste à des températures élevées et présente des meilleures conditions pour le stockage. Cependant, la porosité du polyéthylène peut entraîner une légère évaporation. Avant chaque échantillonnage, ces récipients ont été préalablement plongés dans un bain de l'acide nitrique (HNO₃ 5%) pendant environ 15 minutes, puis rincés à l'eau distillée.

3.3.2 Prélèvement sur le terrain et paramètres analysés

Les prélèvements sont situés aux endroits suivants:

- à l'entrée de la station avant et après le prétraitement (eau brute);
- à la sortie du décanteur primaire (après décantation primaire);
- au niveau du bassin d'aération ;
- à la sortie du décanteur secondaire (eau épurée);
- au niveau du décanteur secondaire (boues fraîches et boues de recirculation) vers l'épaississeur (boues épaissies).

3.3.2.1 Pour étudier le fonctionnement de la station en temps sec

Nous avons prélevé simultanément, à l'entrée et à la sortie de la station de Sétif, des échantillons de cinq litres d'eaux par temps sec. Les prélèvements, réalisés en continu sauf les jours fériés et les week-ends et en temps régulé, sont effectués manuellement et par temps sec. Les paramètres physico-chimiques et biologiques réalisés dans les endroits suivants :

1. *Les paramètres physico-chimiques mesurés sur le terrain* (par les moyens de la station d'épuration) lors des prélèvements sur les échantillons non filtrés sont :

La température (°C), le pH, la conductivité ($\mu\text{S}/\text{Cm}$), transparence et l'oxygène dissous.

2. *Les paramètres effectués au niveau de laboratoire de la station* sont :

MES, DCO, DBO₅, NO₂⁻, NO₃⁻, NH₄⁺, SO₄²⁻, TN, Pt.

3. *Les paramètres analysés au laboratoire de Génie des Procèdes Chimiques (LGPC) de l'université de Sétif-1:*

La température, le pH, la conductivité, la décantabilité des boues, MS, IM (SVI) et MES.

Pour les boues activées, on réalise des prélèvements à sortie du bassin d'aération (boues fraîches), sur le décanteur secondaire (boues recirculées), et sur l'épaississeur (boues épaissies). Les analyses réalisées peuvent être :

T°, pH, O₂ dissous, décantabilité des boues, MES, MV, MS, IM (SVI), NO₂⁻, NO₃⁻, NH₄⁺, SO₄²⁻, TN, Pt et par fois des observations microscopiques.

3.3.2.2 Pour étudier la vitesse de sédimentation des boues activées

Nous rappelons que les boues utilisées dans cette étude proviennent du bassin d'aération de la station d'épuration de Ain Sfiha (liqueur mixte). Les expériences de décantation, ont été réalisées au laboratoire de génie des procédés chimiques (LGPC). Ces prélèvements immédiatement utilisés après prélèvement.

Les prélèvements réalisés sur l'éprouvette de décantation sont effectués hebdomadairement au cours de l'année 2011/2012. Les paramètres physicochimiques étudiés sont : la température, le pH, la conductivité, décantabilité des boues, les matières en suspension (MES) et IM (SVI).

3.4 Techniques analytiques utilisées

Les principaux protocoles expérimentaux pour les différentes analyses physico-chimiques concernant les eaux usées et les boues activées sont respectivement résumées dans l'annexe 2.

3.4.1 Mesure des paramètres physico-chimiques et biologiques des eaux usées

- *Le pH et la température* : ont été déterminés par un pH-mètre de type Hanna muni d'une sonde mesurant la température, l'étalonnage de l'appareil a été réalisé avec des solutions tampons commerciales à pH 4,0 ; 7,0 et 10,0.

- *La conductivité* : a été mesurée par un conductimètre de type Hanna. L'étalonnage de l'appareil est effectué à l'aide de série d'étalons de chlorure de potassium (KCl), le facteur de correction est estimé à 25 °C.

- *La demande chimique en oxygène (DCO)* : est mesurée par un photomètre de type Macherey-Nagel, Nano-Color. Ce photomètre a utilisé aussi pour mesurer N-NO_2^- , N-NO_3^- , N-NH_4^+ , SO_4^{2-} , TN, Pt.

- *La demande biochimique en oxygène en 5 jours (DBO₅)* : la mesure de DBO₅ est utilisée comme base pour la détection de matière organique biodégradable dans l'eau. L'appareil de détection utilisé est l'OxyTop de six (6) échantillons.

- *Le carbone organique total (COT)* : est mesuré par appareil de type SHIMADZU TOC-V_{CPH}. La calibration de cet appareil est effectuée par le réactif Potassium Hydrogen Phtalate (KHP). Le temps de mesure est estimé à environ de 15 minutes par échantillon et l'appareil est muni d'un passeur automatique de 56 échantillons.

3.4.2 Mesure des caractéristiques physico-chimiques des boues activées

- *Matières en suspension (MES)* : pour la détermination des MES des différentes boues activées nous avons essayé d'utiliser deux méthodes, par filtration d'un volume d'eau usée sur filtre cellulosique (0,45µm) selon le protocole de Rodier (2009) et par centrifugation (norme AFNOR NF T 90-105-2) à 4500 tours/min pendant 20 minutes, le culot est récupéré et mis séché à l'étuve à 105 °C pendant 24 heures.

- *Matière volatile en suspension (MVS)* : Les MVS sont déterminées en pesant le résidu de boues suite à une calcination au four à 550 °C pendant trois heures.

Paramètres caractérisant la sédimentation des boues:

- *Indice de décantation des boues (SVI)* : Le SVI représente le volume occupé par un gramme de boue après trente minutes de décantation dans une éprouvette d'un litre. Cet indice représente donc le rapport entre le volume de boues décanté après trente minutes en mL/L et la teneur des matières en suspension (MES) en g/L introduit dans l'éprouvette. Le SVI est exprimé en mL/g.

- *Vitesse de sédimentation initiale (V_{ZS})* : Les mesures sont réalisées dans des éprouvettes de deux litres environ (Norme expérimentale AFNOR T 97-001), elles consistent de suivre la hauteur de l'interface liquide-solide dans l'éprouvette en fonction du et généralement pendant 2 heures de décantation. La grandeur V_{ZS} est exprimée en m/h, elle dépend fortement de la concentration en suspension (MES) et de l'indice de décantabilité des boues (SVI). Cette vitesse est traduite par l'aptitude des boues à décanter. Toutefois, la vitesse de sédimentation est déterminée par la pente de la droite dans la zone de sédimentation (pour plus de détails voir Chapitre 5).

3.5 Conclusion

L'objectif principal de ce chapitre, est de présenter les moyens qui ont été entrepris jusqu'à ce jour, par l'Office National d'Assainissement (ONA) pour restaurer notre environnement, et à montrer l'importance de la gestion quotidienne des activités de la station d'épuration afin d'assurer la bonne marche des installations et des ouvrages.

Nous avons présenté le site expérimental et les différents ouvrages utiles à notre étude qui permet de comprendre et d'améliorer le fonctionnement de cette station d'épuration. Une brève description de notre procédé qui a été faite, soulignons que les efforts sont entrepris pour une opération qui tienne compte du comportement dynamique de ces ouvrages.

Nous avons expliqué également la méthodologie générale appliquée pour les prélèvements et les analyses effectuées afin de mener à bien nos objectifs.

*CHAPITRE 4- ÉTUDE ET ANALYSE DU COMPORTEMENT
DE LA STATION D'ÉPURATION*

Ce chapitre est dédié à l'étude et l'analyse du comportement des différentes composantes de la station d'épuration. Il est basé sur une étude expérimentale et des informations très importantes collectées à partir de la station d'épuration de Sétif afin de déterminer et de quantifier les effets des paramètres opératoires influençant le processus de traitement et la gestion de la station. Dans ce chapitre, nous décrivons la dynamique journalière des concentrations des polluants (MES, DCO, DBO₅, NTK, etc.), l'évolution des flux de matières entre les différents ouvrages ainsi que l'effet des paramètres de décantation des boues et les variations des concentrations en boues activées dans le couple aérateur/décanteur.

4.1 Contexte général

La ville de Sétif est l'une des plus grandes villes de l'Algérie, avec une superficie de 127,30 Km² pour un peu plus de 288 461 d'habitants selon les estimations effectuées en 2008, soit une densité 2266 Hab./Km². L'assainissement à Sétif commence à devenir une préoccupation majeure par les autorités locales et les acteurs de l'eau. Tandis que la politique de l'assainissement en Algérie est très récente, la prise de conscience de la nécessité de traiter les eaux usées domestique avant leur rejet dans le milieu récepteur a commencé à la fin des années 80, aboutissant au lancement du programme d'assainissement de l'eau à Sétif en 1990. C'est la date de démarrage des premiers travaux de construction de la station d'épuration des eaux usées urbaines de la ville de Sétif.

A partir des données collectées et des analyses réalisées au niveau de la station d'épuration, et des analyses complémentaires effectuées dans le Laboratoire de Génie des Procédés Chimiques (LGPC) de l'Université de Sétif, des bilans métrologiques sont effectués et analysés régulièrement pendant 24 heures, durant les trois années hydrologiques, de octobre 2009 à octobre 2012.

4.2 Evolution des précipitations mensuelles et annuelles à Sétif

En climat semi-aride, les précipitations annuelles sont très variables d'une année à une autre. Cependant, on distingue des périodes avec des années très pluvieuses et d'autres plus sèches. Les quantités des précipitations mensuelles donnent des informations utiles pour étudier la répartition des volumes entrant en station d'épuration.

Pour examiner la pluviométrie annuelle de la ville Sétif, on établit une série de suivi avec les valeurs chronologiques moyennes des cumuls de précipitations depuis les années 80.

Ces séries de données collectées sont fournies par la station principale de Météo-AERO Sétif, située à Ain Sfiha, à environ de 2 Km au sud-ouest de centre ville de Sétif.

La figure 4-1 présente les valeurs des précipitations annuelles à partir de 1981 à 2012. L'échelle adoptée permet de mieux visualiser les variations interannuelles et la tendance à long terme. Une première constatation est que les années 1983, 1994 et 2001 présentent des pluviométries très faibles et par conséquent sont considérées comme années extrêmement sèches (inférieure à 275mm) ; par contre les années 1982, 1984 et 2003 sont été assez humides, avec une moyenne annuelle supérieure à 520 mm. La pluviométrie moyenne de la ville de Sétif, pendant 32 ans est de 401 mm/an.

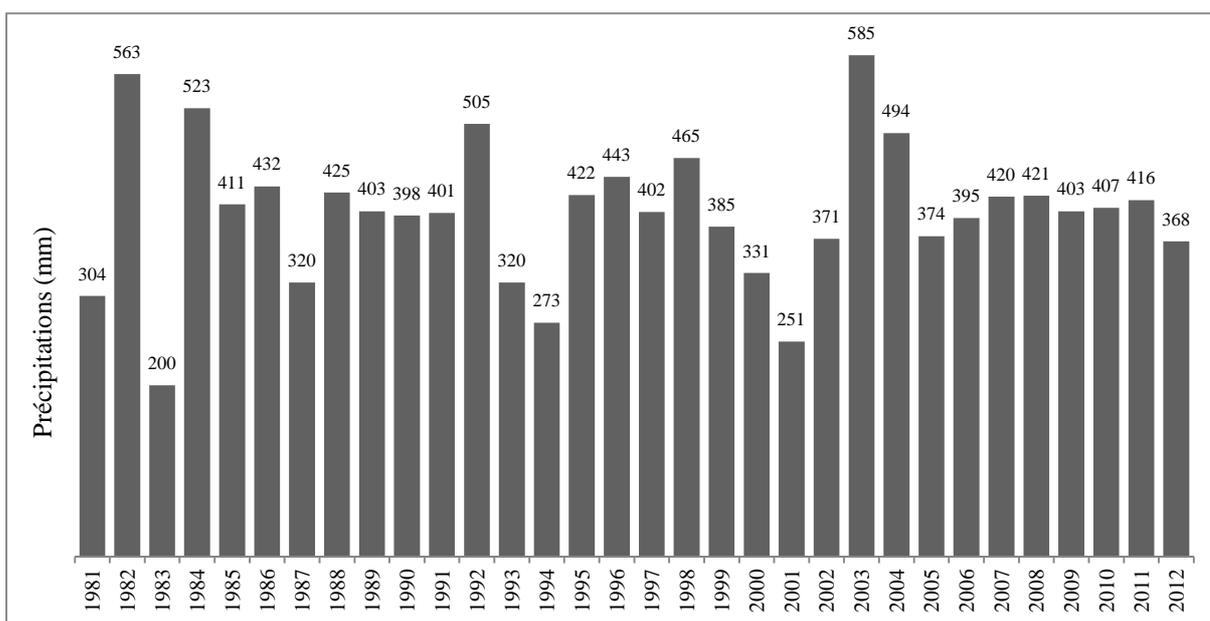


Figure 4-1. Précipitation annuelle, ville de Sétif, 1981-2012 (Station Météo-Aéro Sétif).

Notre étude est répartie sur les trois années hydrologiques (2009/2010, 2010/2011 et 2011/2012) ; et par conséquent il est intéressant d'examiner comment la pluviométrie a influencé le fonctionnement de la station d'épuration.

Tableau 4-1. Précipitations mensuels, périodes 2009/2010, 2010/2011 et 2011/2012.

Périodes	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Août	Sep	Moyenne	Total
2009/2010	13,1	28,8	33,6	36,2	46,5	44,7	52,1	67,4	17,8	3,0	23,2	3,4	30,8	370
2010/2011	45,2	47,8	20,0	13,3	121	33,0	73,8	33,8	17,4	6,0	10,4	15,2	36,4	437
2011/2012	39,8	32,6	19,4	44,8	53,8	14,2	86,2	6,6	16,4	1,6	14,8	16,4	28,9	347
moyenne	32,7	36,4	24,3	31,4	73,8	30,6	70,7	35,9	17,2	3,5	16,1	11,7	32,0	384

Le tableau 4-1 présente les valeurs des précipitations mensuelles pendant les trois années (2009-2012) où on observe également que la moyenne est très stable (32 mm). Les étés sont les plus secs, en moyenne mensuelle de 3.5 mm en mois de juillet ; par contre les hivers sont les plus humides, avec une moyenne de 74 mm/mois pendant le mois de février.

4.3 Comportement de la station d'épuration

La collecte et l'analyse des données sont reconnues comme étant les principales étapes d'une étude de dimensionnement, d'optimisation et/ou de modélisation. Ces données jouent un rôle très important dans le suivi et l'analyse du comportement de station d'épuration.

Des tris ont été faits pour éliminer des valeurs aberrantes présentes dans les séries de données collectées (comme les effluents d'abattoir, les jours de l'Aid El-Adha, valeurs du paramètre NH_4 supérieure à celles du paramètre NTK). Les valeurs écartées sont situées très en dehors des gammes de concentrations classiques définissant les effluents urbains.

4.3.1 Distribution des débits mesurés en station d'épuration

Les volumes d'eaux usées domestiques arrivant à la station d'épuration sont assurés par cinq stations de pompage, le déversoir d'orage a été placé à l'entrée de la station qui prévoit un by-pass des surcharges.

Avant d'entamer l'étude de distribution des volumes entrant en station d'épuration, nous présentons la figure 4-2 qui illustre le diagramme de répartition de différents débits. Les analyses présentées dans les sections suivantes s'appuient donc sur l'ensemble des mesures des débits effectuées en continu pendant 24 heures, durant les trois années de suivi.

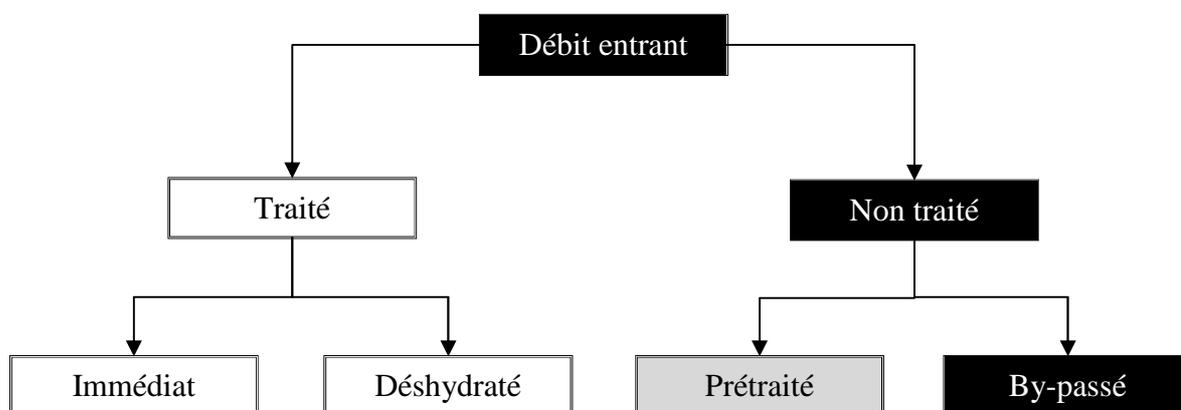


Figure 4-2. Diagramme de devenir des débits entrants.

À partir de l'année 2009/2010 les débits ou volumes journaliers entrant en station d'épuration, sont mesurés en continu sur une base des données horaires, sont répartis comme suit (cette répartition a notamment été inspiré par l'analyse de Dauphin 1998):

- Le débit entrant en station, mesuré sur au niveau du poste de relèvement principal, se répartit en volumes traité (subissant le traitement biologique) et non traité;
- Le débit traité mesuré, en sortie du décanteur secondaire, se compose d'une partie dont le traitement est immédiat (circuit "normal") et d'une autre partie qui est extraite (déshydraté) après traitement d'épaississement et de drainage au niveau des lits de séchage des boues qui seront envoyées vers le stockage. Notons que cette dernière partie est négligeable par rapport au débit total.
- Le débit non traité est divisé en volume d'eau ayant subit le prétraitement, mais ne passant pas dans la filière "boues activées", et un autre volume qui est by-passé directement vers l'oued au niveau du poste de relèvement principal.

Le suivi réalisé sur station d'épuration est réparti en trois années qui sont :

- Octobre 2009 à octobre 2010,
- Octobre 2010 à octobre 2011,
- Octobre 2011 à octobre 2012.

La figure 4-3 représente la répartition des débits entrant vis-à-vis de la chaîne de traitement.

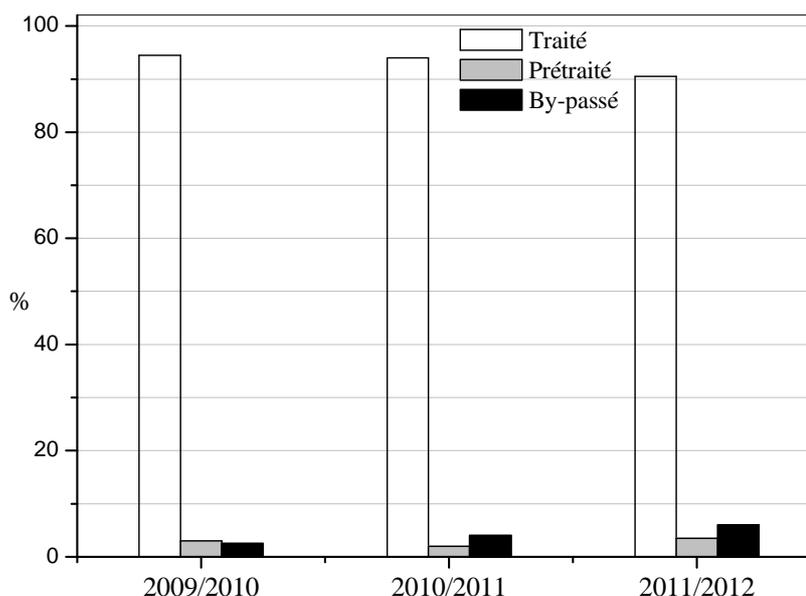


Figure 4-3. Devenir des débits entrants.

Il est instructif de noter que le volume dénommé 'prétraité' correspond au volume d'eau rejeté par la station d'épuration au niveau du traitement physique.

Tableau 4-2. Répartition des volumes annuels entrants en station d'épuration.

Volumes	Unité	Périodes			Moyenne
		2009/2010	2010/2011	2011/2012	2009/2012
Quantité de précipitation tombée (neige, pluie...)*	mm	370	437	347	384
Volume traité	m ³	5 470 420	5 678 350	5 812 180	5 653 650
	%	94.50	94.00	90.50	93,00
Volume prétraité	m ³	173 660	120 820	224 780	173 090
	%	3.00	2.00	3.50	2,83
Volume by-passé	m ³	144 720	241 630	385 340	257 230
	%	2.50	4.00	6.00	4,17
Volume total annuel	m ³	5 788 800	6 040 800	6 422 300	6 083 970
	%	100	100	100	100

* Valeurs de Station Météo-Aéro de Sétif.

On constate d'après le tableau 4-2, qu'il y a une légère augmentation des volumes traités biologiquement d'une année à une autre, et ce quelque soit la pluviométrie. Cependant, les pourcentages des volumes d'eaux non traitées biologiquement, que ce soit by-passées ou rejetées après prétraitement, sont d'une manière générale fonction de la pluviométrie. Il est toutefois très utile de distinguer que les types de pluies (torrentielles, faibles cadences, etc.) peuvent avoir un effet sur le fonctionnement de la station. Par exemple, en cas d'orages, les volumes by-passés sont plus élevés même pour une pluviométrie faible.

4.3.2 Etude préliminaire des débits journaliers entrant en station d'épuration

L'étude des volumes d'eaux entrant à la station est nécessaire afin d'améliorer le fonctionnement et la gestion de la station d'épuration. En effet, les débits arrivant à la station étant irréguliers, à certains moments de la journée, le débit est trop important pour être totalement traité et même en temps de pluie (le cas des événements pluviaux intenses et consécutifs) dont une partie est by-passée. Cette partie by-passée est généralement soumise à un prétraitement avant son déversement vers l'oued Boussalem.

La figure 4-4 illustre les variations de débits entrant à la station d'épuration, en temps sec pour différents jours, pendant les périodes 2010/2011 et 2011/2012.

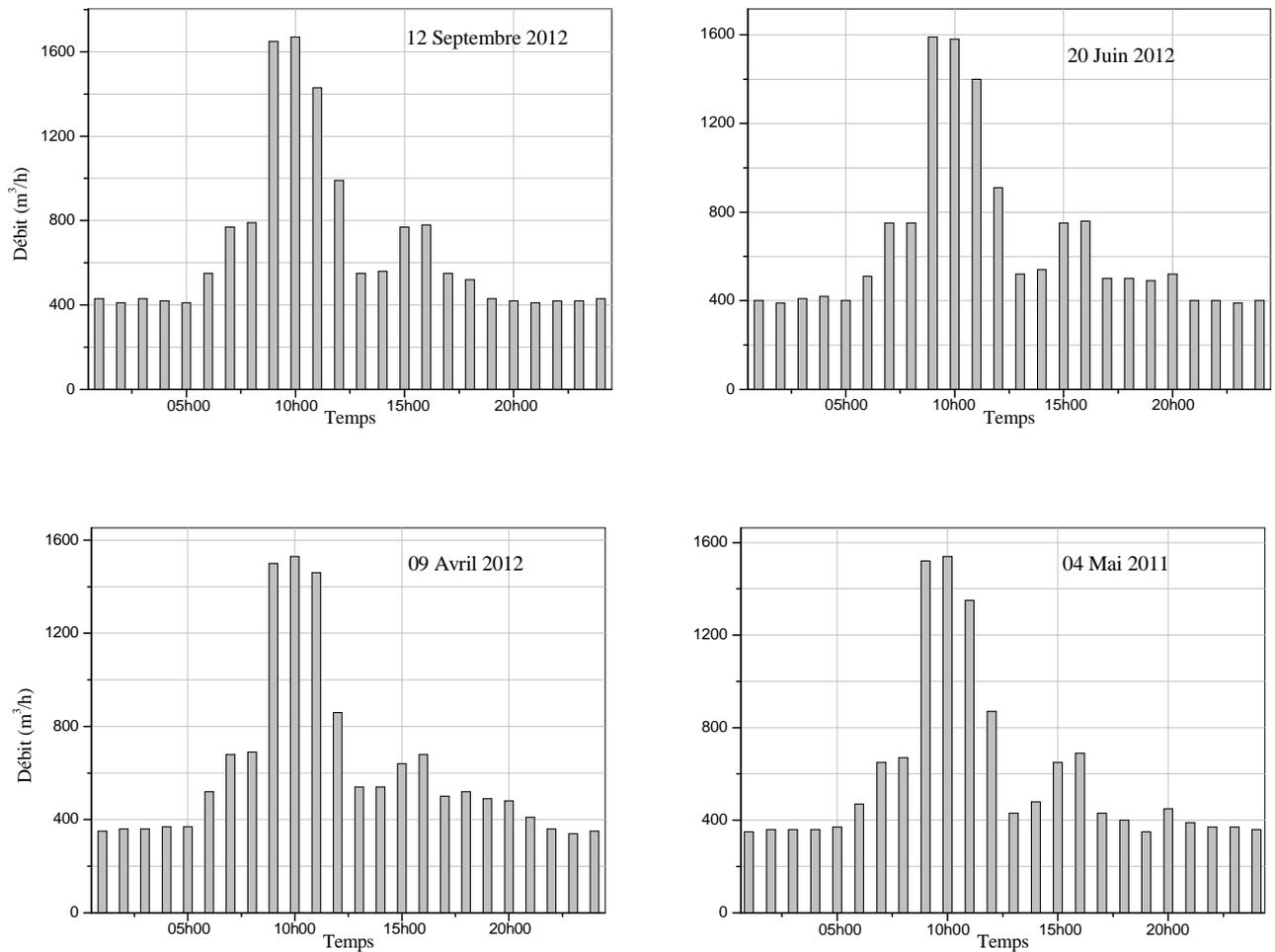


Figure 4-4. Variation des débits entrants, en temps sec.

Pour toutes ces journées, les débits entrants à la station d'épuration sont mesurés au niveau du poste de relèvement principal. Pendant certaines journées, notamment le 20 juin 2012 et 12 septembre 2012 entre 15h et 16h, des faibles fluctuations de débit ont été observées. Le débit va commencer considérablement à augmenter à partir du 6h du matin. Le maximum journalier est enregistré majoritairement entre 9h à 11h et par la suite, le débit chute doucement jusqu'au soir dans lequel un petit pic produit après le diner (20h00). En conséquence, le débit de base marqué à minuit et il reste à peu près constant jusqu'à 4h.

Les débits journaliers en entrée de la station d'épuration correspondent à la somme des débits traités, prétraités et by-passés qui alimentent le poste de relevage principal.

Les débits déversés au milieu récepteur ont été mesurés au niveau de poste de relèvement principale.

Le tableau 4-3 montre la distribution des volumes journaliers moyens au cours de la semaine.

Tableau 4-3. Volumes journaliers moyens par temps sec et par jour.

Jours	Unité	Périodes			Moyenne
		2009/2010	2010/2011	2011/2012	2009/2012
Samedi	m ³ /j	15400	15900	17560	16287
Dimanche	m ³ /j	14800	14970	16300	15357
Lundi	m ³ /j	14250	14500	16150	14967
Mardi	m ³ /j	14900	15200	16700	15600
Mercredi	m ³ /j	14950	14950	16350	15417
Jeudi	m ³ /j	14850	14850	16700	15467
Vendredi	m ³ /j	15150	15850	17020	16007
Moyenne	m ³ /j	14971	15246	16726	15586

Cependant il est important de préciser que durant les périodes du 01 au 31 juillet (concernant les trois années étudiées), aucun déversement au milieu récepteur n'a été constaté. La pluviométrie moyenne pour cette période est de 3.5mm, nous signalons aussi, que par temps sec, il n'y a aucun déversement direct par le déversoir d'orage. Par contre pour les événements pluvieux, le by-pass persiste toujours.

Les données présentées dans le tableau 4-3 peuvent être utilisées dans la modélisation et l'optimisation du fonctionnement de la station d'épuration. Pour le mode de fonctionnement en temps sec, nous avons constaté que le débit d'eaux usées est en moyenne plus élevé à la fin de la semaine (vendredi et samedi). Notons que le mardi est caractérisé par journée moyenne (15600 m³/j), d'autant que le lundi est spécifique par un débit en dessous de la moyenne.

4.3.3 Variation hebdomadaire du débit traité biologiquement

Les données collectées sont des résultats de bilans récoltés toutes les heures de la semaine, soit 168 valeurs de débits traités en biologie. La variation hebdomadaire de débit d'eaux usées traité en biologie est illustrée par la figure 4-5, où on remarque que le débit journalier prend entièrement la même variation pour les différentes semaines.

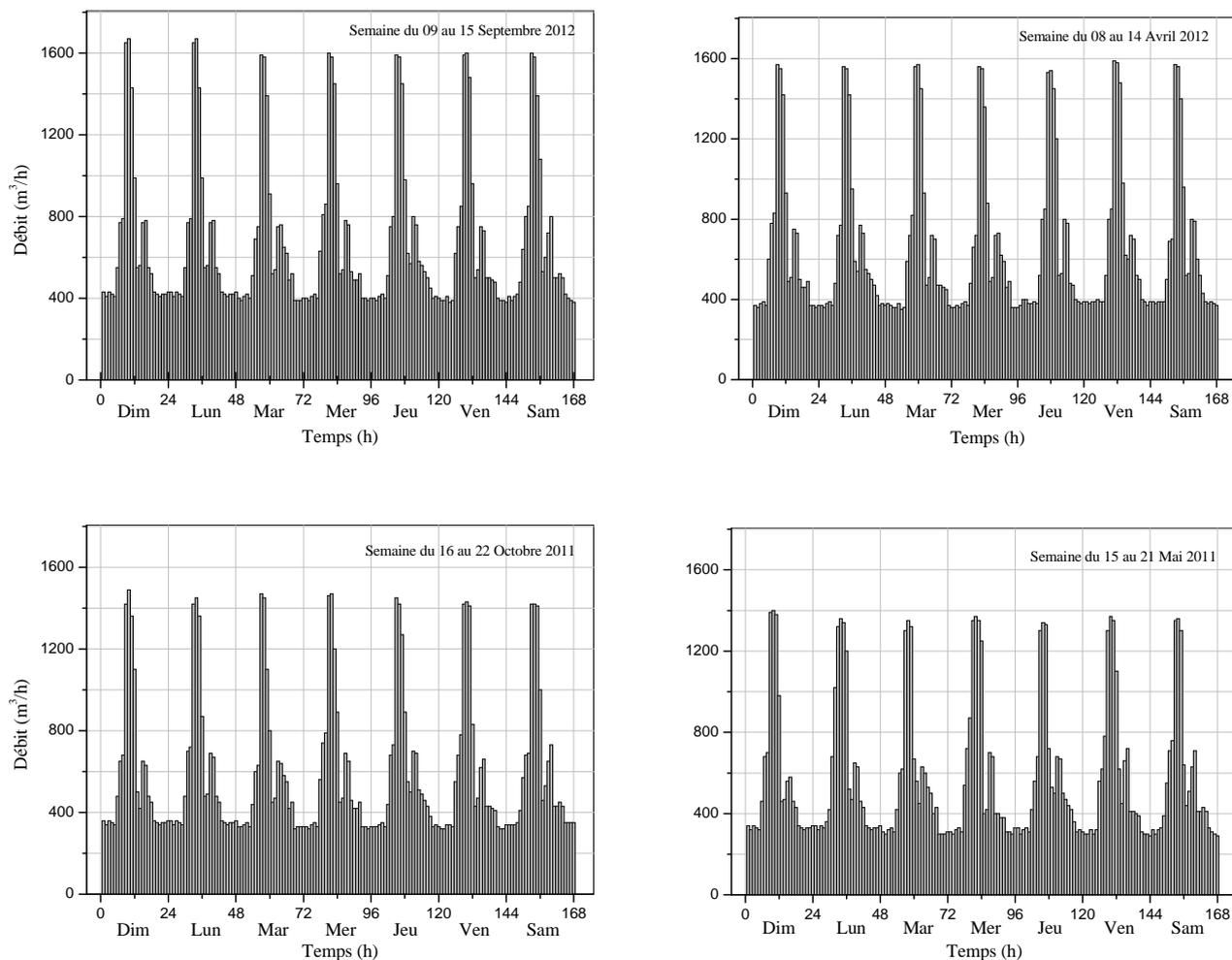


Figure 4-5. Variation hebdomadaire du débit.

Des tris ont été effectués sur les débits mesurés ; les débits écartés sont ceux correspondant aux événements pluviaux, les jours de l'Aïd, les arrêts exceptionnels comme les entretiens et les pannes. Notons que, le moi de ramadan a été aussi écarté à cause de la présence de pics intenses caractéristiques de ce mois.

Sur la figure 4-6, nous avons représenté la variation moyenne du débit hebdomadaire, calculée d'après les données collectées durant l'année 2011/2012, ainsi que les variations maximales enregistrées pendant cette période.

Le maximum enregistré correspond le débit de pointe en temps sec. La valeur maximale observée correspond à la journée de vendredi, journée de repos hebdomadaire, où le débit est de $1690 \text{ m}^3/\text{h}$, mesuré entre 9 et 11 heures. Pendant cette période, ce débit de pointe nécessite l'utilisation des deux chaînes de traitement, normale et de secours, dont l'objectif est d'absorber ces chocs hydrauliques.

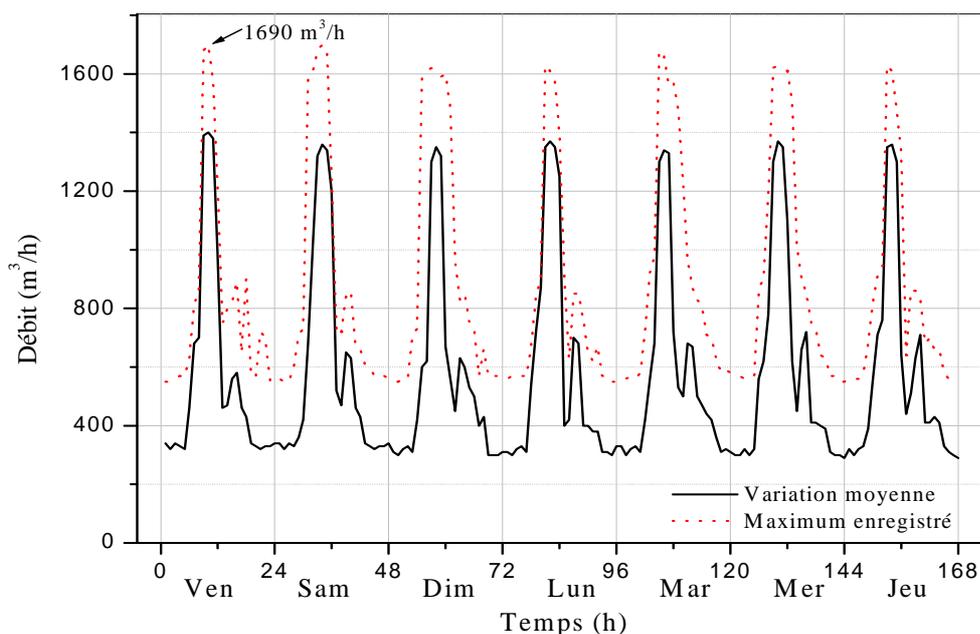


Figure 4-6. Variation à base annuelle et maximum enregistré.

Nous rappelons que le tri a été fait en éliminant également les fonctionnements exceptionnels, tels que la présence d'eaux grises, d'abattoir et de pluie.

4.3.4 La moyenne des volumes mensuels

Un volume journalier moyen, des trois années étudiées, est environ de 15500 m³. Ce volume a été mesuré sur la base des contrôles à l'entrée de la station d'épuration où seulement 14400 m³ ont été traités en biologie. Ces volumes sont à peu près les mêmes enregistrés sur la période allant de 2009 à 2012 (voir tableau 4-4), bien que la pluviométrie correspondante, se situant entre 347 à 437 mm selon la station météo de Ain Sfiha, soit sensiblement plus forte pour l'année 2012. Notons que les précipitations mensuelles en termes de pourcentages, durant les trois années, sont relativement bien équilibrées.

Tableau 4-4. Répartition des volumes mensuels moyens entrants en station d'épuration.

Volumes	Unité	Périodes			Moyenne
		2009/2010	2010/2011	2011/2012	2009/2012
Volume mensuel moyen entrant	m ³	482400	503400	535200	507000
Volume mensuel moyen traité	m ³	455868	473196	484356	471140
Volume min. journalier traité	m ³	9070	9340	9490	9300
Volume moyen journalier traité	m ³	15196	15773	16145	15705
Volume max. journalier traité	m ³	18440	19010	20340	19260

4.3.5 Conclusion

La période d'étude sur la station d'épuration de Sétif est très variable en termes de précipitation annuelle. Notons qu'une légère augmentation du volume annuel d'une année à l'autre (environ de 5%). Au cours des trois années étudiées, 93% du volume entrant en station a été traité biologiquement, ce qui confirme la fiabilité de la station d'épuration de Ain S'Fiha de Sétif. Nous signalons que les volumes d'eaux parvenant à la station ainsi que les qualités de ces eaux sont très fortement dépendants de la pluviométrie et de réseaux de raccordement.

4.4 Caractéristique des eaux entrant en station d'épuration

Les concentrations et les paramètres caractérisant les eaux usées domestiques entrant en station d'épuration, sont essentiels pour assurer la qualité finale de l'effluent, la gestion et le choix de traitement approprié des stations d'épuration.

Les résultats ci-dessous, présentent le suivi de qualité des eaux usées entrant en station d'épuration durant l'année 2011/2012. Ces effluents ont été prélevés en continu durant 24 heures et en temps régulé (généralement toutes les 4 heures). Ces échantillons permettent de définir l'identité de l'effluent entrant en station d'épuration.

Les prélèvements de temps sec sont effectués sur la conduite de refoulement. Les récipients (environ de cinq litres) sont remplis par immersion en trois points différents et transportés en glacière depuis les points de prélèvement jusqu'au laboratoire. Les échantillons prélevés sont homogénéisés avant d'être soumis à l'analyse.

4.4.1 Charges moyennes entrantes en station d'épuration

Les prélèvements d'échantillons devront s'effectuer avec le plus grand soin pour des prises d'échantillon instantané, ceci a pour but de fournir des renseignements qualitatifs. Nous nous sommes intéressés plus particulièrement aux différents éléments ayant chacun un rôle spécifique dans les opérations de purification biologique.

Les concentrations moyennes durant l'année 2011/2012, le maximum enregistré et les ratios caractérisant les eaux usées urbaines de la ville de Sétif sont présentés dans le tableau 4-5.

Les résultats indiqués dans tableau 4-5, ont permis de conclure que les concentrations moyennes des paramètres de pollutions sont concordantes avec celles de la littérature (voir détails dans le chapitre 1).

Tableau 4-5. Les principaux paramètres et ratios caractérisant les effluents entrant en station d'épuration, période 2011/2012.

Caractéristiques des principaux paramètres									
Paramètres	pH	DBO ₅	DCO	MES	NTK	N-NH ₄	N-NO ₂ ⁻	N-NO ₃ ⁻	Pt
Unités	--	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L
Moyenne	7.58	380	1020	475	71.3	58.4	5.8	7.48	5.5
Maximum enregistré	8.30	450	1070	665	84.5	65.7	7.2	8.40	7.1
Minimum enregistré	6.65	270	720	315	35.8	24.2	2.8	3.1	2.4
Ratios caractéristiques des principaux paramètres									
Ratios	DCO/DBO ₅	MES/DBO ₅	NTK/DCO	DCO/NTK	DCO/ Pt	N-NH ₄ /NTK			
Moyenne	2,68	1,25	0,07	14,31	185,45	0,82			
Maximum enregistré	3,96	2,46	0,12	29,89	445,83	1,84			
Minimum enregistré	1,60	0,70	0,03	8,52	101,41	0,29			

Dans le cas général, l'implantation des stations d'épuration ont pour but principal d'assurer un traitement des matières en suspension (MES), de la charge organique (DCO), de l'ammonium (NH₄⁺), du nitrate (NO₃⁻) et du phosphore. Pour les ratios, on observe des valeurs moyennes similaires à celles de la littérature sauf pour l'azote organique et l'azote ammoniacal. Les valeurs de différentes formes de l'azote et même pour le phosphore total dépassent parfois les normes exigées par les décrets exécutifs n° 06-141 du 19 Avril 2006 et n°10-23 du 12 janvier 2010.

4.4.2 Charges entrantes proportionnelles aux débits

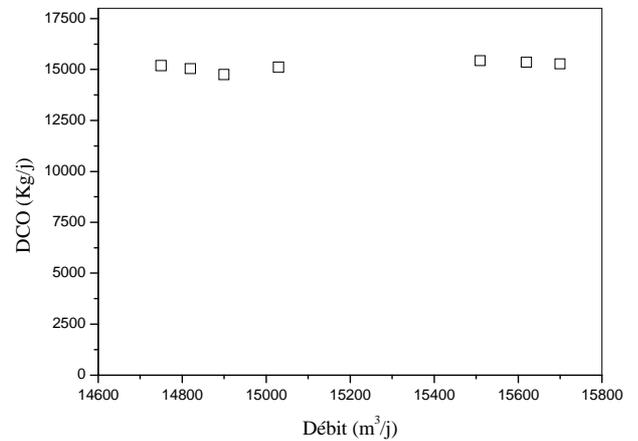
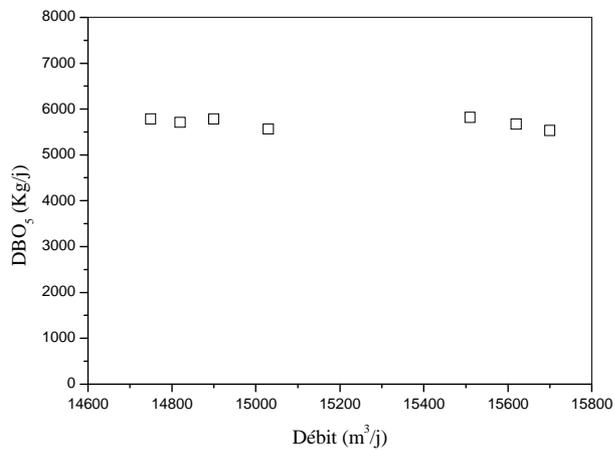
Au cours de l'année 2011/2012, des prélèvements, effectués en temps sec sur 24 heures, selon un protocole bien déterminé, ont été analysés afin déterminer l'effet du débit sur la charge à l'entrée. Les résultats des analyses sont présentés dans le tableau 4-6.

Nous avons constaté que sur l'ensemble des analyses physico-chimiques effectuées, les caractéristiques de l'effluent sont très différentes d'un événement à un autre. Le rapport entre DCO et MES est relativement élevé (2.85 g de DCO / g de MES).

Tableau 4-6. Prélèvements proportionnels au débit en entrée de station.

Paramètres	Débit	DBO ₅	DCO	MES	NTK	N-NH ₄ ⁺	N-NO ₂ ⁻	N-NO ₃ ⁻	Pt
unités	m ³ /j	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L
Lun 13/02/2012	15700	352	973	464	53	40	6.6	7.4	8.2
Mer 21/03/2012	14900	388	990	585	84	70	6.2	7.0	9.5
Lun 14/05/2012	15030	370	1005	460	73	62	5.5	7.7	11.0
Mer 06/06/2012	14750	392	1030	475	83	75	6.4	7.3	9.8
Mer 27/06/2012	15510	375	995	360	70	53	5.8	6.9	13.4
Mer 10/09/2012	14820	385	1015	470	68	50	5.1	7.4	12.0
Dim 16/10/2012	15620	363	983	450	61	47	6.1	8.3	8.7

Nous constatons que les concentrations moyennes diminuent légèrement quand le débit augmente (c'est le cas pour les DBO₅, DCO, MES, NH₄⁺ et NTK) (figure 4-6). Ces valeurs qui représentent la pollution ont un lien direct des différentes activités survenant au niveau de la ville de Sétif.



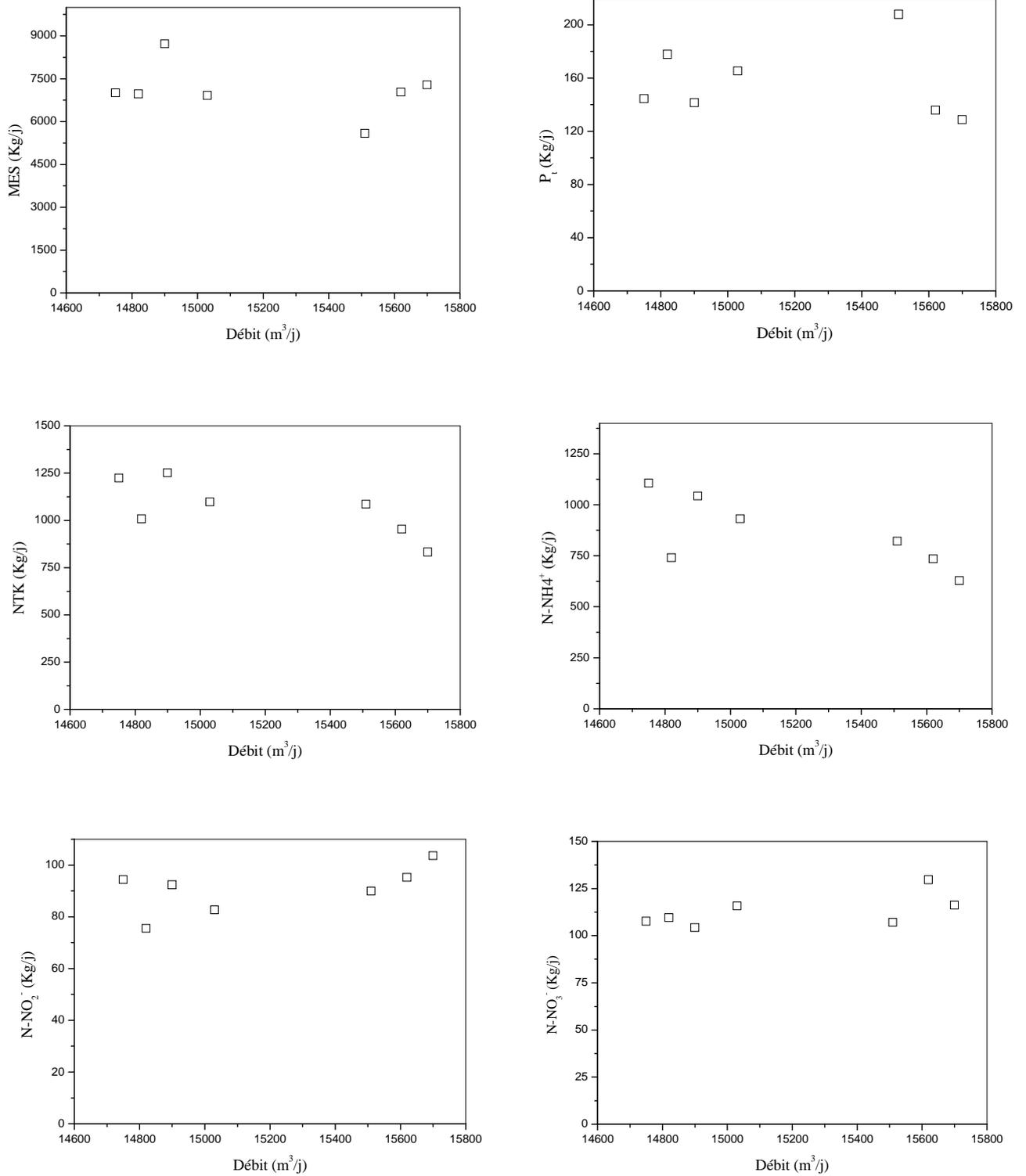


Figure 4-7. Evolution du flux de pollution proportionnel au débit, en entrée de station.

4.4.3 Evolution de la concentration de MES en sortie du prétraitement

Les mesures et les analyses des matières en suspension par temps sec et à la sortie du prétraitement permettent de contrôler le fonctionnement correct des stations d'épuration.

De manière générale, suite au traitement primaire des eaux usées, les concepteurs des stations d'épuration sont basés sur la quantité des matières en suspension (MES). À titre indicatif, ils ont estimé que le traitement de 1 litre d'eau usée municipale produit environ 400 milligrammes de matières en suspensions. Il est impératif de récupérer ces matières en suspension pour obtenir des eaux épurées de bonne qualité.

Globalement, nous avons remarqué que la variation de la quantité en MES au cours de la journée est proportionnelle au débit. En temps sec, plus le volume d'eaux usées entrant en station est élevé, plus l'effluent est moins concentré.

Tableau 4-7: Charge moyenne en MES par temps sec et par jour (en sortie du prétraitement).

Jours	[MES]	Périodes			Flux	Périodes		
	Unité	2009/2010	2010/2011	2011/2012	Unité	2009/2010	2010/2011	2011/2012
Samedi	mg/L	379	480	390	Kg/j	6553	8443	6958
Dimanche	mg/L	475	525	480	Kg/j	7766	8663	8112
Lundi	mg/L	460	520	560	Kg/j	7475	8632	9436
Mardi	mg/L	470	385	390	Kg/j	7196	6010	6185
Mercredi	mg/L	425	450	496	Kg/j	6630	7079	7926
Jeudi	mg/L	375	420	510	Kg/j	6525	7350	9155
Vendredi	mg/L	530	630	470	Kg/j	9355	11239	8502
Moyenne	mg/L	445	487	471	Kg/j	7357	8202	8039

4.4.4 Principaux paramètres influents sur le couple aérateur-décanteur

Le bassin d'aération constitue le cœur de la station d'épuration où les bactéries se développent dans le bassin qui est alimenté d'une part en eaux usées à traiter et d'autre part en oxygène par des apports d'air. Les concentrations des MES dans le circuit du traitement biologique du couple aérateur-décanteur dépendent de plusieurs paramètres tels que : le mode d'aération (temps et type d'aération), taux de boues recirculées et extraites, etc.

4.4.4.1 Variation du temps d'aération

Les besoins journaliers en oxygène sont en rapport avec la quantité des microorganismes présentes dans le bassin d'aération et lié directement à la charge organique journalière et son mode de dégradation, ainsi que la quantité d'azote à nitrifier.

Le contrôle de transfert d'oxygène dans le bassin d'aération conduit à la bonne gestion de la qualité et de la fiabilité du traitement des eaux usées. Il convient de noter qu'on cherche souvent à minimiser le temps le temps d'aération, pour un traitement efficace et plus économique.

Durant les premières années de la mise en marche de la station d'épuration, les turbines des bassins d'aération, l'oxygène dissous et les matières carbonées de l'effluent sont commandées par le potentiel redox. La durée de l'aération reflète les besoins en oxygène des microorganismes.

Après la défaillance du système automatique du contrôle d'oxygène, les opérateurs de la station d'épuration ont été contraints à trouver des modes de fonctionnements manuels qui permettent d'assurer la quantité d'oxygène nécessaire à la croissance des microorganismes en fonction des charges traitées. A titre d'exemple, deux types de réglage manuels de temps d'aération, effectués sur le bassin d'aération de la ville se Sétif, sont donnés par la figure 4-8, où pour les faibles charges, le temps d'aération est de un quart d'heure pour toutes les heures, et pour les moyennes charges, ce temps est d'une demi heure.

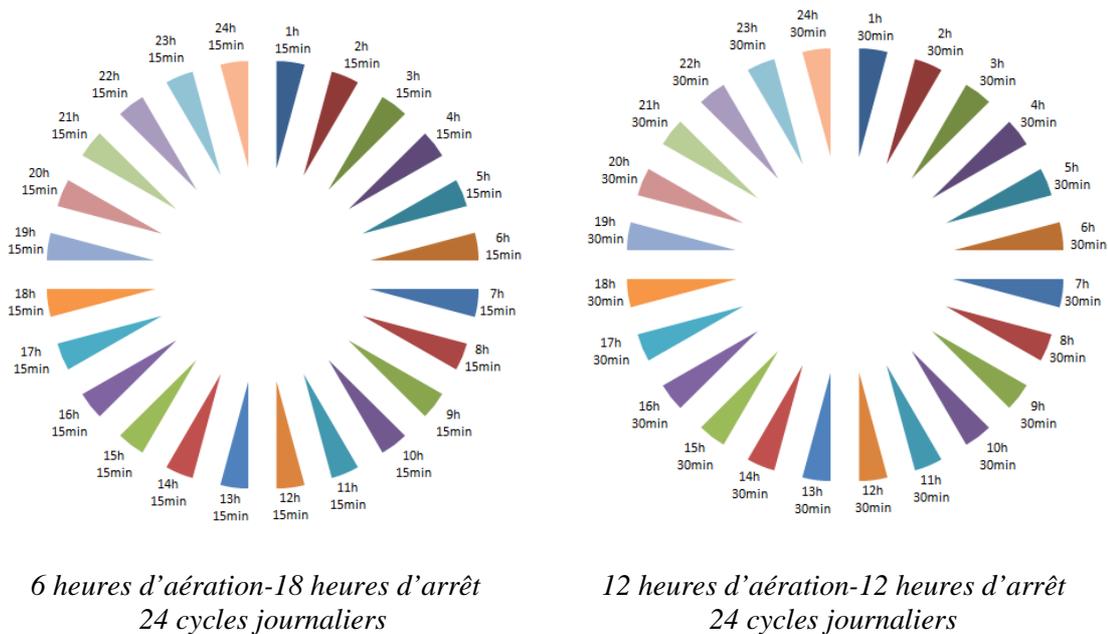


Figure 4-8. Exemples de réglages le temps d'aération.

D'autres modifications ont été faites sur le réglage des temps de système d'aération en fonction de l'enregistrement d'oxygène dissous sur une période de 24 heures afin d'obtenir des concentrations d'oxygène dissous en tenant compte des différents paramètres tels que MES, Charges, puissance des turbines, température de l'effluent, etc. Au cours d'un cycle journalier, le temps d'aération maximum enregistré est de 45 min/ heure, qui correspond aux débits de pointes, de 09 à 11 heures.

Nous signalons l'importance capitale du contrôle de la concentration de l'oxygène dissous, du fait que :

- une concentration faible, entraîne une mauvaise croissance microbienne et par conséquent une mauvaise épuration,
- une concentration élevée (sursaturée, plus que nécessaire), représente d'un coté un gaspillage énergétique, et d'autre coté entraîne une mauvaise décantabilité des boues au niveau du décanteur secondaire par la présence des bulles.

4.4.4.2 Recirculation des boues activées

Afin d'assurer le bon réglage du temps d'aération, tout d'abord il est nécessaire d'adapter des réglages spécifiques de la recirculation des boues activées, un taux de recirculation entre 100 et 150% du débit journalier pour un système à faible charge.

Lorsque le bassin d'aération reçoit une charge très faible par rapport au débit de pointe, le taux de recirculation est de l'ordre de 150 à 200%. Ceci à pour but de réduire les risques de pertes de boues (Duchène, 1990). Toutefois, la répartition des périodes de recirculation à la station d'épuration de Sétif reste indépendante de cycles d'aération. Nous avons obtenu un taux de recirculation moyen :

$$\tau = \frac{\text{Débit entrée}}{\text{Débit recirculé}} = \frac{Q_r}{Q_e} \approx 82 \%$$

4.4.4.3 Concentrations en MES en traitement biologique

Les boues activées engendrées dans le bassin d'aération sont dirigées vers le décanteur secondaire où se produit la séparation liquide-solide dont une grande partie est renvoyée dans le bassin d'aération et l'autre partie dirigée vers les unités de traitement des boues.

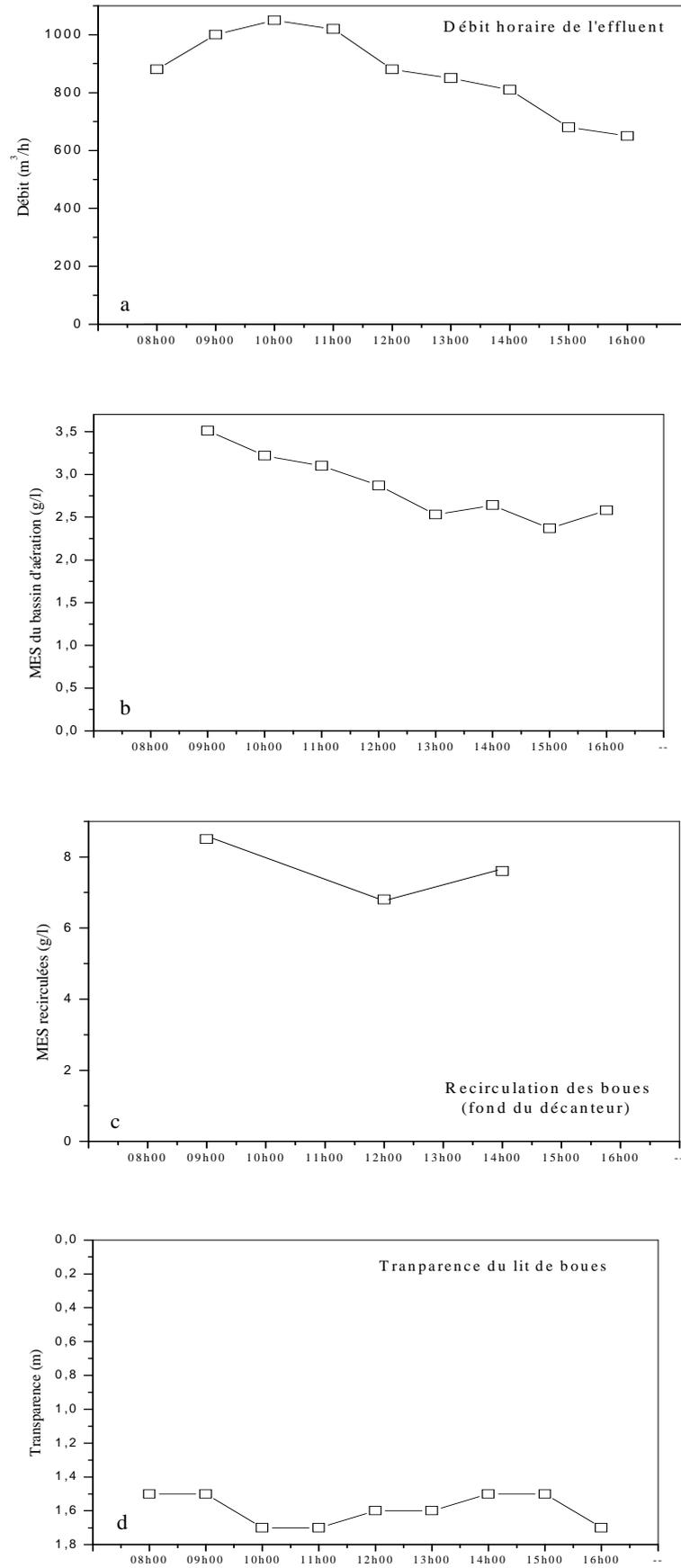


Figure 4-9. Variations des concentrations en boues activées.

Les variations quotidiennes des matières en suspension (MES) ont été suivies pendant la journée du 14 février 2012, de 08h00 à 16h00. Les débits volumiques de l'effluent et les concentrations en MES dans le bassin d'aération ainsi que la transparence dans le décanteur secondaire, ont été déterminés toutes les heures (figure 4-9, a-d). Ces variations ont été calculées à partir des données obtenues en continue. Notons que suite aux difficultés de prendre des mesures de concentrations au niveau du puits de soutirage, seulement trois prélèvements ont été effectués, dont la moyenne des concentrations recirculées est de 7.2 g/L (figure 4-9, c).

4.4.5 Estimation et exploitation des données de fonctionnement

L'ensemble des données issues de la station ont été mesurées au laboratoire. Cependant, il est important de préciser que durant les trois années étudiées, d'octobre 2009 à octobre 2012, le débit moyen traité est de 15700 m³/j, avec une concentration moyenne en boues activées, en matières en suspension dans le bassin d'aération, égale à 2.85 g/L. Par contre la concentration moyenne des Matières Volatiles en Suspension correspondante est de 2.09 gMVS/L (qui sont déterminées dans un four à 550 °C, voir détails dans le chapitre 3). Pour maintenir une certaine concentration des boues dans le bassin d'aération, favorable pour une bonne activité microbienne, on est amené à effectuer des soutirages de boues activées qui sont envoyées vers l'épaississement et le séchage. Ces quantités extraites sont de 1247 Kg de boues (en MES) par jour.

On peut maintenant calculer les principales grandeurs caractéristiques le traitement biologique (voir § 1.4.3 et tableau 4-5) :

- *La charge moyenne DBO₅ en entrée de la station :*

$$\text{Charge moyenne (DBO}_5) = \text{Concentration (DBO}_5) \times \text{Débit journalier moyen}$$

$$\text{Charge moyenne (DBO}_5) = 380 * 15700 = 5966 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- *Le temps de séjour hydraulique :*

$$\text{Temps de séjour hydraulique} = \frac{\text{Volume du bassin d'aération}}{\text{Débit entrant}} = \frac{5000}{15700} = 0.32 \text{ jours}$$

- *La charge organique massique :*

$$\text{Charge organique massique} = \frac{5966}{2.09 \times 5000} = 0.571 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MV.j}$$

- L'âge des boues :

$$\text{âge des boues} = \frac{2.85 \times 5000}{1247} = 11.4 \text{ jours}$$

- La production spécifique des boues :

$$\text{Production spécifique des boues} = \frac{1247}{5966} = 0.21 \text{ KgMES/KgDBO}_5$$

Si on tient compte des deux critères relatifs à la production spécifique de boues et l'âge des boues, le mode de fonctionnement de la station d'épuration de la Sétif est la limite du système à très faibles charges (aération prolongée) (voir chapitre 1, tableau 1-6). Par contre, si on prend en considération le critère relatif à la charge organique massique, le mode de fonctionnement du procédé de traitement est de moyenne charge.

4.4.6 Echanges entre le bassin d'aération et le décanteur

Sur les trois d'années étudiées, nous rappelons les valeurs moyennes obtenues :

- concentration moyenne du bassin d'aération : 2.85 g/L,
- débit moyen à la sortie du décanteur vers milieu récepteur : 15200 m³/j,
- temps de séjour dans le bassin d'aération : 7 heures et 38 minutes,
- temps de séjour dans le décanteur : 10 heures et 10 minutes,
- débit moyen de recirculation : 12800 m³/j
- profondeur moyenne du voile de boues : 2.5 à 3 m,
- quantité moyenne journalière de boues dans le bassin d'aération : 14250 Kg de MES,
- quantité moyenne transférée du bassin d'aération vers le décanteur : 81225 Kg de MES par jour,
- concentration moyenne au fond du décanteur : 7.2 g/L
- stock moyen de boues activées dans le décanteur : 4153 Kg de MES.

La figure 4-10 présente un résumé sur la situation des échanges entre le bassin d'aération et le décanteur secondaire au cours d'une journée moyenne en temps sec.

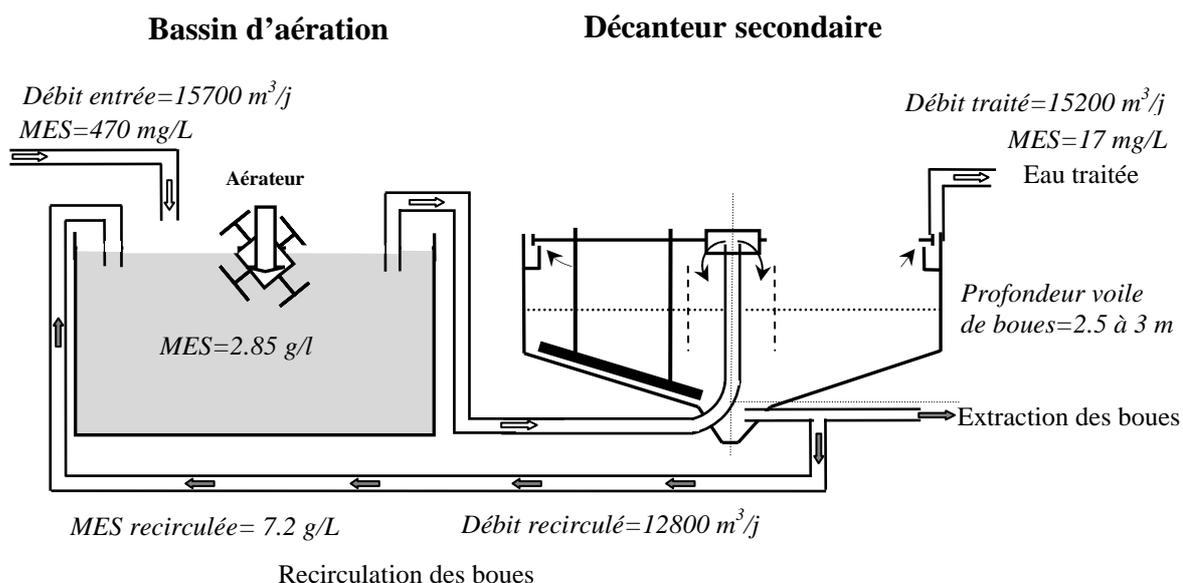


Figure 4-10. Schéma d'échanges des boues entre bassin d'aération et le décanteur.

Les concentrations des boues recirculées, le débit recirculé et les concentrations en MES dans le bassin d'aération ne sont pas les mêmes en une journée. Ces variations sont dues d'une part à la hauteur des voiles de boues et d'autre part à l'extraction des boues envoyées vers l'épaississement.

Les calculs précédents des différents paramètres sont importants pour effectuer des simulations de fonctionnement de la station, par exemple en cas de surcharges ou en temps réels.

4.5 Qualité des eaux épurées

Les prélèvements effectués à l'entrée et à la sortie de la station d'épuration sont généralement réalisés en même temps. Durant l'année 2011/2012, plusieurs prélèvements en temps sec ont été effectués pour but de vérifier la capacité et la cadence épuratrice de la station d'épuration, afin de répondre aux exigences réglementaires et à la politique et les normes liées aux réseaux communautaires d'eaux usées dans les collectivités.

4.5.1 Caractéristiques de l'effluent en sortie de la station

Le tableau 4-8 indique les paramètres biologiques et physicochimiques de pollution à la sortie de la station d'épuration. Ces données sont calculées à base moyenne de temps sec durant l'année 2011/2012. Nous avons aussi effectués des tris concernant les valeurs aberrantes présentes dans les séries de données collectées (voir § 4.3).

Tableau 4-8. Les principaux paramètres caractérisant l'effluent en sortie de station.

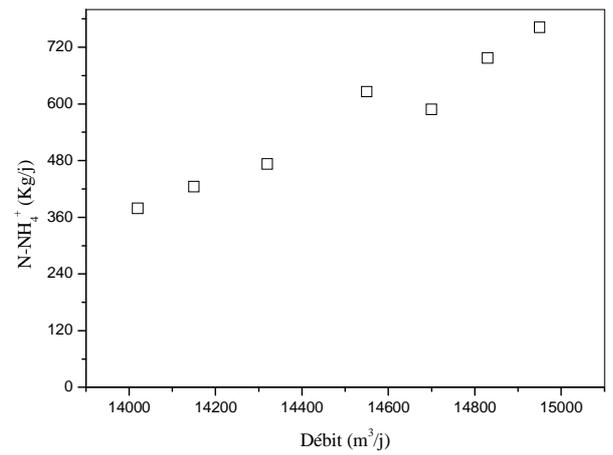
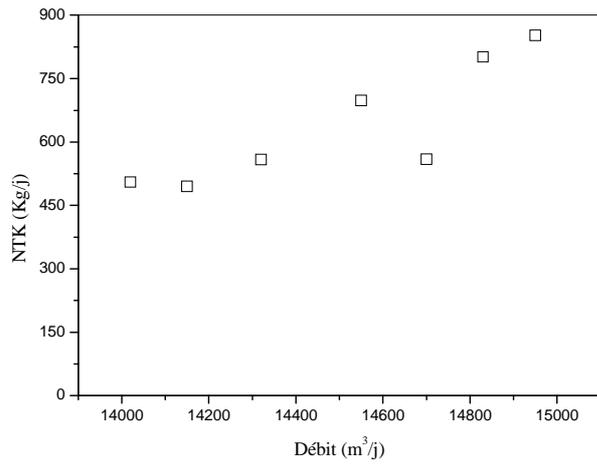
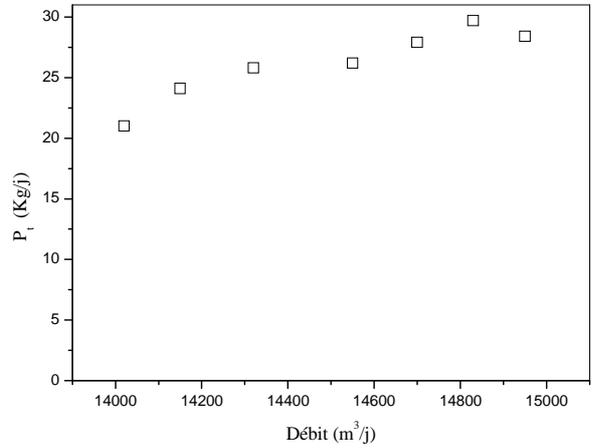
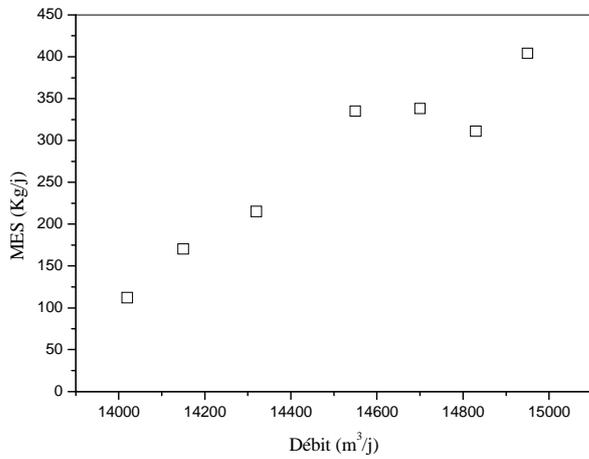
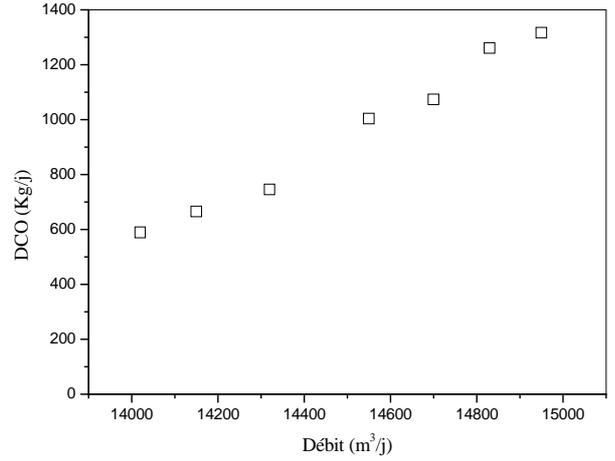
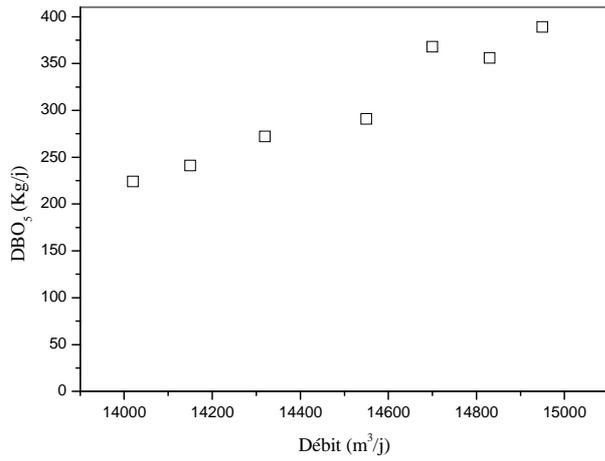
Paramètres	pH	DBO ₅	DCO	MES	NTK	N-NH ₄	N-NO ₂ ⁻	N-NO ₃ ⁻	Pt
Unités	--	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L
Moyenne	7.86	22	55	17	61.5	52.2	0.67	1.32	1.72
Normes Algériennes (valeurs limites)	6.5-8.5	35	120	35	30	-	-	-	10
Maximum enregistré	7.93	28	90	30	72.3	65.0	2.40	1.73	2.13
Minimum enregistré	7.42	14	45	6	26.7	17.2	0.00	1.11	1.15

On peut remarquer que la pollution déversée directement dans le milieu récepteur est relativement faible pour l'année 2011/2012, et reprend aux exigences réglementaires des autorités Algériennes sauf pour l'azote organique et l'azote ammoniacal. L'absence de traitement différencié pour le NTK entrainera de rejeter des effluents hors normes, donc une réhabilitation de la station d'épuration est nécessaire.

Le tableau 4-9 résume l'ensemble des analyses effectuées pendant sept (07) jours réparties durant la période du 13/02/2012 au 16/10/2012, où les différents indicateurs de pollutions ont été déterminés, en temps sec, à la sortie de la station d'épuration de Sétif. Ces données nous ont permis de tracer les différents paramètres de pollutions en fonction du débit (figure 4-11).

Tableau 4-9. Prélèvements proportionnels au débit en sortie de station.

Paramètres	Débit	DBO ₅	DCO	MES	NTK	N-NH ₄ ⁺	N-NO ₂ ⁻	N-NO ₃ ⁻	Pt
unités	m ³ /j	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L
Lun 13/02/2012	14950	26	88	27	57	51	1.1	1.5	1.9
Mer 21/03/2012	14320	19	52	15	39	33	0.3	1.3	1.8
Lun 14/05/2012	14550	20	69	23	48	43	0.9	1.4	1.8
Mer 06/06/2012	14020	16	42	08	36	27	0.2	1.1	1.5
Mer 27/06/2012	14700	25	73	23	38	40	0.7	1.4	1.9
Mer 10/09/2012	14150	17	47	12	35	30	0.3	1.1	1.7
Dim 16/10/2012	14830	24	85	21	54	47	0.9	1.4	2.0



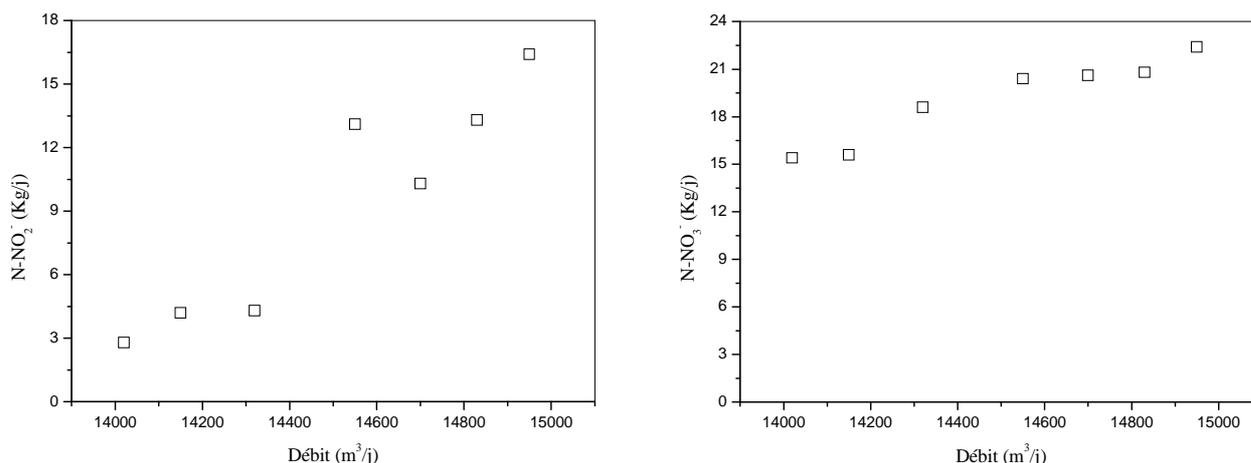


Figure 4-11. Evolution du flux de pollution proportionnel au débit, en sortie de station.

Les variations journalières moyennes des flux de pollution en fonction des débits ont été effectuées en temps sec, nous constatons une légère augmentation des flux de pollution par rapport aux débits en sortie de la station d'épuration. L'épuration est généralement assez bonne, puisque les objectifs de qualité ($DBO_5 < 30$ mg/L, $DCO < 90$ mg/L, $MES < 30$ mg/L) sont presque atteints. Cependant, les concentrations de l'azote organique et l'azote ammoniacal sont assez élevées.

4.5.2 Fiabilité de dépollution de la station

La fiabilité des stations d'épuration posent également de sérieux problèmes en assainissement. Sur une station d'épuration une panne quelconque peut provoquer une sérieuse dégradation de la qualité de traitement et même l'absence totale de traitement. Des travaux réalisés à la station d'épuration pendant trois années, fournissent des résultats (rendements et les charges annuelles) très détaillés sur la qualité des eaux déversées dans le milieu naturel. Nous présentons dans le tableau 4-10, l'efficacité de dépollution par la station d'épuration.

Il ressort très clairement du tableau 4-10 que le traitement est très efficace vis-à-vis de la pollution carbonée. Il est également instructif de comparer les résultats sur les trois années malgré la différence au niveau de la pluviométrie et les tris effectués sur les valeurs aberrantes (voir § 4.3).

Tableau 4-10. Rendements épuratoires de la station d'épuration.

Paramètres		Unité	Périodes			Moyenne
			2009/2010	2010/2011	2011/2012	2009/2012
DBO₅	Affluent	Kg/j	6239	6309	6779	6445
	Effluent	Kg/j	319	315	355	330
	Rendement	%	94,89	95,00	94,76	94,88
DCO	Affluent	Kg/j	15823	16646	18197	16877
	Effluent	Kg/j	760	1025	1292	1021
	Rendement	%	95,20	93,84	92,90	93,95
MES	Affluent	Kg/j	7156	8172	8403	7904
	Effluent	Kg/j	198	347	274	272
	Rendement	%	97,24	95,75	96,73	96,56
NTK	Affluent	Kg/j	1110	1259	1284	1217
	Effluent	Kg/j	775	773	856	801
	Rendement	%	30,15	38,59	33,38	34,18
N-NH₄⁺	Affluent	Kg/j	852	906	1035	929
	Effluent	Kg/j	562	631	662	618
	Rendement	%	34,03	30,37	36,03	33,54
N-NO₂⁻	Affluent	Kg/j	98,1	87,3	103,5	96,3
	Effluent	Kg/j	3,3	4,4	2,7	3,5
	Rendement	%	96,59	94,94	97,35	96,36
N-NO₃⁻	Affluent	Kg/j	128,6	139,3	133,4	134,0
	Effluent	Kg/j	19,6	17,4	21,3	19,4
	Rendement	%	84,76	87,54	84,03	85,50
P_t	Affluent	Kg/j	93,3	104,0	98,1	98,6
	Effluent	Kg/j	18,2	23,7	27,8	23,1
	Rendement	%	80,45	77,26	71,70	76,53

Nous soulignons aussi les mauvais rendements épuratoires de l'azote organique et même pour l'azote ammoniacal. Généralement, l'élimination de l'azote doit se dérouler en deux étapes très importantes, la Nitrification et la Dénitrification (voir annexe 3). La nitrification a lieu dans les conditions d'aérobiose, par contre la dénitrification peut avoir lieu sous des conditions d'anoxie. Pour cela, il est nécessaire de compléter la chaîne de traitement en installant un système de traitement différencié pour l'azote et ce pour éviter les rejets hors normes.

4.6 Conclusion

L'étude et l'analyse du comportement de la station d'épuration, durant la période des trois années hydrologiques étudiées, nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- la pluviométrie moyenne de la ville de Sétif, est de 384 mm/an. L'installation d'un réseau séparatif et des bassins d'orages sont nécessaires afin de mieux gérer ces eaux en temps de pluie,
- le volume total annuel entrant en station d'épuration est de 6 083 970 m³, dont 5 653 650 m³ (soit 93%) traité biologiquement. Le maximum journalier observé, en temps sec, est de 1690 m³/h correspond à la journée de vendredi, mesuré entre 9 et 11 heures,
- la charge en MES varie du simple au double entre le vendredi et le samedi mais globalement le flux de pollution reste constant. La demande chimique en oxygène (DCO) correspond à environ deux fois la concentration en matière en suspension (MES),
- les prélèvements réalisés en sortie de la station indiquent un bon rendement épuratoire pour la majorité des indicateurs de pollution, notamment la pollution carbonée,
- la qualité de l'eau rejetée après décanteur secondaire présente des valeurs relativement élevées concernant l'azote ammoniacal et l'azote organique. L'installation de système de traitement différencié pour l'azote est indispensable afin de rejeter directement vers le milieu récepteur.

En ce qui concerne le fonctionnement de la station par temps de pluie et la question d'admettre des surcharges hydrauliques en traitement biologique, nous pouvons dire que cela ne pose pas de réel problème lorsque les surcharges sont limitées à quelques heures mais, par contre les responsables de la station prennent souvent la décision de by passer toutes les surcharges par temps de pluie pour protéger la station. Cette décision radicale qui consiste à rejeter toute la charge sans être au moins prétraitée, entraîne l'aggravation de la pollution du milieu récepteur. Nous précisons que les premières eaux (fortes précipitations) sont fortement chargées de déchets qu'il est important de les éliminer.

*CHAPITRE 5- DÉTERMINATION DES VITESSES DE
DÉCANTATION*

Ce chapitre concerne l'étude de certaines expérimentations liées à la caractérisation de décantabilité de boues et présente deux sous-modèles mathématiques décrivant la vitesse de décantation en fonction des concentrations des boues. Il a également permis le développement d'une expression mathématique de la loi de vitesse de sédimentation en fonction de la concentration est décrite par une double exponentielle.

5.1 Comportement des boues utilisées pour les tests de décantation

Pour étudier la vitesse de sédimentation des boues activées des eaux usées urbaines, nous avons prélevé simultanément à différents endroits, au niveau des bassins d'aération de la station d'épuration de Ain Sfiha de la ville de Sétif, des échantillons de boues activées fraîches (liqueur mixte) et par temps sec.

Les expériences de décantation ont été réalisées au sein du Laboratoire de Génie des Procédés Chimiques (LGPC) du Département de Génie des Procédés. Les tests de décantation ont été effectués immédiatement après les prélèvements. Quelques caractéristiques concernant le type de boues activées de ces différents paramètres sont présentées dans le tableau 5-1.

Tableau 5-1. Caractéristique des prélèvements en boues activées (liqueur mixte).

Paramètres	unités	Période d'étude : Mars 2011 / Juin 2011	
		valeurs moyennes	écart-type pour la période d'étude
T	°C	18	± 4
pH	--	7.20	± 0.9
Décantabilité	mL/L	236	± 80
SVI	mL/g	138	± 67
MES	g/L	1.90	± 1.0

La diversité des effluents reçus par chaque prélèvement, à différentes heures de la journée, durant la période allant du mois de mars au mois de juin 2011, laissent entrevoir la possibilité d'obtenir des qualités de boues variées. Rappelons que la qualité des boues est déterminée d'après ses paramètres (pH, viscosité, décantabilité des boues après 30 minutes de décantation, SVI, MES, couleur des eaux...). Notons que l'état de la floculation dépend du prélèvement, qui doit être caractérisé par des mesures de décantation.

5.1.1 Description de l'éprouvette de décantation

Dans les examens de routine, l'expérimentation dure environ une heure et permet de suivre les variations de l'interface liquide/solide en fonction du temps. Les essais de décantation peuvent être complétés, dans la mesure où évidemment la concentration en matières en suspension de l'eau à traiter est suffisante (concentration suffisante, selon l'indice de Mohlman), par des tests de décantation. Cette dernière est freinée par l'augmentation progressive de la concentration du sédiment. Ces tests ont été effectués dans des éprouvettes graduées ou des tubes de verre de 35 Cm de hauteur et 5 Cm de diamètre (Norme expérimentale AFNOR T 97-001). Les différents des tests de décantation ont été répétés deux fois avec une condition que l'erreur ne doit pas dépasser les 3% dans la majorité des cas.

L'enregistrement des variations de l'interface liquide/solide a été utilisé pour la détermination de la vitesse initiale de décantation des boues et les différents paramètres liés à cette décantation. Pour tracer la droite de vitesse de décantation, plusieurs auteurs (Marsilli-Libelli (1993) ; Vanderhasselt et al. (1999) ; Von Sperling et Vasconcellos Froas (1999) ; Vanderhasselt et Vanrollegem (2000) ; Schuler et Jang (2007) éliminent la zone des cinq premières minutes de décantation, c'est la phase de coalescence des floccs.

Les vitesses initiales de décantation des boues (V_{zs}) sont déterminées graphiquement à partir de la courbe représentant la variation de la hauteur en fonction du temps ($H = f(t)$), en déterminant la pente comme il est indiqué par la figure (5-1) (pente des parties rectilignes des courbes). Pour l'ensemble des essais, à différentes concentrations, l'erreur maximale ne doit pas dépasser 4% (figure 5-2). Cette vitesse initiale de décantation est donnée par la pente de la droite dans la zone de décantation (figure 5-1).

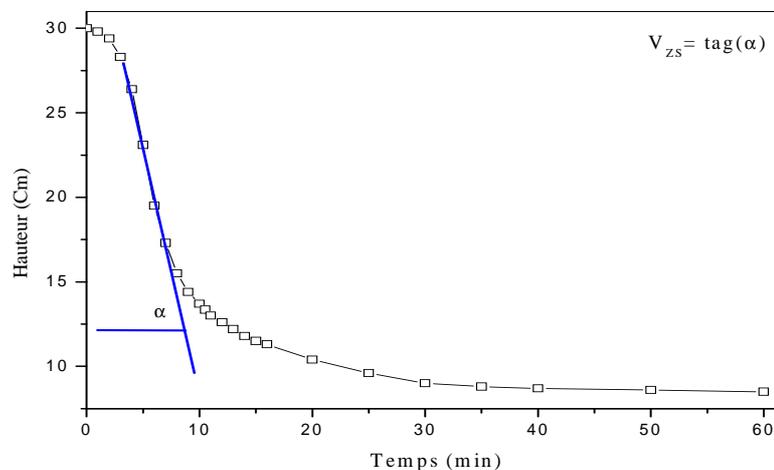


Figure 5-1. Détermination de la vitesse initiale de sédimentation.

D'après les résultats expérimentaux qui ont permis d'estimer les vitesses de décantation, un modèle mathématique représenté par une fonction exponentielle ($V_s = k e^{-n \cdot x}$) a été proposé. Nous présentons par la suite les effets des différents paramètres influençant la décantabilité des boues, tels que : la dilution des boues, le pH, la vitesse de rotation du racleur. Notons que l'effet de la température n'a pas été mentionné à cause de sa faible variation durant la période d'étude.

5.1.2 Influence des concentrations en boues activées sur la vitesse de décantation

Les courbes de décantation, ou courbes de Kynch, montrent l'influence de la concentration des boues sur la décantation : plus elles sont concentrées, plus la décantation dans l'éprouvette est difficile où la vitesse de décantation diminue car l'eau inertielle est freinée dans sa remontée. Lorsqu'on dilue des boues concentrées, la décantation est accélérée, surtout lors des dix premières minutes.

Nous tenons à mentionner que la valeur moyenne des concentrations en MES, de transfert de l'aérateur vers le décanteur dans la station de Ain S'Fiha, durant les trois années analysées (octobre 2009-octobre 2012) est de 2.85 g/L et sa valeur maximale pendant cette période est restée en dessous des 4 g/L. La figure 5-2 présente un exemple des courbes de décantation obtenues par des séries d'expériences, c'est-à-dire pour des boues activées de mêmes données (Température, pH, viscosité...). Cette figure a été tracée en suivant la variation de l'interface liquide/solide en fonction du temps, pour différentes concentrations des matières en suspension (MES) à un pH constant.

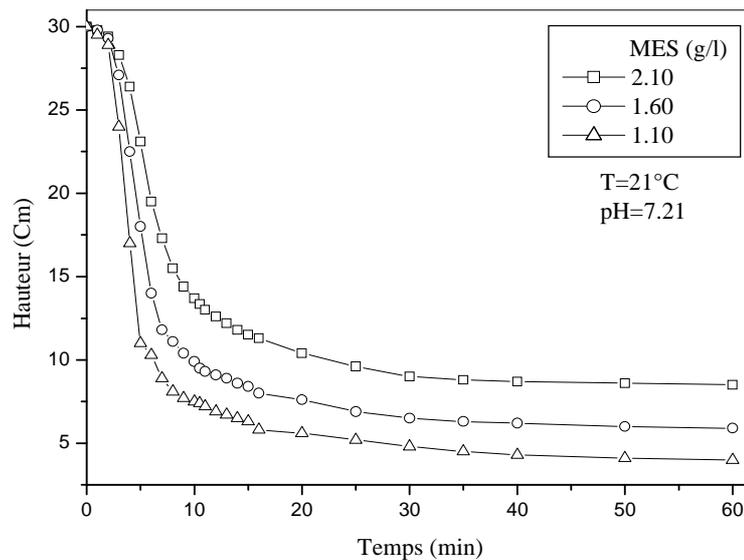


Figure 5-2. Influence de la dilution des boues activées.

Arcand et al. (1989) ont utilisé la présentation logarithmique, afin que les courbes deviennent sensiblement droites après les premières minutes de décantation et la pente varie d'une courbe à l'autre. Les paramètres caractérisant la décantabilité des boues sont résumés dans le tableau 5-2. Les détails de l'estimation des paramètres mentionnés dans ce tableau sont donnés dans l'annexe 2.

Tableau 5-2. Tests de sédimentation de faibles concentrations.

MES (g/L)	Décantabilité (mL/L)	SVI (mL/g)	V_{zs} (m/h)
2.10	296	141	2.60
1.60	231	144	4.55
1.10	184	167	6.50

Certains auteurs tels que Renko (1998), Vanderhasselt et Verstraete (1999), Rejesek (2002), Schuler et Jang (2007), Zodi (2012) ont réparti la décantation des boues diluées en trois zones :

- Une zone de coalescence des flocules dans les deux à cinq premières minutes durant lesquelles la boue et l'eau s'organisent au sein de l'éprouvette ;
- Une zone de chute rapide dans les 5 à 10 minutes suivantes, avec l'agglomération des floccs et l'expulsion de l'eau ;
- Une zone de compression plus lente qui dure jusqu'à la fin du test de décantation, pendant laquelle les floccs sédimentent au fond de l'éprouvette et la boue présente une séparation nette de l'eau.

En présence des boues à faibles charges, les boues décantent mal et on constate la disparition totale de la zone de contraction et on n'observe que la zone de compression qui est plus ou moins rapide.

Un autre phénomène très important a été observé lors des soutirages de boues vers l'unité d'épaississement, dans le cas d'une alimentation avec un effluent classique brut où on observe une dilution des boues dans l'aérateur. Cette dilution dépend de la durée du soutirage vers l'unité d'épaississement. Notons que les concentrations des boues recirculées (ou soutirées) peuvent atteindre 8 g/L.

Plusieurs prélèvements de boues, possédant les mêmes caractéristiques de sédimentation, ont été emmenés au laboratoire pour effectuer les différents tests de décantation à la température ambiante. Ces échantillons de boues doivent être représentatifs des périodes de fonctionnement normale, en excluant les eaux pluviales et les eaux grises, par exemple. Chaque boue est décantée pendant une heure, puis elle est homogénéisée par l'injection de l'air, afin de maintenir approximativement la même la concentration de l'oxygène dissout dans l'échantillon que celle de l'aérateur.

Pour réaliser un test de décantation à une concentration de boues plus faible, Plusieurs dilutions ont été effectuées, dans des éprouvettes graduées, à partir de la solution mère et du surnagent. Les courbes de décantation des nouvelles concentrations ainsi obtenues sont tracées sur une même figure. Les caractéristiques de sédimentation (tableau 5-3) ont été estimées pour chaque étape de dilution (pH = 7.30 ± 0.15 et température 19 ± 3).

Tableau 5-3. Tests de sédimentation de très faibles concentrations.

Paramètres	Décantabilité (mL/L)	MES (g/L)	SVI (mL/g)	V _{zs} (m/h)
sans dilution	154	0.90	171	7.60
1 ^{ère} dilution	103	0.56	184	8.95
2 ^{ème} dilution	75	0.39	192	9.90
3 ^{ème} dilution	45	0.20	204	11.15

Dans le tableau 5-3, nous observons que la vitesse de décantation augmente lorsque les concentrations des matières en suspension diminuent. On pourra en outre exprimer les résultats expérimentaux, dans le cadre de la théorie de kynch, en traçant la courbe, représentant la variation de la vitesse de sédimentation en fonction de la concentration locale en particules à faibles charges (0.90 à 0.20 g/L) (figure 5-3, $V_s = f(X)$). Ceci nous a permis de vérifier l'hypothèse de kynch, qui suppose que la variation de la vitesse en fonction de la concentration est une exponentielle ($V_s = K e^{-n \cdot X}$).

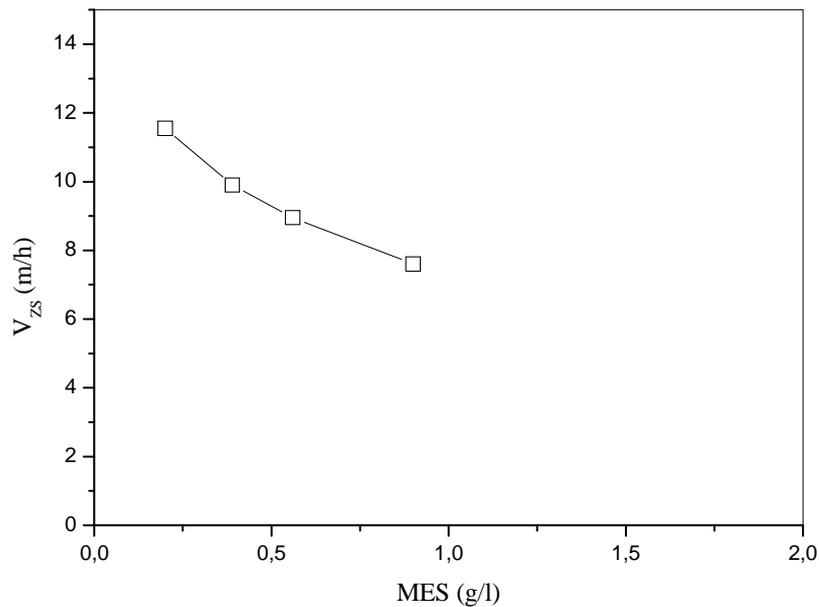


Figure 5-3. Evolution des vitesses de décantation en fonction de la concentration en boues activées.

5.1.3 Effet du pH

En général, le pH des eaux usées domestiques est lié à l'activité biologique. Dans notre cas, son domaine de variation se situe entre 6,5 et 8,8. En dehors de cet intervalle, les cultures bactériennes sont affectées par le pH, ce qui affecte le milieu naturel et conduit à une mauvaise croissance des microorganismes. Sachant que la communauté microbienne exige des valeurs proches de la neutralité.

Le pH est contrôlé en effectuant des micro-ajouts de soude (NaOH) et d'acide de chlore (HCl), réalisés après un temps de latence suffisant permettant une parfaite stabilisation de pH. Le domaine de variation du pH exploré est situé entre 5 et 10 (voir tableau 5-4).

Le tableau 5-4 permet de mentionner l'effet du pH sur la vitesse maximale de décantation pour différentes concentrations initiales de boues (MES₀). Les résultats cités dans ce tableau représentent des moyennes en tenant compte du nombre d'essais.

Tableau 5-4. Influence du pH sur la décantabilité des boues activées.

Expériences	Nombre d'essais	MES ₀ (g/L)	pH	Décantabilité (mL/L)	SVI (mL/g)	V _{ZS} (m/h)
E-1	4	2.86	5.20±0.20	305	106.6	2.32
E-2	3		6.50±0.20	320	111.9	2.15
E-3	3		8.40±0.28	335	117.1	1.96
E-4	4		9.50±0.30	360	125.9	1.63
E-5	3	2.15	5.10±0.20	275	127.9	2.81
E-6	3		6.00±0.10	285	132.6	2.68
E-7	4		7.30±0.15	290	134.9	2.52
E-8	3		8.80±0.25	300	139.5	2.31
E-9	4		9.70±0.25	315	146.5	2.17
E-10	3	1.67	5.10±0.10	205	122.8	4.85
E-11	3		6.30±0.10	215	128.7	4.67
E-12	3		7.20±0.16	220	131.7	4.48
E-13	4		8.30±0.20	225	134.7	4.30
E-14	3		9.60±0.25	235	140.7	4.18

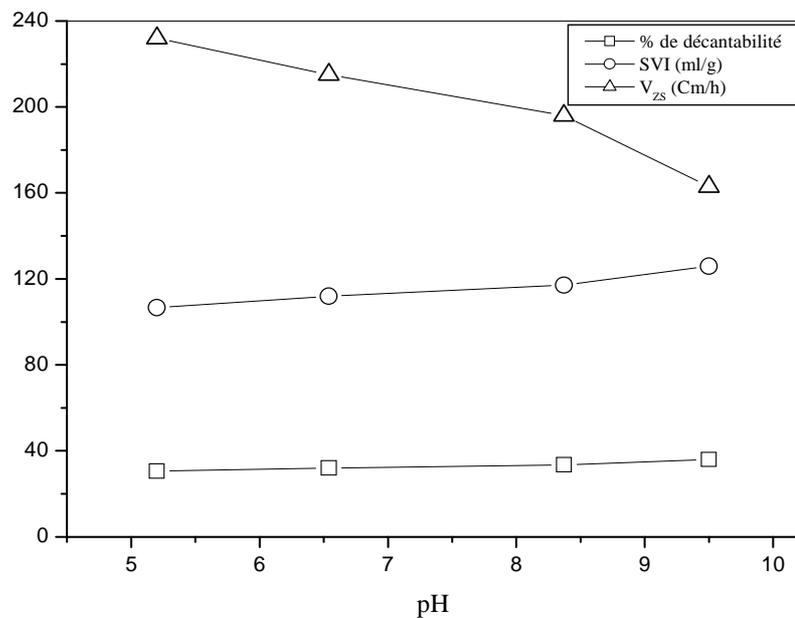


Figure 5-4. Effet du pH sur la vitesse de décantabilité des boues activées (MES₀ = 2.86g/L).

En étudiant l'effet du pH sur la vitesse de décantation, dans une gamme de 6 à 9, Gonzales et al. (2007) notent une augmentation de 5% sur le pourcentage de décantabilité des boues. Les auteurs ont aussi observé une diminution de la vitesse maximale de décantation au cours de l'augmentation du pH. Avec nos expériences, nous avons eu les mêmes tendances concernant l'effet du pH sur les caractéristiques de la décantabilité des boues (figure 5-4). Le pH du milieu réactionnel peut également jouer un rôle très important sur la vitesse de décantation, En général, l'efficacité de décantation des boues activées se manifeste surtout en milieu acide (Voir figure 5-4).

5.1.4 Effet de la vitesse de rotation de l'agitateur

Le décanteur secondaire est équipé d'un pont racleur qui dirige les boues décantées vers le puits de recirculation et qui écrème les flottants en surface. Le racleur du décanteur secondaire de la station d'épuration de la ville de Sétif roule à une vitesse très lente, une rotation par heure sur un diamètre de 46 mètres. Nous avons réalisés plusieurs séries d'expérience pour étudier l'influence de la vitesse de rotation dans les tests de décantation en éprouvette. L'effet de la vitesse de rotation de l'agitateur mécanique (V_R) sur la variation de l'interface liquide/solide est schématisé sur la figure 5-5. Dans l'étude de l'influence de la vitesse de rotation de l'agitateur mécanique, nous constatons que dans la zone de clarification (0 à 12 minutes), la vitesse de rotation n'a aucune influence sur la perturbation du voile de boues. Ce résultat est conforme aux constatations de Grijspeerdt et al. (1996) et Vanderhasselt et Vanrolleghem (2000).

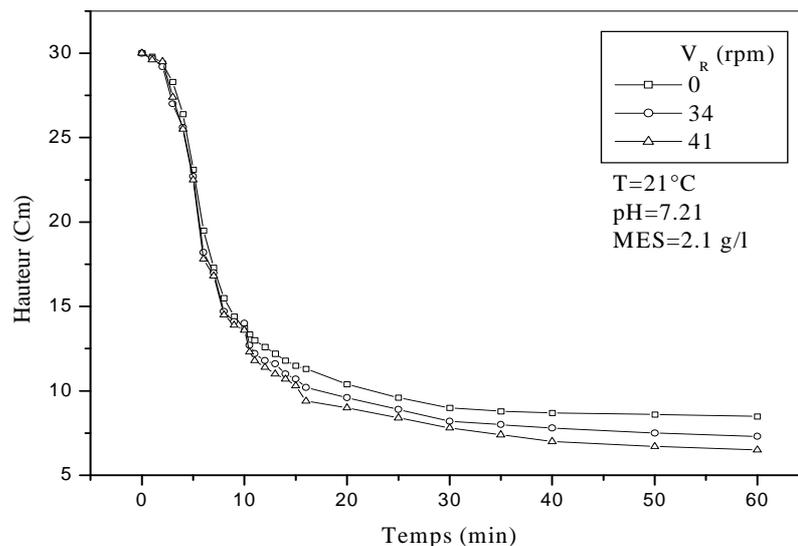


Figure 5-5. Effet de la vitesse de rotation sur la décantabilité des boues activées.

5.2 Modélisation de la vitesse de sédimentation

Cette partie concerne la modélisation de la vitesse de sédimentation. Nous avons développé trois modèles, dont le premier concerne la variation de la hauteur en fonction temps ($H = f(t)$) et deux autres pour estimer la vitesse de sédimentation en fonction de la concentration en MES ($V_S = f(X)$). Ces modèles apparaissent dans le modèle global du décanteur secondaire (chapitre 6) pour décrire la dynamique de séparation des phases solide et liquide.

5.2.1 Choix du modèle à développer

Malheureusement, le raisonnement sur la vitesse de sédimentation dans la zone d'épaississement est beaucoup plus délicat à développer. Le choix du modèle s'est porté sur la traditionnelle fonction exponentielle, développée par Vesilind (1968), qui a prouvé son efficacité dans de nombreuses études expérimentales et qui est restée à la base des principaux modèles proposés dans la littérature.

L'expression de la vitesse de décantation en fonction de la concentration de boues, ayant une forme exponentielle, est la suivante :

$$V_S = k e^{-n X} \quad (5-1)$$

- D'où V_S est la vitesse de décantation ;
 X est la concentration des boues ;
 k et n sont des constants.

Généralement, le groupe IWA (International Water Association, 2012), dans le document technique 'Guidelines for using activated sludge model', a développé des techniques visant notamment la création du modèle avec l'utilisation des outils de modélisation et de simulation qui sont basées essentiellement sur la définition du projet, la construction et la structure du modèle, la collecte des données, le calage et la validation du modèle. Dans ce sens plusieurs expérimentations préliminaires ont été effectuées pour mieux comprendre la décantabilité des boues dans les décanteurs secondaires.

5.2.2 Présentation du modèle $H = f(t)$

Nous avons présenté les résultats expérimentaux des essais de décantation effectués en éprouvette sur la séparation liquide-solide des boues activées de la station d'épuration de la ville de Sétif, où l'on suit toujours l'évolution de l'interface liquide-solide en fonction du temps.

Pour la stratification de la courbe de décantation, on considère seulement deux zones (ou bien régimes) de sédimentation sous forme exponentielle (voir figure 5-6) :

- Une zone de clarification ;
- Une autre de compression.

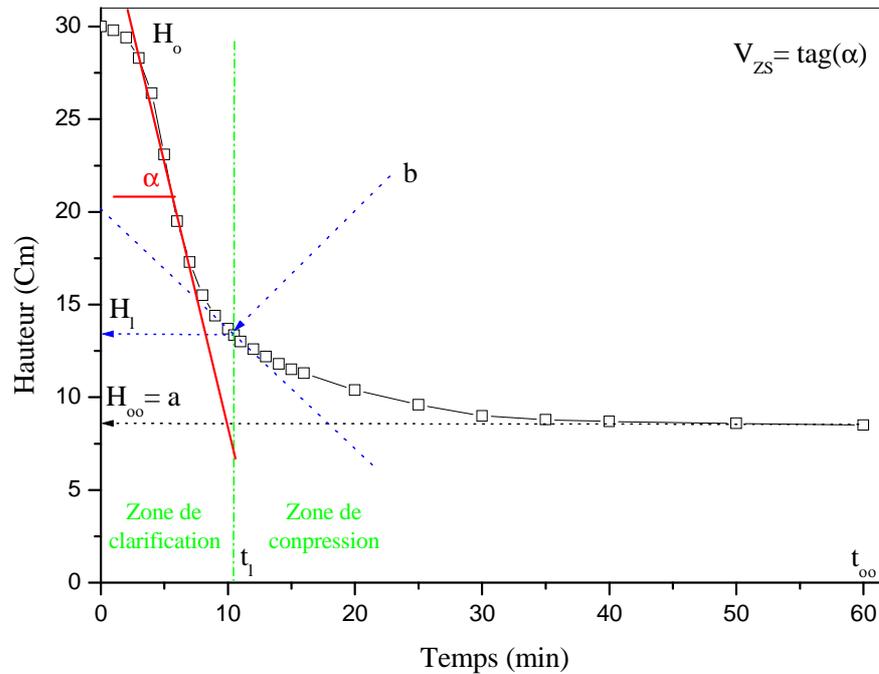


Figure 5-6. Stratification de la sédimentation.

Le modèle général décrivant l'évolution de l'interface liquide/solide en fonction du temps est détaillé dans cette partie. En considérant les deux zones, nous proposons la forme mathématique du modèle suivante :

$$H(t) = \begin{cases} A e^{-B t} & ; 0 \leq t < t_l \text{ (zone de clarification)} \\ a e^{b/(t+t_l)} & ; t \geq t_l \text{ (zone de compression)} \end{cases} \quad (5-2)$$

Où : H représente de la hauteur de l'interface liquide/solide ;

t est le temps du processus de décantation ;

t_l est le temps limite entre les deux zones, de clarification et de compression ;

A, B, a et b sont considérés comme constants.

La linéarisation de ces deux expressions de l'équation (5-2), en appliquant le logarithme, permet d'obtenir l'équation 5,3 suivante :

$$\ln H = \begin{cases} \ln A - B t & ; 0 \leq t < t_l \text{ (zone de clarification)} \\ \ln a + b / (t + t_l) & ; t \geq t_l \text{ (zone de compression)} \end{cases} \quad (5-3)$$

L'utilisation des conditions aux limites et des résultats expérimentaux, permettent à déterminer les constantes A, B, a et b .

5.2.3 Calibration du modèle

5.2.3.1 Détermination A et B (zone de clarification)

Les conditions aux limites de la zone de clarification sont données par:

$$\begin{aligned} \text{à} \quad t = 0 & \rightarrow H(0) = H_o \\ \text{et pour} \quad t = t_l & \rightarrow H(t_l) = H_l \end{aligned} \quad (5-4)$$

On trouve que :

$$\begin{aligned} A &= H_o \\ B &= \frac{1}{t_l} \ln \left(\frac{H_o}{H_l} \right) \end{aligned} \quad (5-5)$$

L'utilisation de la technique de González et al. (2007), nous permet d'estimer graphiquement le point limite caractérisant la limite entre les deux zones, de clarification et de compression.

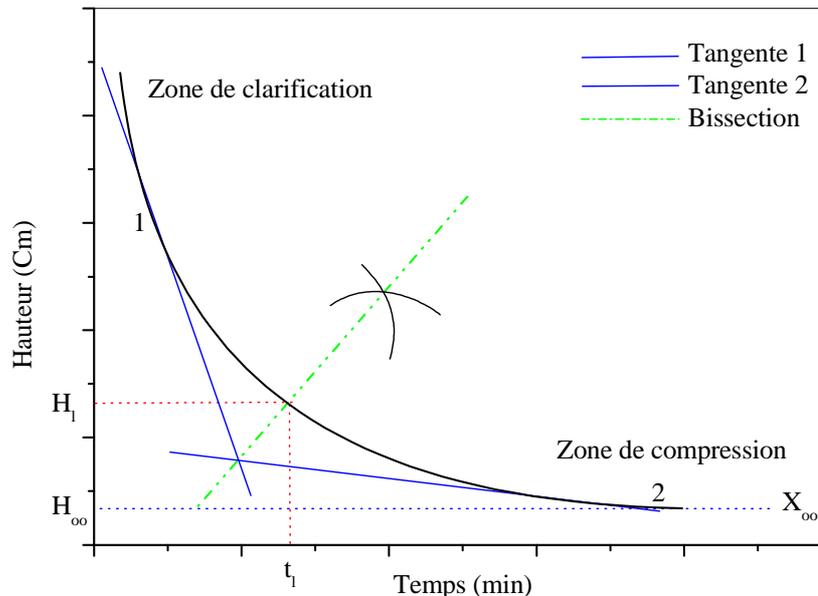


Figure 5-7. Détermination graphique le point limite t_l .

En étudiant l'effet de la dilution des boues activées (figure 5-2) et en déterminant également les concentrations limites d'après la technique de González et al. (2007), on constate que la vitesse initiale de décantation et les paramètres de décantabilité des boues (SVI, % décantabilité) ainsi que les concentrations limites (X_l) sont tous fonction de la concentration initiale des boues (X). Nous précisons que les concentrations limites ont été estimées d'après la technique détaillée dans la figure 5-7 et appliquée à la figure 5-2.

On peut rechercher la relation entre les paramètres B et SVI . Le tableau 5-5 donne un exemple sur la variation des concentrations en MES en fonction de différents paramètres de décantabilité des boues.

Tableau 5-5. Influence des concentrations en MES sur la décantabilité des boues activées.

Paramètres	Unités	MES (g/L)		
		2.1	1.6	1.1
SVI	mL/g	141	144	167
V_{zs}	m/h	2.6	4.56	6.5
H_l	Cm	11.78	9.43	7.76
t_l	min	13.91	10.62	8.59
H_∞	Cm	8.55	5.80	4.04

Un total de 23 essais de décantation ont été réalisés sur des boues provenant du bassin d'aération de la ville de Sétif, durant la période du mois de mars au mois de juin 2011. Les différents résultats des tests de décantation en éprouvette sont présentés sur la figure 5-8. Nous pensons que la dispersion des résultats mentionnés sur cette dernière figure est due essentiellement à la diversité des effluents reçus pendant cette période.

Les résultats donnés par le tableau 5.5, des 23 essais, montrent que la vitesse initiale de sédimentation et le paramètre SVI diminuent avec l'accroissement de la concentration des boues. Par contre les paramètres H_l , H_∞ et t_l varient proportionnellement avec la concentration en MES .

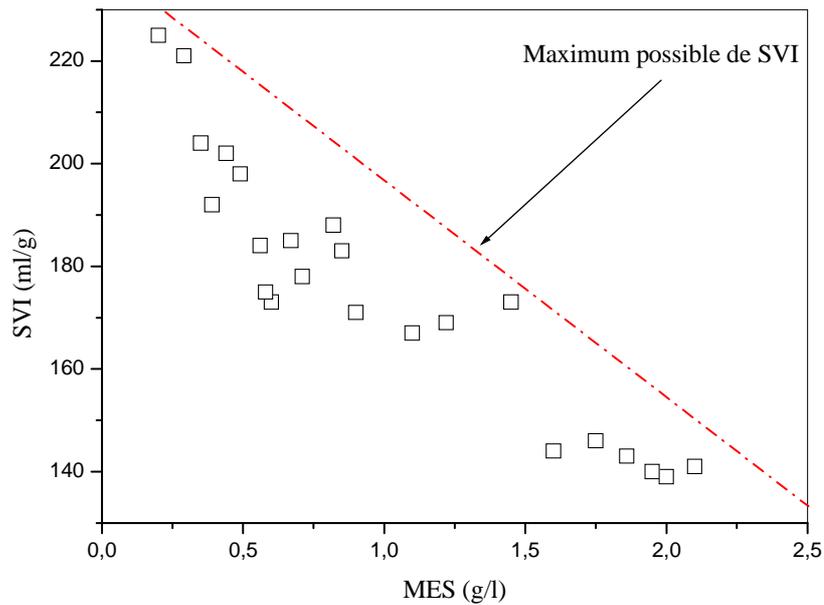


Figure 5-8. Evolution de l'indice de boue SVI en fonction de la concentration en boue.

En calculant le paramètre B à partir de la relation 5-5, en fonction des différents essais, on constate que ce paramètre est fonction de SVI et par conséquent de la concentration en MES (voir tableau 5-6).

Tableau 5-6. Influence des indices de boues sur le paramètre 'B'.

SVI (mL/g)	V_{zs} (m/h)	B (h^{-1})
141	2.60	8.67
144	4.56	15.20
167	6.50	21.67
171	7.60	25.33
184	8.95	29.83
192	9.90	33.00
204	11.15	37.17

L'exploitation de certaines expérimentations, en traçant le paramètre B en fonction de l'indice de décantation des boues SVI, nous a permis de déterminer la relation entre le paramètre B et l'indice SVI, qui représente une variation linéaire (figure 5-9).

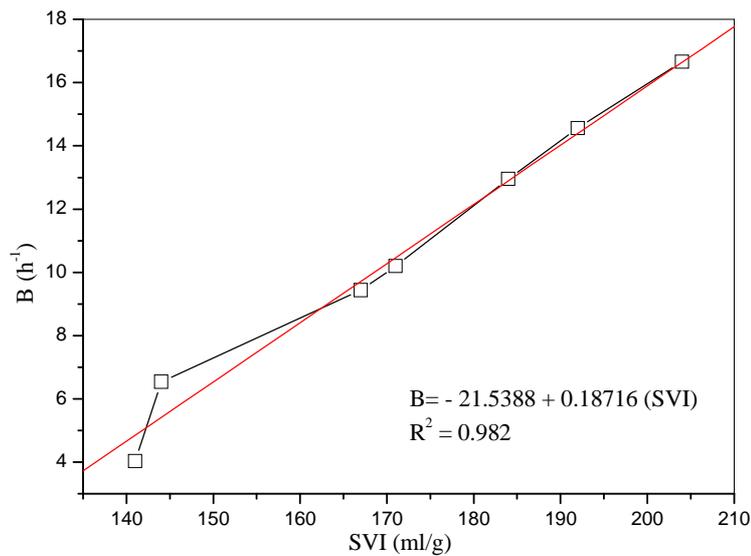


Figure 5-9. Relation entre le paramètre B et l'indice des boues SVI .

La relation linéaire entre B et SVI , est donnée par l'expression suivante :

$$B = -21.5388 + 0.18716(SVI) \quad (5-6)$$

Enfin, la **zone de clarification**, définie par l'intervalle $0 \leq t < t_l$, est décrite par la relation suivante :

$$H(t) = H_0 e^{-(-21.5388+0.18716(SVI)) t} \quad (5-7)$$

Cette relation permet de calculer la hauteur de l'interface liquide-solide en fonction du temps et de l'indice SVI , en précisons que H_0 (hauteur initiale) ne dépend pas des caractéristiques des boues.

5.2.3.2 Détermination a et b (zone de compression)

Rappelons que nous avons proposé de représenter la zone de compression par la forme suivante : $H(t) = a e^{b/(t+t_l)}$; $t \geq t_l$ avec les conditions limites :

à $t = \infty$, on a donc $H_\infty = a$ (voir figure 5-7), " a " est la hauteur de la phase finale de la zone de compression.

Equation 5-8 représente le bilan de masse de la biomasse, du processus de sédimentation :

$$a X_\infty = H_0 X_0 = H_l X_l = H X \quad (5-8)$$

D'après l'équation 5-8, de conservation de matière, le paramètre "a" ($a = H_o \frac{X_o}{X_\infty}$) est une fonction de la concentration initiale (X_o) et par conséquent de l'indice des boues (SVI). A partir de nos résultats expérimentaux, nous avons tracé ce paramètre en fonction de l'indice de boues (figure 5-10).

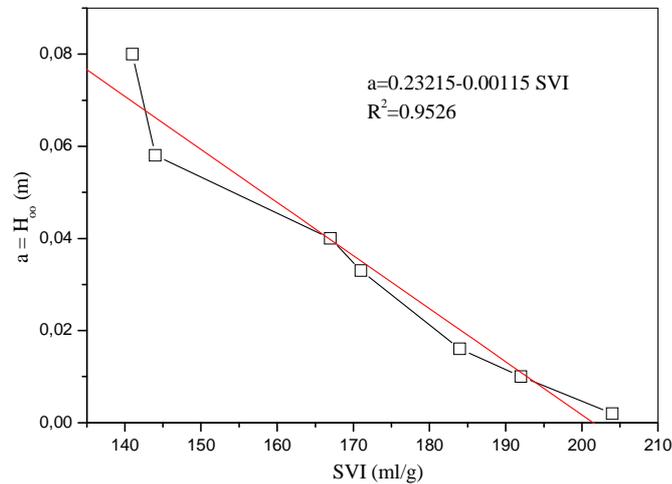


Figure 5-10. Relation entre le paramètre 'a' et l'indice des boues SVI.

La relation ainsi obtenue est représentée par une équation linéaire qui est la suivante :

$$a = 0.23215 - 0.00115(SVI) \quad (5-9)$$

D'après Zhang D.J. et al. (2006), le paramètre "b" détermine la courbure de la zone de compression. La valeur du paramètre peut être déduite d'après l'équation 5-3 ou à partir de la méthode de Gonzalez et al. (2007) où $t_l = b$.

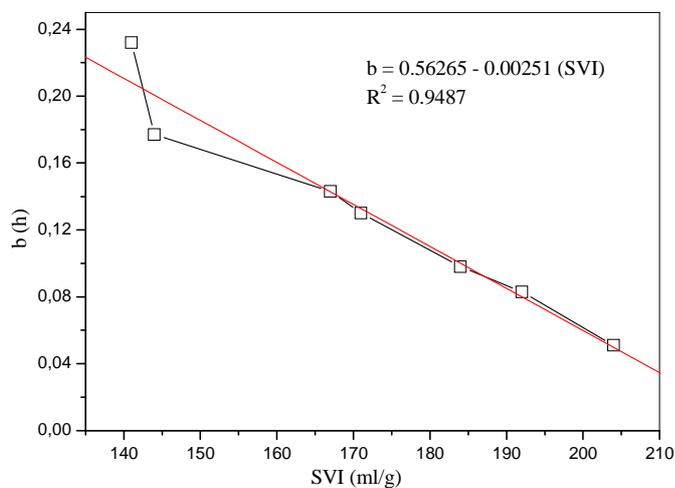


Figure 5-11. Relation entre le paramètre 'b' et l'indice des boues SVI.

On a porté sur la figure 5-11 l'évolution du paramètre "b" en fonction de l'indice des boues (SVI). La relation entre ces deux paramètres est également linéaire, représentée par l'expression suivante :

$$b = 0.56265 - 0.00251 (SVI) \quad (5-10)$$

La forme finale de la **zone de compression**, définie par l'intervalle $t \geq t_l$, est décrite par la relation suivante :

$$H(t) = (0.23215 - 0.00115(SVI)) e^{(0.56265 - 0.00251 (SVI)) / (t + t_l)} \quad (5-11)$$

5.2.4 Validation du modèle

En vue d'avoir un modèle ayant un large domaine d'application et fiable pour estimer la hauteur de l'interface de séparation liquide-solide à grande échelle, il est impératif d'intégrer des résultats expérimentaux obtenus dans des conditions sévères telles que le fonctionnement en temps plein (en intégrant les débits de pointe, les surcharges massiques, etc.) dans le calage de notre modèle et ce afin d'obtenir un fonctionnement optimale du décanteur secondaire, quelque soit les perturbations possibles qui peuvent avoir lieu.

Ce modèle a été développé en exploitant un grand nombre de résultats expérimentaux prélevés à partir du bassin d'aération de la station d'épuration de la ville de Sétif. La forme finale de notre modèle est la suivante :

$$H(t) = \begin{cases} H_0 e^{-(-21.5388 + 0.18716(SVI)) t} & ; 0 \leq t < t_l \\ (0.23215 - 0.00115(SVI)) e^{(0.56265 - 0.00251 (SVI)) / (t + t_l)} & ; t \geq t_l \end{cases} \quad (5-12)$$

La figure 5-12 illustre les tests de décantation en éprouvette pour différentes concentrations initiales en matières en suspension (0.96, 1.78 et 2.76 g/L) et comparaison avec notre modèle (équation 5-12). Dans nos conditions de travail (température, pH, viscosité des boues...), on voit qu'une bonne concordance entre les prédictions du modèle et les résultats expérimentaux des tests de décantation effectués en éprouvette. On constate aussi un classement très net des courbes en fonction des concentrations des matières en suspension.

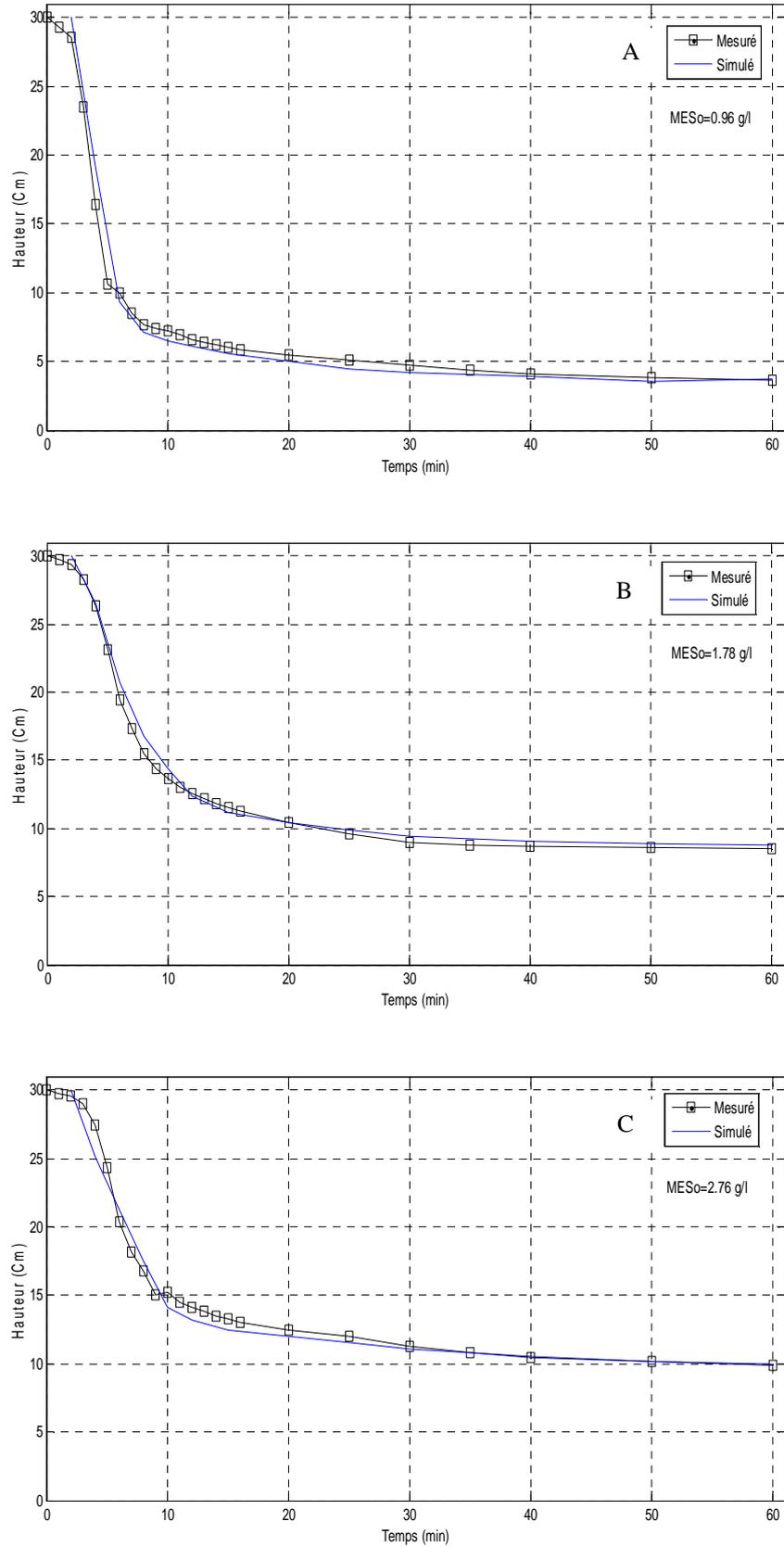


Figure 5-12. Hauteur de l'interface liquide/solide, mesurée et simulée dans les tests de décantation en éprouvette (à différentes concentrations en MES).

D'après la figure 5-12, nous remarquons que les prédictions du modèle sont en bon accord avec les résultats expérimentaux.

5.2.5 Estimation de la vitesse de décantation

De nombreuses techniques de mesure ont été mises en œuvre par plusieurs auteurs comme (Dauphin et al. 1998, Renko 1998, Vanderhasselt et Vanrolleghem 2000, Germaey et al. 2001, Zhang D.J. et al. 2006), qui permettent de déterminer les différentes vitesses de décantation de clarification, de transition et de compression. Les techniques de mesure les plus utilisées sont basées sur la variation de la hauteur de l'interface liquide-solide en fonction du temps. Le modèle le plus répandu pour représenter cette vitesse est celui de Vesilind (1968).

Deux méthodes sont proposées dans cette partie pour estimer la vitesse de sédimentation : la première repose sur la dérivation de l'équation 5-2 et la deuxième technique est basée sur l'observation graphique (Daigger et Roper (1985)), qui présente la particularité de faire intervenir directement la concentration en MES. Daigger et Roper (1985) utilisent plusieurs expérimentations pour élaborer la loi de vitesse de sédimentation en fonction de la concentration en boue.

5.2.5.1 Estimation de la vitesse de sédimentation par la méthode de dérivation

Le but de cette partie est basé sur la dérivation de l'équation 5-2. La fonction de la vitesse de décantation s'écrit comme suit :

$$V_S(t) = -\frac{dH(t)}{dt} = \begin{cases} \frac{H_0}{t_l} \left(\ln \frac{H_0}{H_l} \right) e^{-\left(\ln \frac{H_0}{H_l} \right) \frac{t}{t_l}} ; 0 \leq t < t_l & \text{(zone de clarification)} \\ \frac{a b}{(t+t_l)^2} e^{b/(t+t_l)} & ; t \geq t_l \quad \text{(zone de compression)} \end{cases} \quad (5-13)$$

A partir de l'équation 5-13, nous remarquons que la vitesse de décantation dépend de trois paramètres essentiels :

t_l : temps limite entre les deux zones de clarification et de compression,

a et b : paramètres caractérisant la sédimentation.

A partir de l'équation 5-8, on peut déduire la concentration de la biomasse (X) à n'importe quelle position de la hauteur (H) :

$$X = \frac{H_0}{H} X_0 \quad (5-14)$$

La combinaison des trois équations 5-2, 5-11 et 5-14 conduit au développement de l'équation 5-15, qui représente la vitesse de décantation :

$$V_S = \begin{cases} \frac{H_0}{t_l} \left(\ln \frac{H_0}{H_l} \right) \frac{X_0}{X} \text{ et } \frac{t}{t_l} = \ln \left(\frac{X}{X_0} \frac{H_l}{H_0} \right) & ; \text{ (zone de clarification)} \\ \frac{b H_0 X_0}{(t+t_l)^2 X} \text{ et } t + t_l = \frac{b}{\ln \left(\frac{H_0 X_0}{a X} \right)} & ; \text{ (zone de compression)} \end{cases} \quad (5-15)$$

L'équation 5-15 présente le modèle de la vitesse de décantation en fonction de la concentration en matières en suspension X .

Ce modèle de prédiction de la vitesse de décantation a été comparé à d'autres modèles de la littérature, dans les mêmes conditions de travail (variations des concentrations initiales et le point limite). La figure 5-13 présente la comparaison des prédictions des modèles de Renko (1998), Vanderhasselt et Vanrolleghem (2000), et Zhang et al. (2006) ainsi que notre modèle.

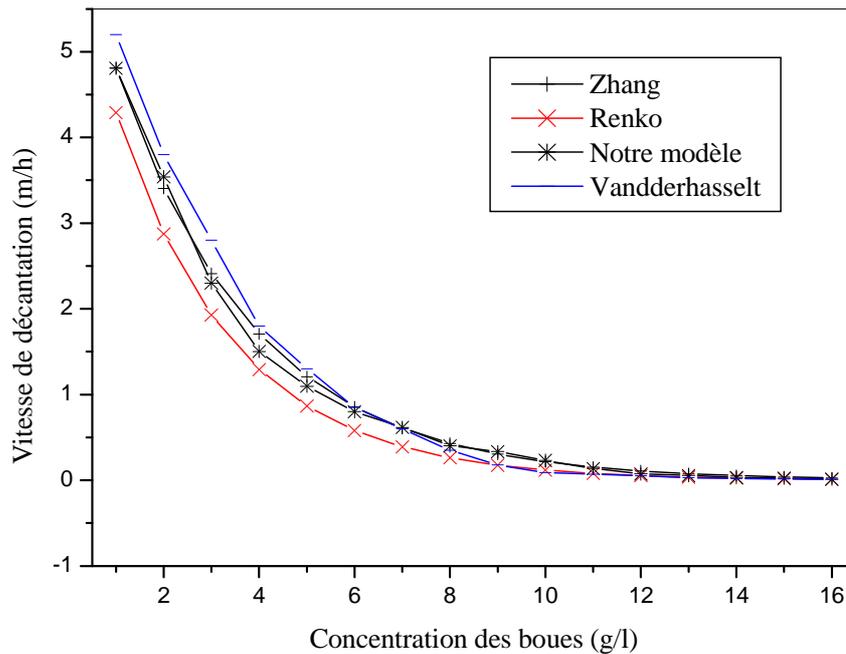


Figure 5-13. Modèles vitesse-concentration.

La comparaison entre quelques modèles de la littérature pour des concentrations initiales faibles (1 à 5 g/L), est très encourageante, puisque les prédictions de notre modèle se situent au milieu des prédictions des autres modèles (figure 5-13). Nous signalons que notre modèle nécessite l'estimation des paramètres suivants : MES_0 , SVI , V_{ZS} , a , b , H_l , t_l .

5.2.5.2 Méthode basée sur l'observation graphique

On a vu dans la partie § 5.2.4 que la vitesse de sédimentation est une fonction de plusieurs paramètres, tels que la concentration des matières en suspension et la hauteur initiale de l'interface solide/liquide. Plusieurs auteurs (Daigger et Roper, 1985; Wahleberg et Keinath, 1988 ; Hartel et Popel, 1992 ; Marsilli-Libelli, 1993 ; Joannis et al., 1999 ; Wett, 2002 ; Zhang D. J., 2006) lient la vitesse de sédimentation aux indices de boues (SVI, DSVI, SSVI), (voir Chapitre 2 § 2.4.3).

L'analyse de la dynamique des vitesses de sédimentation dans le décanteur secondaire a été abordée par plusieurs auteurs (Daigger et Roper, 1985; Wahleberg et Keinath, 1988, etc.) et on trouve dans la littérature différentes expressions pour estimer cette vitesse. Certaines de ces expressions sont compliquées et peu réalistes (Hadj-Sadok, 1998). Généralement les principaux modèles sont basés sur la forme exponentielle (équation 5-1) de Vesilind (1968).

Le modèle général décrivant l'évolution de la vitesse de sédimentation en fonction de la concentration des matières en suspension est détaillé dans cette partie.

Nous proposons le modèle suivant, qui permet de décrire l'évolution de la vitesse de décantation dans les deux zones de clarification et de compression :

$$V_S(X) = \begin{cases} V_0 e^{-NX} & ; 0 \leq X < X_l \text{ (zone de clarification)} \\ V'_0 e^{-N'X} & ; X \geq X_l \text{ (zone de compression)} \end{cases} \quad (5-16)$$

Où : V_S représente la vitesse de sédimentation des particules, m/h ;

X est la concentration des matières en suspension, g/L ;

X_l est la concentration limite entre les deux zones, g/L ;

N et N' sont des constants, L/g;

V_0 et V'_0 sont considérés comme constants, m/h.

Les paramètres V_0, V'_0, N et N' nécessitent une estimation dans le cas des charges en boues de différentes concentrations et ils sont déterminés expérimentalement à partir des tests effectués en éprouvettes, d'où il est facile de trouver les relations entre ces paramètres (V_0, V'_0, N et N') et l'indice de décantabilité de boues SVI .

L'objectif de cette partie est de présenter une méthode graphique basée sur l'analyse de Daigger et Roper, 1985.

L'exploitation de 33 expérimentations nous a permis de déterminer les relations entre les paramètres V_o , V'_o , N et N' , et l'indice de décantabilité des boues SVI. La figure 5-14 illustre ces expérimentations, où on y voit que la vitesse de sédimentation dépend de la concentration (environ de 0.2 à 4.5 g/L, plage observée durant les trois années étudiées sur le site) et de l'indice de décantabilité des boues.

Pour déterminer les points de concentration limite X_L , on utilise la même technique appliquée par González et al. (2007), (voir § 5.2.3).

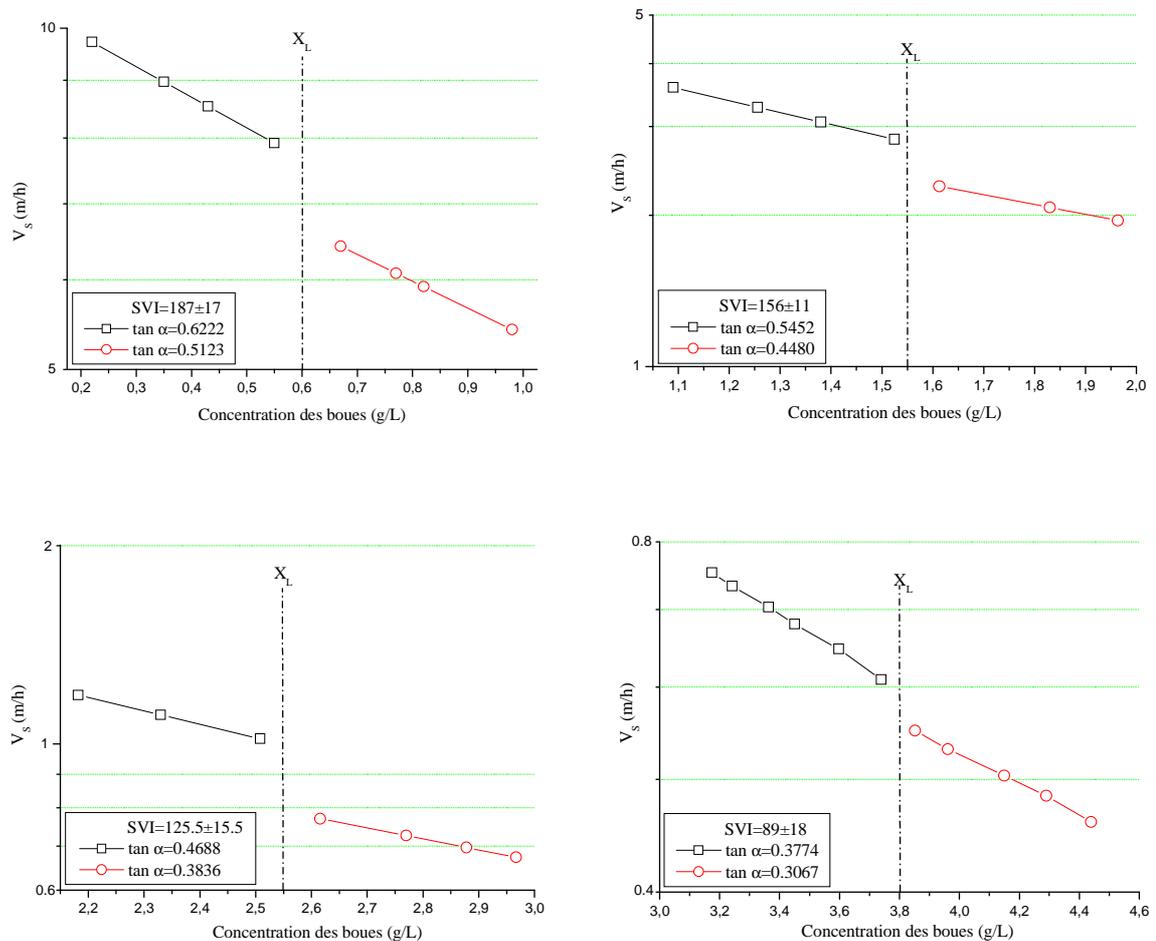


Figure 5-14. Tests de sédimentation, évolution des vitesses de décantation en fonction des concentrations en boues.

Le tableau 5-7 rassemble les résultats de la figure 5-14, et montre l'influence de l'indice de décantabilité des boues (SVI) sur les vitesses initiales de décantation V_o et V'_o des zones de clarification et de compression.

Tableau 5-7. Caractéristiques de décantabilité des boues,
Tests de sédimentation pour quatre groupes de boues.

Nombre d'expérience	SVI (mL/g)	X ₁ (g/L)	N (L/g)	V ₀ (m/h)	N' (L/g)	V' ₀ (m/h)
8	187±17*	0.60	0.6222	11.15	0.5123	9.25
7	156±11	1.55	0.5425	6.50	0.4480	4.70
7	125.5±15.5	2.55	0.4688	3.30	0.3836	2.10
11	89±18	3.80	0.3774	2.5	0.3067	1.80

* moyenne par rapport au nombre d'expérience (± min et max).

La figure 5-15 présente les variations des vitesses initiales de décantation en fonction des indices de décantabilité des boues. De première observation, V₀ et V'₀ sont relativement non-linéaire par rapport aux indices de boues SVI . Nous obtenons :

$$V_0 = 1.167 + 0.157 e^{0.022 SVI} \quad (5-17)$$

$$V'_0 = 1.105 + 0.038 e^{0.029 SVI} \quad (5-18)$$

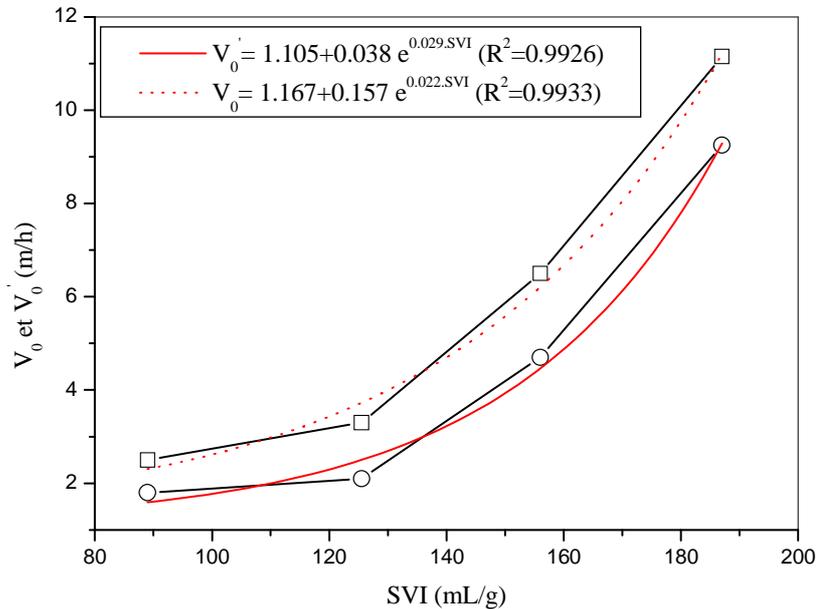


Figure 5-15. Relation entre les vitesses initiales de décantation et l'indice de boues.

A partir du tableau 5-7, on peut déduire les relations linéaires de N et N', en fonction de SVI, et obtient les expressions 5-19 et 5-20 suivantes :

$$N = 0.155 + 0.0025(SVI) ; \quad R^2 = 0.9992 \quad (5-19)$$

$$N' = 0.120 + 0.0021(SVI) ; \quad R^2 = 0.9987 \quad (5-20)$$

L'équation finale de la vitesse de sédimentation est décrite par l'expression suivante :

$$V_S(X) = \begin{cases} (1.167 + 0.157 e^{0.022 SVI}) e^{-(0.155+0.0025.SVI) X} & ; 0 \leq X < X_l \\ (1.105 + 0.038 e^{0.029 SVI}) e^{-(0.120+0.0021.SVI) X} & ; X \geq X_l \end{cases} \quad (5-21)$$

Où : X_l est la concentration limite, estimée à partir des données du tableau 5-7, dont on peut déduire l'équation linéaire suivante :

$$X_l = 6.682 - 0.0327(SVI) ; \quad R^2 = 0.9974 \quad (5-22)$$

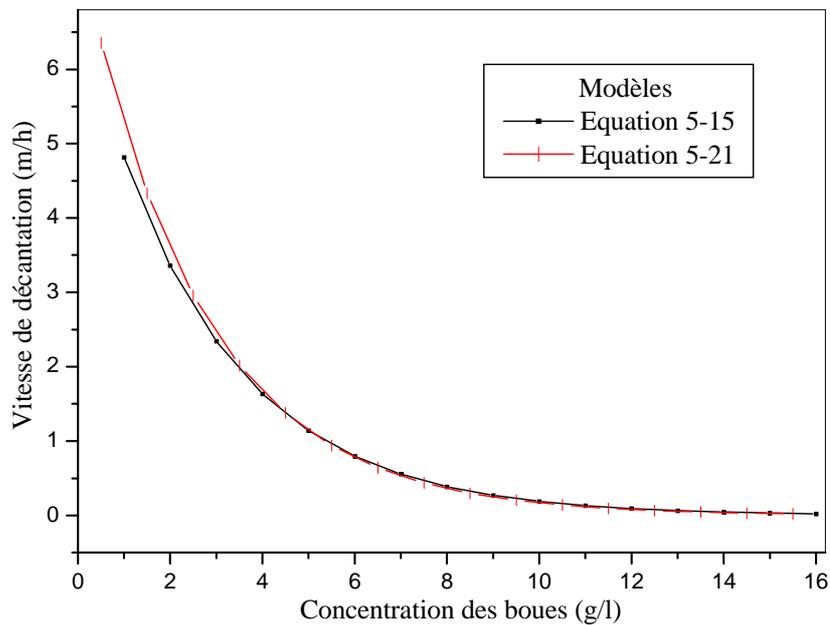


Figure 5-16. Comparaison entre les deux modèles développés, vitesse-concentration.

On a tracé sur la même figure, les vitesses de décantation issues des équations 5-15 et 5-21 pour le même indice de boue. La comparaison entre les deux modèles développés (équation 5-15 et 5-21), donne des résultats satisfaisants. Nous signalons que les deux modèles ont été développés à partir de la même base des données expérimentales.

5.3 Conclusion

Ce chapitre a été structuré en deux parties, dont la première concerne la détermination des effets des paramètres influençant la vitesse de décantation (dilution, pH, etc.) et la deuxième porte sur la modélisation cette vitesse. Notons que les tests de décantabilité des boues ont été effectués en éprouvettes, à partir d'échantillons prélevés au niveau du bassin d'aération de la station d'épuration de Sétif. Les résultats de la première partie sont :

- l'augmentation de la concentration de la Matière En suspension entraîne une diminution de la vitesse de sédimentation et par conséquent de l'indice de décantabilité des boues.
- l'augmentation du pH est accompagnée d'une légère diminution de la vitesse initiale de sédimentation, dans le domaine de pH de 5 à 10. Sachant que l'activité microbienne est meilleure à des pH proches de la neutralité.
- la vitesse de rotation de l'agitateur n'a aucun effet sur la vitesse de sédimentation au niveau de la zone de clarification. Cependant, les vitesses élevées de rotation (jusqu'à 41 rpm) semblent favoriser la compression.

Concernant la deuxième partie, nous précisons qu'à partir des résultats expérimentaux obtenus, trois modèles mathématiques décrivant la dynamique des vitesses de sédimentation ont été développés, dont le premier permet d'estimer la hauteur de l'interface liquide-solide en fonction du temps ($H(t)$) et les deux autres concernent l'estimation de la vitesse de sédimentation, à partir de la dérivation de $H(t)$ et de l'observation graphique. Nous précisons que les prédictions de ces modèles sont satisfaisantes, par comparaison avec les résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de ce travail. Ces modèles sont exprimés en fonction des indices de décantabilité des boues (SVI), dont le domaine de variation est de 71 à 204 mL/g, obtenu en effectuant plus de 96 expériences. Les expressions développées seront injectées dans le modèle dynamique du décanteur (chapitre 6) et elles peuvent également être utilisées dans l'établissement d'abaques et dans des boucles de commande (automates) dans le cas de l'automatisation de la station d'épuration.

*CHAPITRE 6- MODÉLISATION DYNAMIQUE DU
DÉCANTEUR SECONDAIRE*

Nous rappelons que la bonne gestion d'une station d'épuration repose essentiellement sur le bon fonctionnement des deux principaux ouvrages constituant la station, et qui sont l'aérateur et le décanteur. Ce dernier, qui assure la séparation des boues de l'eau clarifiée, nécessite d'être modéliser, en tenant compte des phénomènes intervenant dans le décanteur, afin d'avoir un modèle dynamique représentatif servant comme outil de réglage du bon fonctionnement. Ce modèle est établi à partir des bilans de forces où les flux hydrauliques (ascendants et descendants), sédimentaires et dispersifs. Il est clair que l'efficacité de séparation dans le décanteur dépend également des phénomènes physico-chimiques et biologiques, ayant lieu dans l'aération (croissance des floes : tailles, formes, etc.). Le paramètre clé de séparation est sans doute la **vitesse de décantation** (chap. 5), qui intervient directement dans le modèle dynamique du décanteur. La résolution mathématique du modèle dynamique, constitué d'équations différentielles non linéaires, permet d'estimer la variation de la hauteur des boues en fonction de toutes les variables de fonctionnement (opératoires, perturbations, commandes).

L'objectif principal de ce chapitre est d'établir un modèle mathématique permettant de reproduire les variations de la hauteur du voile de boues en fonction des concentrations, intégrant les différents paramètres de fonctionnement de la station d'épuration de la ville de Sétif.

Ce modèle doit être validé par une large gamme de résultats expérimentaux à grande échelle afin d'obtenir un modèle opérationnel, qui peut servir également dans les tests de simulation.

6.1 Analyse du fonctionnement du décanteur secondaire

L'efficacité du procédé de traitement par boues activées est principalement basée sur l'activité des micro-organismes maintenues en aération et mélangés par des eaux usées à épurer, dont leurs croissances engendrent la formation des floes (particules solides) ayant différentes tailles et différentes aptitudes à la décantation. En conditions normales, les boues ont la propriété de se décanter en absence d'agitation. La nature des boues influe directement sur leur décantabilité (Pujol et al., 1990).

A partir du modèle, on peut élaborer le processus de séparation en respectant les règles de conception ainsi que la gestion rationnelle de la production des boues (Pronest et al. 2002).

La figure ci-dessous (figure 6-1) représente un schéma classique et simplifié du décanteur de la station de la ville de Sétif, où sont mentionnées les positions de prélèvement, pour déterminer les profils de concentration. Ce décanteur cylindro-conique de 46 m de diamètre est équipé d'un pont racleur et d'un Clifford (Jupe de répartition) large, dont on peut régler sa hauteur.

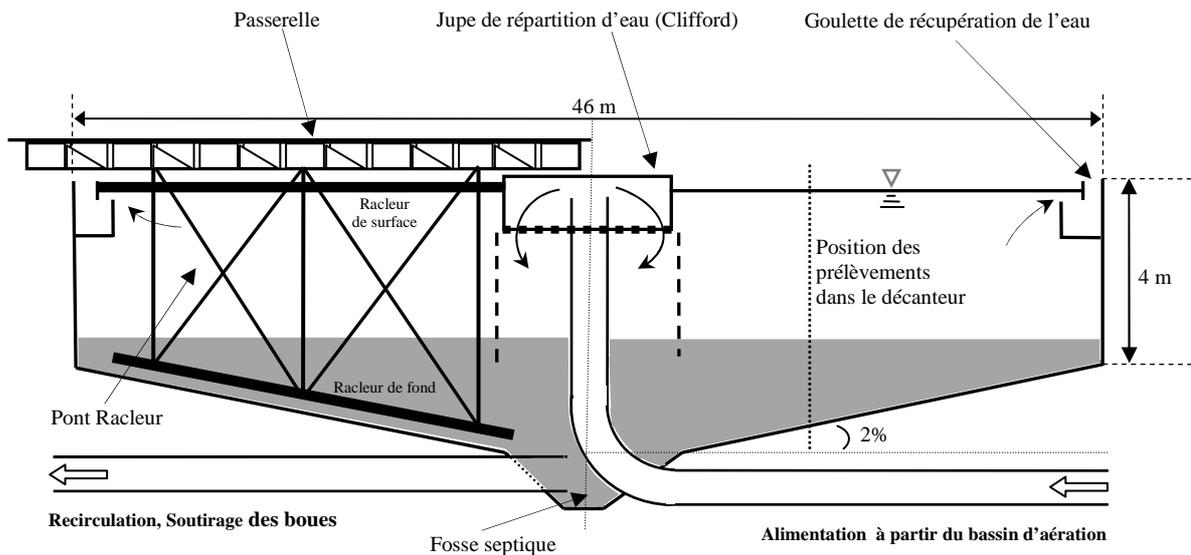


Figure 6-1. Géométrie du décanteur secondaire de la station d'épuration de Sétif.

La fiabilité du traitement des eaux usées reste étroitement dépendante du bon déroulement de la phase de décantation (Pujol et al., 1990). Celle-ci constitue en effet la dernière étape de séparation liquide/solide avant de rejeter l'eau épurée directement dans le milieu récepteur.

6.1.1 Aspects hydrodynamiques du décanteur secondaire

Le phénomène de décantation nécessite de produire dans le décanteur secondaire des conditions d'équilibre où flux hydraulique ascendant (vitesse ascensionnelle) ne perturbe pas la décantation des floes (descente des particules). En conséquence, ces particules sont concentrés en fond du décanteur secondaire puis ensuite soutirer, soit vers la recirculation vers le bassin d'aération, soit vers l'unité de l'épaississement et par la suite conduit vers les lits de séchage. Dans ce sens, le décanteur est équipé d'un racleur de fond qui assure une agitation modérée afin de favoriser la sédimentation des floes et ainsi de concentrer les boues dans la fosse septique.

Le décanteur secondaire est caractérisé par un paramètre technique fondamentale : la vitesse ascensionnelle (ou charge hydraulique superficielle). Cette vitesse est calculée en divisant le débit admis dans le décanteur par sa surface (Pujol et al., 1990).

Les boues pénètrent dans le clarificateur par le Clifford. Elles sont dirigées vers le bas et alimentent horizontalement une couche de concentration équivalente. Dauphin (1998) a supposé que les boues s'écoulent verticalement dans un Clifford virtuel où elles sont diluées. Notons que ce Clifford virtuel de Dauphin est en fait constitué d'une zone située en dessous du Clifford réel. Cette zone ne peut être considérée que si le Clifford réel est peu profond, où on peut supposer l'existence des phénomènes de dilution d'échange entre le courant descendant de la liqueur mixte provenant de l'alimentation avec l'eau clarifiée. D'après Joannis et al., 1999, cette dilution provoque une cellule de convection entre la couche d'alimentation et une couche haute du décanteur.

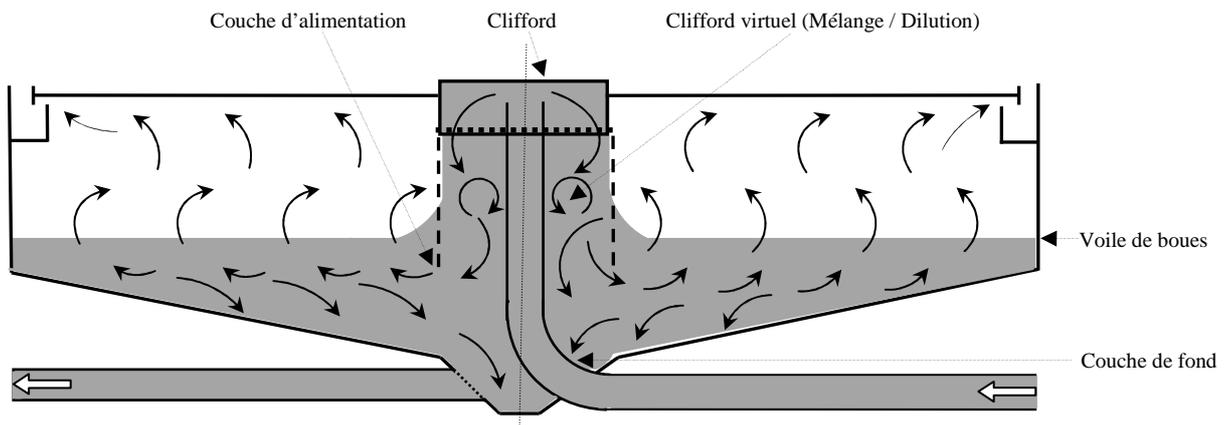


Figure 6-2. Représentation conceptuelle du régime hydraulique (Dauphin, 1998).

Le fonctionnement du clarificateur est influencé par les chocs hydrauliques, qui sont caractérisés par des augmentations subites et importantes du débit d'alimentation de la station d'épuration (surcharges hydrauliques), où on constate plusieurs perturbations de fonctionnement qui influencent directement le fonctionnement des zones de clarification et d'épaississement.

La régulation de la hauteur du voile de boues est très importante pour la bonne séparation liquide-solide et qui permet d'éviter les problèmes de débordement des boues vers le milieu récepteur. Cette régulation est assurée en tenant compte des débits d'alimentation et de sortie du décanteur ainsi que leurs concentrations en MES. Il s'agit principalement des

débits : d'alimentation, de recyclage vers l'aérateur, de soutirage et de rejet vers le milieu récepteur.

Il est important de noter que souvent la montée de la hauteur du voile de boue entraîne une mauvaise séparation et le rejet des eaux clarifiées ayant des concentrations en MES supérieures aux normes (> 30 mg/L). Si le voile de boue atteint la surface, la boue rejetée dans le milieu récepteur peut contenir des valeurs élevées de MES (30-400 mg/l) (Canler, 1994 ; Bergh, 1996).

Le décanteur secondaire ainsi que le bassin d'aération sont concernés par l'admission de surcharges en station. Au niveau de l'aérateur, la croissance des microorganismes est affectée par la diminution de l'âge interne des boues. Quant aux conséquences des surcharges hydrauliques sur le décanteur elles peuvent être l'augmentation de la vitesse ascensionnelle et du flux massique.

6.1.2 Exploitation manuelle de la surface du voile de boues

Le décanteur est alimenté en boues provenant du bassin d'aération. Il existe des limites hydrauliques au-delà desquelles on observe une perturbation des vitesses de sédimentation des particules ; qui sont dues aux déséquilibres entre les débits d'alimentation, de soutirage et de rejet vers le milieu récepteur. Ce phénomène, qui provoque également un effet d'engorgement (dégorgement) du décanteur secondaire, est observé essentiellement en cas de surcharges. Dans ces cas de fonctionnement de surcharges, il est difficile de contrôler les débits de sorties (recyclé, traité et soutiré) et au même temps avoir une bonne décantabilité des boues. Une des solutions possibles, mais qui est coûteuse, est d'avoir une autre ligne (en stand-by) en parallèle pour absorber ces perturbations ; et ce pour éviter le débordement le lit de boues.

Le problème est délicat car pour éviter le débordement, on doit augmenter le soutirage dont une partie est renvoyée vers l'aérateur et l'autre dirigée vers l'unité d'épaississement, dont la concentration en MES doit être supérieure à 8 g/L. Notons que le taux élevé de recyclage vers l'aérateur perturbe la bonne croissance des microorganismes dans ce dernier et entraîne une mauvaise dégradation de la pollution dans l'aérateur et au même temps une mauvaise sédimentation des boues au niveau du décanteur.

L'horizontalité du voile de boue a été réalisée manuelle suivant quatre radiales perpendiculaires. Ce test a aussi été effectué à l'aide d'un disque blanc de 20 cm de diamètre

câblé au centre avec un fil de 5 m gradué de 0.1 m. La durée de la manipulation est d'environ une demi-heure, ce qui ne perturbe pas la hauteur du voile de boue. Notons que ce dernier se trouve à une profondeur inférieure à la base du Clifford (figure 6-3).

A l'exception de la zone proche du Clifford (jupe de répartition) ainsi que celle proche de l'axe du racleur de fond (situé à 17 m de rayon) où on constate une turbulence, ces mesures montrent une bonne horizontalité du voile de boues, à ± 30 cm près, sur l'ensemble de la surface du décanteur.

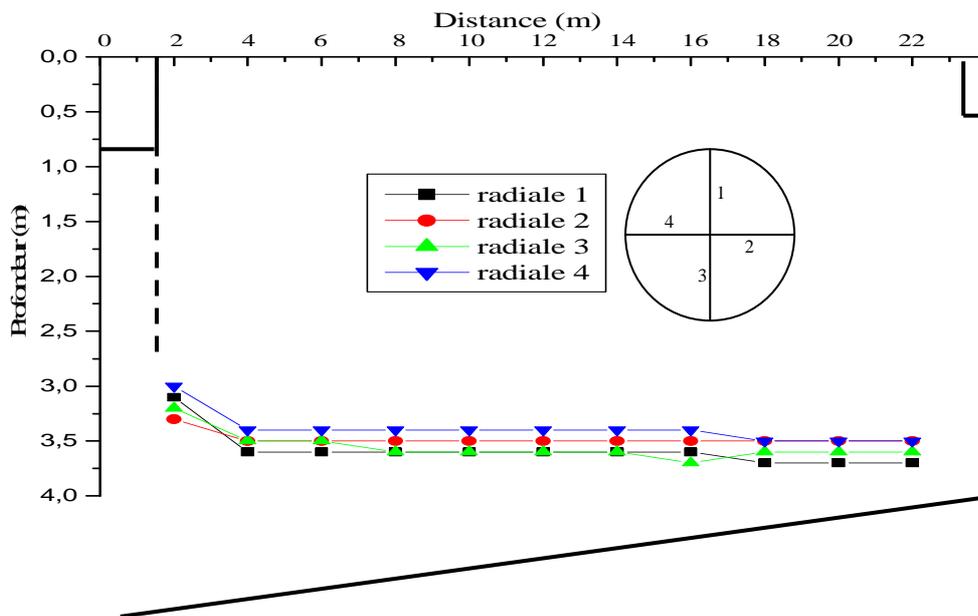


Figure 6-3. Mesure manuelle de la profondeur du voile de boues.

Le Clifford détermine la couche d'alimentation de flux de boue provenant de l'aérateur et assure la bonne répartition du flux de boue à l'intérieur du décanteur secondaire, son rôle est important pour le bon fonctionnement de l'ouvrage. A partir de la figure 6-3, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Un modèle à une dimension est possible.
- La couche d'alimentation du décanteur se trouve au niveau du Clifford.

Plusieurs auteurs tels que Joannis et al., 1994 ; Dauphin et al. 1997, ont constaté les mêmes observations de l'horizontalité du voile de boues, qui a également été constatée visuellement lorsque celui-ci est proche la surface du décanteur.

Les boues activées, provenant de l'aérateur et qui alimente le décanteur, ont une concentration plus élevée que celle de l'eau clarifiée et par conséquent elles ont une masse volumique plus grande. Ces boues en alimentant verticalement le décanteur se mélangent à l'eau de la zone de clarification où il s'établit un équilibre et de dilution dans la zone virtuelle au dessous de Clifford. A la fin de cette zone on peut estimer que la couche ainsi formée (d'alimentation) a une concentration en MES et une masse volumique équivalente, horizontalement plus ou moins constantes. Ce niveau de couche d'alimentation dépend de la concentration des boues présentent dans le décanteur. Dauphin (1998) pense que le problème de réglage du niveau de boues est bien connu les exploitants des stations d'épuration, mais il est totalement ignoré par les modèles classiques basés sur la théorie des flux, qui supposent que la couche d'alimentation est au niveau du Clifford, et qui prévoient que le voile de boues s'établit à ce niveau, sauf en cas de surcharges.

6.1.3 Variation des concentrations en MES dans le décanteur

Diehl (1997) et Pons et al. (1999) ont étudié l'influence de la position de l'alimentation dans le décanteur sur les performances de la décantabilité des boues. Ces auteurs pensent que les effluents provenant du bassin d'aération pénètrent dans le décanteur au niveau de la zone d'épaississement. Ce type de fonctionnement du décanteur, qui consiste à positionner le bas du Clifford au niveau de la zone de séparation entre les deux zones de clarification et d'épaississement, est un cas particulier car le plus souvent, selon la majorité des auteurs, cette position se trouve dans la zone de clarification et par conséquent il existe une zone virtuelle d'échange en dessous du Clifford.

Des prélèvements d'échantillons ont été effectués dans le décanteur de la station d'épuration de la ville de Sétif, sur un axe vertical et parallèle au Clifford, à une position située entre l'axe central et la lame déversante du décanteur (voir figures 6-1 et 6-4). Ces prélèvements ont été réalisés pour deux radiales.

Une concentration moyenne en boues, exprimée en Matières En Suspension (MES), a été calculée en tenant compte du nombre d'essais effectués. La durée des prélèvements réalisés par temps sec est d'environ 20 minutes. La hauteur du voile de boues se situe à 3 m de profondeur, dans le cas d'un fonctionnement stabilisé.

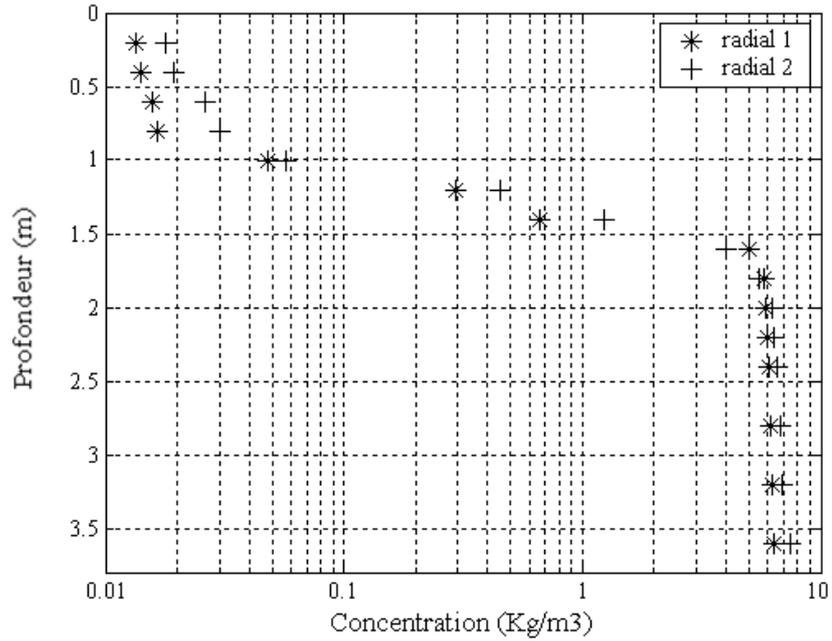


Figure 6-4. Concentration en MES mesurées en fonction de la profondeur dans le décanteur.

Les résultats expérimentaux présentés sur la figure 6-4 ont été obtenus dans le cas de fonctionnement où le Clifford se trouve dans la zone de clarification.

La concentration de transfert, du débit d'alimentation provenant de l'aérateur, est environ de 2900 mg/L. Par contre la concentration moyenne dans la zone virtuelle (mélange/dilution) ne présente que de 2500 mg/L. La concentration commence à diminuer dès la sortie du Clifford, suite à la dilution des boues par l'eau présente dans la zone de clarification. En cas de fonctionnement stabilisé la hauteur du voile de boues est située, plus ou moins, à position fixe. Cependant, s'il y a une extraction brutale (rapide) des boues ceci entrainerait une diminution de cette hauteur et augmenterait la zone virtuelle d'échange et ainsi causerait une perturbation du fonctionnement du décanteur et tout le processus de traitement.

6.2 Modélisation dynamique du décanteur secondaire

Les principaux critères de conception d'une unité de séparation des solides de la phase liquide sont la charge massique, la charge hydraulique entrante, le débit de pointe, la profondeur minimale et le taux de débordement de lit de boues (Guergachi et Patry, 2003).

D'autres critères sont définis dans la littérature, tels que la concentration de liqueur mixte, l'indice de volume des boues (SVI, DSVI, SSVI) et le taux de recirculation. Ces critères sont cités par Daigger, 1985 ; Schuler et Hoon Jang, 2007 ; Zhang D.J. et al., 2006, pour caractériser les boues activées conventionnelles utilisées dans le fonctionnement optimale des grandes stations d'épurations.

Ces derniers critères présentent une importance particulière car ils interviennent dans le modèle de la vitesse de décantation (chapitre 5 : § 5.2.5.1 et § 5.2.5.2) et par conséquent dans le modèle global du décanteur qui permet d'estimer la variation de la hauteur du voile de boues en fonction des concentrations.

Le développement du modèle global représentant le fonctionnement du décanteur a été élaboré à partir de la théorie des flux des particules solides en intégrant la dispersion. Nous précisons que le modèle de départ, à une seule dimension (unidimensionnel, **1D**), ne considère que la variation axiale de la concentration, selon la hauteur du décanteur.

6.2.1 Objectifs et hypothèses

Les objectifs envisagés par ce travail sont les suivants :

- Mettre en évidence la répartition des flux de matières qui spécifient le processus de séparation solide/liquide ;
- Modéliser les concentrations en *MES* en fonction de la profondeur dans le bassin de sédimentation ;
- Intégrer dans le modèle principal un sous-modèle de prédiction de la vitesse de sédimentation en fonction de l'indice de décantabilité des boues (SVI) ;
- Maîtriser la gestion et la des surcharges hydrauliques entrant en station d'épuration.

Plusieurs hypothèses simplificatrices ont été considérées pour notre modèle :

- La vitesse de sédimentation (V_S) ne dépend que de la concentration, et elle est nulle au fond du décanteur ;
- La concentration dans un plan horizontal est uniforme ;
- Il y a conservation de la masse, les réactions biologiques et le gonflement des boues sont négligés ;
- Chacune des deux compartiments de clarification et d'épaississement des boues est supposée homogène.

Dans ces études sur la révision de modèles des décanteurs, Bargiel et Tory (2006) et David et al. (2009) pensent que le modèle unidimensionnel (1D) est un modèle sans réaction (chimique ou biologique) et il permet d'obtenir les profils de concentration en Matière En Suspension et les vitesses de décantation dans le clarificateur.

Les trois flux qui jouent un rôle important dans la détermination des profils de concentration dans le décanteur sont les flux hydraulique, sédimentaire et dispersif (figure 6-5).

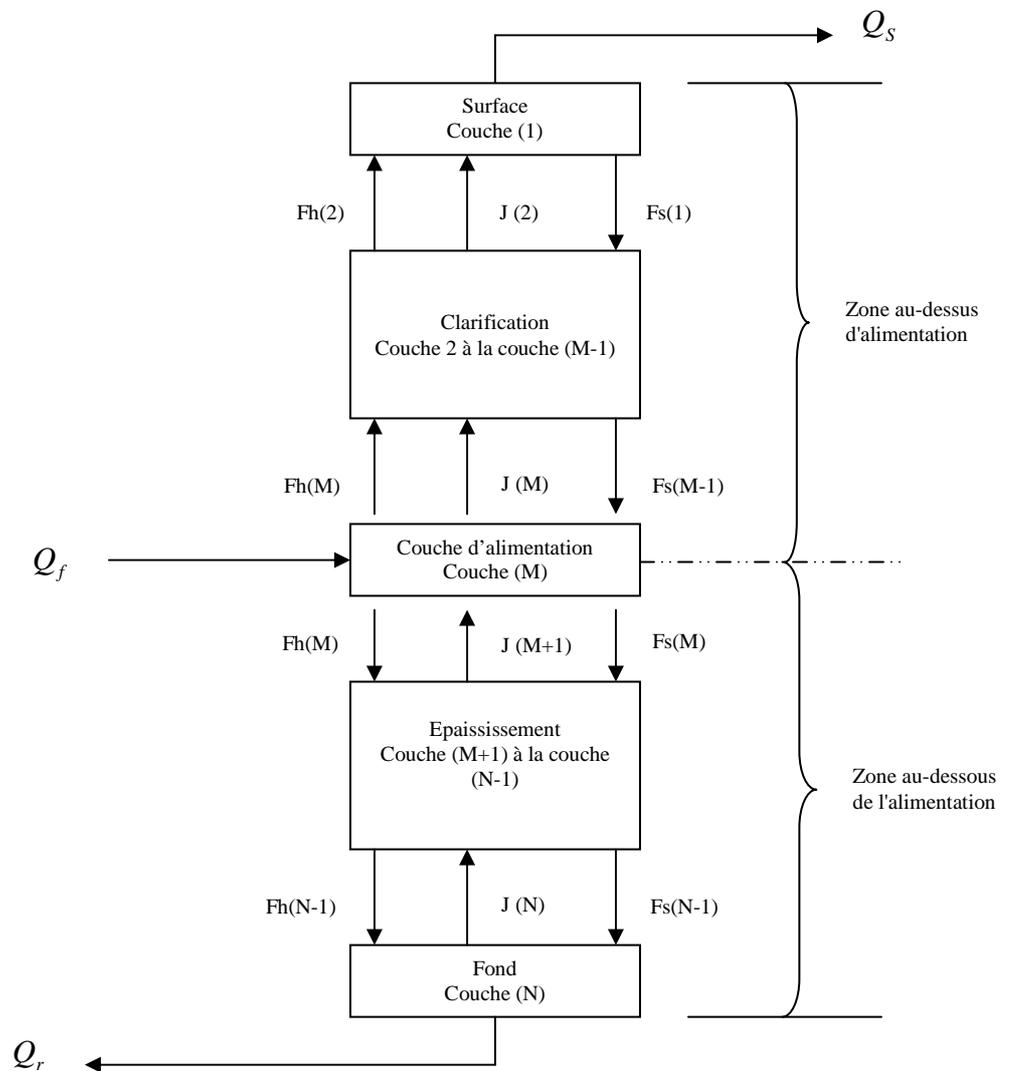
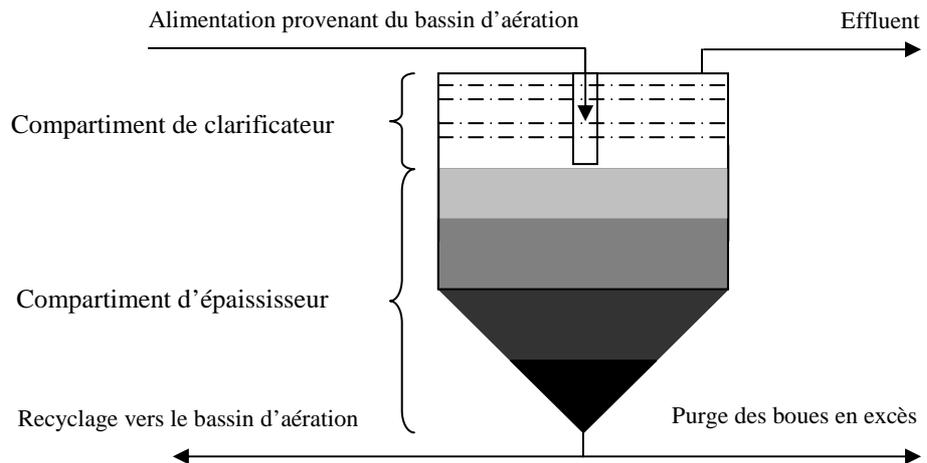


Figure 6-5. Répartition des flux de matières d'un modèle du décanteur secondaire.

6.2.2 Développement et résolution numérique du modèle dynamique

La figure 6-6 montre les composants individuels des flux des particules solides, hydraulique (F_h), sédimentaire (F_S) et dispersif (J), dans une couche d'épaisseur ΔZ .

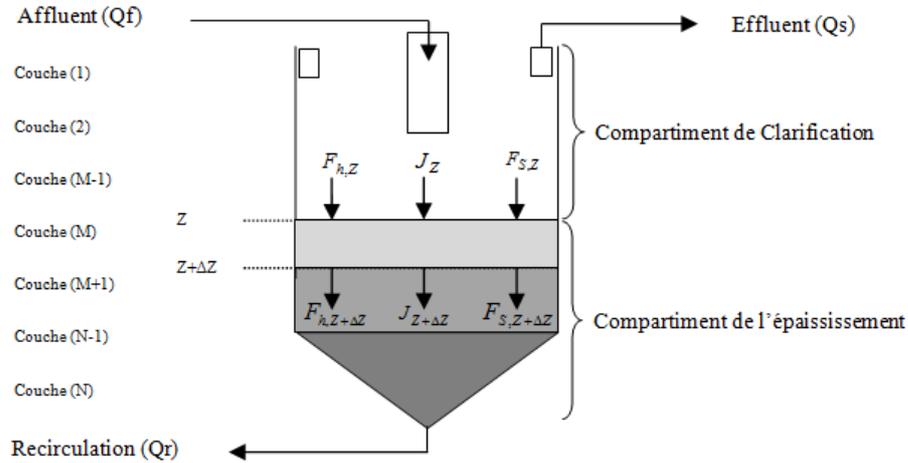


Figure 6-6. Stratification du décanteur secondaire.

A partir de la (figure 6-6) et en considérant une couche dans la zone d'épaississement, le bilan massique par rapport à la biomasse, qui tient compte de l'accumulation et des trois flux entrants et sortants, permet d'obtenir l'équation suivante :

$$A.\Delta Z.\frac{\partial X}{\partial t} = A.F_h|_z - A.F_h|_{z+\Delta z} + A.F_S|_z - A.F_S|_{z+\Delta z} + A.J|_z - A.J|_{z+\Delta z} \quad (6-1)$$

Avec : $J = -D_S \frac{\partial X}{\partial Z}$, $F_h = \frac{Q_r}{A} X$ et $F_S = V_S X$

D'où $V_s = f(X)$: Vitesse de sédimentation (m/h), $V_h = Q_r/A$: Vitesse hydraulique (m/h), Q_r : Débit volumique (m^3/h), X : Concentration en boues (g/L), D_S : Coefficient de dispersion (m^2/h), A : Surface du décanteur (ou section droite, m^2).

Après le développement de l'équation (6-1), nous obtenons l'équation (6-2) qui est une équation aux dérivées partielles. Ce modèle est à la base de celui utilisé par Lee, 1999.

L'équation (6-1) prend la forme suivante :

$$\frac{\partial X}{\partial t} = -\frac{\partial F_h}{\partial Z} - \frac{\partial F_S}{\partial Z} + \frac{\partial}{\partial Z} \left(D_S \frac{\partial X}{\partial Z} \right) \quad (6-2)$$

Après réarrangement de l'équation (6-2), on a :

$$\frac{\partial X}{\partial t} = -\frac{Q_r}{A} \frac{\partial X}{\partial Z} - \frac{\partial(V_S X)}{\partial Z} + D_S \frac{\partial^2 X}{\partial Z^2} \quad (6-3)$$

D_S : Coefficient de dispersion dans la zone d'épaississement (m^2/h).

En appliquant le même raisonnement dans la zone de clarification, c'est-à-dire en considérant une couche et en effectuant le bilan massique par rapport à la biomasse, on obtiendra l'équation 6-4 suivante :

$$\frac{\partial X}{\partial t} = -\frac{Q_S}{A} \frac{\partial X}{\partial Z} + \frac{\partial(V_S X)}{\partial Z} + D'_S \frac{\partial^2 X}{\partial Z^2} \quad (6-4)$$

D'_S : Coefficient de dispersion dans la zone de clarification (m^2/h).

Le modèle dynamique du décanteur, décrit par les équations 6-3 et 6-4, relatives aux zones d'épaississement et de clarification, peut être résolu numériquement en utilisant un schéma des différences finies (figure 6-5). Cette technique numérique tient compte de cinq sections (figure 6-5) : haut du décanteur ($i=1$), zone de clarification ($i=1, M-1$), couche d'alimentation ($i=M$), zone d'épaississement ($i=M+1, N-1$) et couche du fond ($i=N$). On note que toutes les couches ont la même épaisseur ($\Delta Z = \text{constante}$).

1- Pour la couche de surface ($i=1$) :

$$\frac{dX_1}{dt} = \frac{Q_S(X_2 - X_1) - V_{S,1}X_1A + D'_S \left(\frac{X_2 - X_1}{\Delta Z} \right) A}{A \cdot \Delta Z} \quad (6-5)$$

D'où Q_S Débit à la sortie du décanteur (m^3/h).

2- Pour les couches au-dessus de la couche d'alimentation:

$$\frac{dX_i}{dt} = \frac{Q_S(X_{i+1} - X_i) - V_{S,i-1}X_{i-1}A - V_{S,i}X_iA + D'_S \left(\frac{X_{i+1} - 2X_i + X_{i-1}}{\Delta Z} \right) A}{A \cdot \Delta Z} \quad (6-6)$$

3- Pour la couche d'alimentation :

$$\frac{dX_M}{dt} = \frac{Q_A(X_f - X_M) + V_{S,M-1}X_{M-1}A - V_{S,M}X_MA + D'_S \left(\frac{X_{M+1} - X_M}{\Delta Z} \right) A - D_S \left(\frac{X_M - X_{M-1}}{\Delta Z} \right) A}{A \cdot \Delta Z} \quad (6-7)$$

D'où Q_A Débit d'alimentation (m^3/h) et Q_r Débit recirculé (m^3/h).

4- Pour les couches en-dessous de la couche d'alimentation :

$$\frac{dX_i}{dt} = \frac{Q_r(X_{i-1} - X_i) + V_{S,i-1}X_{i-1}A - V_{S,i}X_iA + D_s\left(\frac{X_{i+1} - 2X_i + X_{i-1}}{\Delta Z}\right)A}{A.\Delta Z} \quad (6-8)$$

5- Pour la couche de fond (i=N) :

$$\frac{dX_N}{dt} = \frac{Q_r(X_{N-1} - X_N) + V_{S,N-1}A - D_s\left(\frac{X_N - X_{N-1}}{\Delta Z}\right)A}{A.\Delta Z} \quad (6-9)$$

Les équations 6-5 à 6-9 représentent le modèle dynamique du décanteur secondaire, en considérant la dispersion axiale des N couches constituant la hauteur complète (Z) du décanteur, en fonction de la concentration de la biomasse (X).

En régime permanent, ces N équations différentielles non linéaires deviennent des équations algébriques et elles sont résolues par la méthode itérative, en fixant la concentration à la surface du décanteur et on calculera les différentes concentrations des couches constituant les deux zones de clarification et d'épaississement, qui ont été divisées en cinq couches chacune.

6.2.3 Résultats et discussions

Plusieurs auteurs, comme Hamilton et al., 1992 et Lee, 1999, intègrent dans leurs modèles le terme de dispersion et ils utilisent un coefficient de dispersion constant. Dans notre cas, nous avons considéré également un coefficient de dispersion constant.

6.2.3.1 Vitesses de sédimentation et indices de boue

La vitesse de sédimentation intervenant dans ce modèle dynamique du décanteur a été calculée d'après les équations qui ont été développées dans le chapitre 5. Un exemple expérimental de relier les indices de décantation des boues (SVI) en fonction de la vitesse de sédimentation est résumé dans le tableau 6-1.

Tableau 6-1. Exemple de données expérimentales pour la décantabilité des boues.

Décantabilité (mL/L)	MES (g/L)	SVI (L/g)	VS (m/h)
325	2.80	0.116	2.05
296	2.10	0.141	2.60
231	1.60	0.144	4.55
184	1.10	0.167	6.50
154	0.90	0.171	7.60

Ces données à faibles concentrations ont été obtenues à partir du bassin d'aération de la station d'épuration de la ville de Sétif. Plusieurs expérimentations ont été effectuées de mars 2011 au juin 2011. Pendant cette période, l'aptitude des boues à décanter et leurs qualités sont restées relativement homogènes pendant ces expérimentations. Notons que les indices de boues (SVI) varient entre 120 et 170 mL/g, avec une moyenne proche de 140 mL/g.

Nous rappelons que les modèles permettant d'estimer la vitesse de décantation, développés dans le chapitre 5 (§ 5.2.5.1 et § 5.2.5.2), sont les suivants :

$$V_S(X) = \begin{cases} \frac{H_0}{t_l} \left(\ln \frac{H_0}{H_l} \right) \frac{X_0}{X} \text{ et } \frac{t}{t_l} = \ln \left(\frac{X}{X_0} \frac{H_l}{H_0} \right) & ; \quad (\text{zone de clarification}) \\ \frac{b H_0 X_0}{(t+t_l)^2 X} \text{ et } t + t_l = \frac{b}{\ln \left(\frac{H_0 X_0}{a X} \right)} & ; \quad (\text{zone de compression}) \end{cases} \quad (6-10)$$

$$V_S(X) = \begin{cases} (1.167 + 0.157 e^{0.022 SVI}) e^{-(0.155+0.0025.SVI) X} & ; (\text{z. clarification}) \\ (1.105 + 0.038 e^{0.029 SVI}) e^{-(0.120+0.0021.SVI) X} & ; (\text{z. compression}) \end{cases} \quad (6-11)$$

Où : X_l est la concentration limite entre les deux compartiments ; V_o, V_o' et SVI sont considérés comme constants qui nécessitent une estimation dans les cas des boues à faible et moyenne charges, et ils ont été obtenus à partir d'essais en éprouvettes (voir détails dans le chapitre 5).

6.2.3.2 Calage des paramètres du modèle

Le calage consiste essentiellement à estimer et à ajuster les valeurs des paramètres de décantabilité de boues, tels que les indices de boue et la vitesse maximale de sédimentation. Le calage de modèle permet de régler les paramètres :

- a, b, t_l, H_l, H_0 et X_0 pour le modèle de vitesse de sédimentation de l'équation 6-10 et
- V_o, V_o', X_l et SVI du modèle de vitesse de sédimentation de l'équation 6-11,

L'objectif principal est de minimiser les écarts entre les résultats obtenus sur le site d'étude et le modèle développé.

6.2.3.3 Utilisation sur site et résultats obtenus

Dans un premier temps, nous présentons une comparaison entre les résultats expérimentaux de Pflanz (1969) et les prédictions du modèle principal du décanteur, en intégrant les deux sous-modèles développés de la vitesse de décantation. Les résultats

expérimentaux de Pflanz ont été obtenus dans un décanteur ayant un volume de 1800 m^3 , un diamètre de 33 m et une profondeur de 2.27 m ; en fixant un débit opératoire de $450 \text{ m}^3/\text{h}$.

La figure 6-7 présente la variation de la profondeur du décanteur en fonction de la concentration des boues. Nous constatons d'après cette figure que les prédictions des deux sous modèles 6-10 et 6-11 sont plus ou moins proches, avec quelques avantages pour sous-modèle 6-11 dans la zone de clarification. Nous signalons que le sous modèle 6-11 est plus pratique car il ne nécessite l'estimation du SVI et la vitesse initiale de sédimentation. Par contre avec le sous-modèle 6-10, on est obligé de déterminer plusieurs paramètres (a , b , t_l , H_l , H_0 et X_0) dont certains sont estimés graphiquement d'où la non faisabilité du modèle, surtout s'il s'agit d'injecter le modèle dans un processus de commande de la station d'épuration.

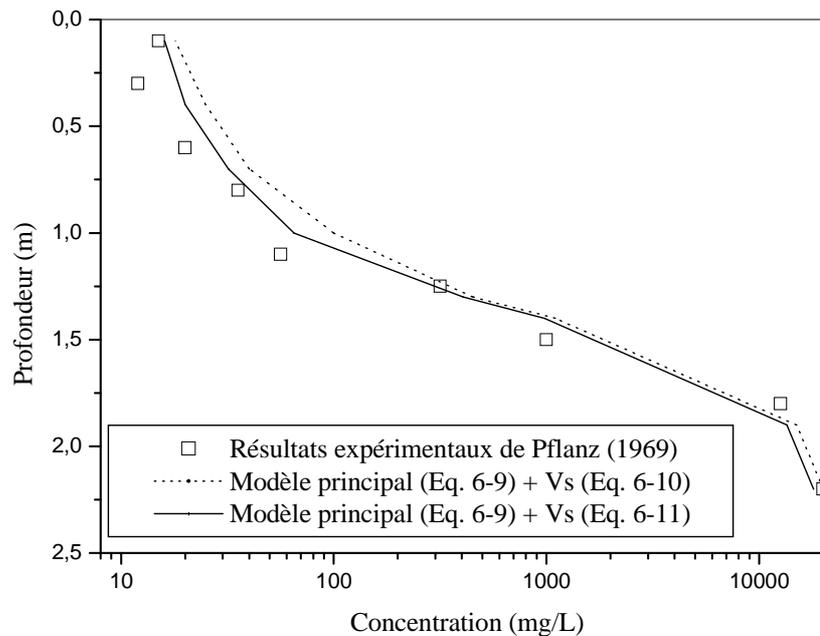


Figure 6-7. Comparaison avec notre modèle et les résultats expérimentaux de Pflanz.

Dans notre cas, la concentration de transfert (X_A), de la charge provenant de l'aérateur (vers le décanteur) varie entre 900 et 5000 mg/L. La concentration est faible (inférieure à 2500 mg/L) au niveau de la goulotte de répartition dans le décanteur. Les manipulations sont réalisées par temps sec et le voile de boues se situe généralement à 3 m de profondeur.

Les conditions de travail dans la station d'épuration de Sétif sont rassemblées dans le tableau 6-2.

Tableau 6-2. Caractéristiques du décanteur (Station d'épuration de Sétif).

Paramètres	Valeur
A	1661 m ²
Q_s, Q_r	400-1320 m ³ /h
X_A	0.9-5.0 Kg/m ³
D_S^*	11.7263 m ² /s

* utilisé par Hamilton et al. (1992)

Les manipulations réalisées sur site consistent à exécuter des prélèvements dans le décanteur et sur un axe parallèle à la goulotte de répartition, et ce dans l'objectif de suivre les variations de la hauteur des voiles des boues en fonction des concentrations. La concentration en boues est exprimée en matières en suspension (MES).

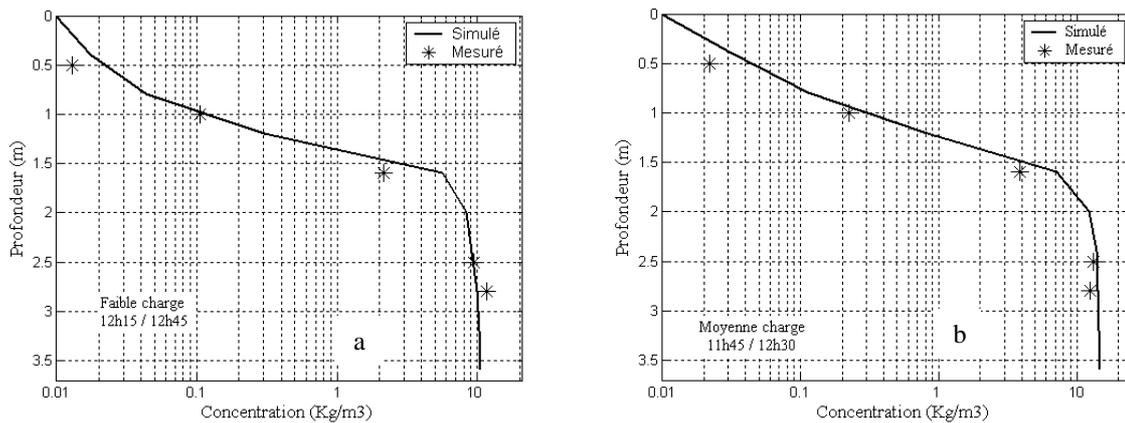


Figure 6-8. Concentrations de boue mesurées et simulées en fonction de la profondeur.

Le modèle principal (équation 6-9, en intégrant le sous-modèle (équation 6-11)) a été calé en utilisant des données expérimentales, obtenues en fonctionnement à faibles et moyennes surcharges. Sur la figure 6-8 (a et b) sont portées les variations de la profondeur en fonction de la concentration en MES. Cette figure présente la comparaison des prédictions du modèle dynamique du décanteur avec les résultats expérimentaux à faibles et moyennes charges. On voit d'après ces résultats qu'il existe un bon accord entre les estimations du modèle et les résultats expérimentaux dans le domaine de variation de la profondeur allant de 0 à 2 m. A des niveaux plus profonds, supérieur à 2 m, on constate que le modèle développé surévalue la profondeur en fonction de la concentration. Il est intéressant de noter que les écarts les plus importants correspondent à la zone d'épaississement. Ces écarts peuvent être liés à la difficulté de prendre les échantillons à une profondeur supérieure à 2 m.

6.3 Conclusion

Un modèle dynamique unidimensionnel du décanteur secondaire a été développé, en considérant les deux zones de clarification et d'épaississement, constituées de cinq (05) couches chacune. Dans ce modèle, nous avons intégré un sous-modèle de prédiction de la vitesse de sédimentation en fonction de l'indice de décantabilité des boues (SVI). Nous avons utilisé pour le calage du modèle des résultats expérimentaux réalisés sur site d'étude de la station d'épuration de la ville de Sétif, en tenant compte des résultats obtenus en éprouvette et au niveau du décanteur secondaire.

La simulation de concentrations de boues et de la hauteur du voile de boues correspond également bien à nos résultats expérimentaux. Cette simulation serait tout à fait complémentaire du dispositif adopté pour la gestion et la maîtrise des surcharges hydrauliques.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion Générale

Le traitement des eaux usées urbaines et industrielles est actuellement plus qu'indispensable. Les procédés de traitement des eaux usées urbaines à boues activées sont les plus utilisés dans la dépollution de l'eau, dont le bassin d'aération et le décanteur secondaire sont les deux ouvrages les plus importants. La croissance des micro-organismes dans l'aérateur engendre l'accroissement de la taille des floccs bactériens (particules solides) qui sont séparés dans le décanteur secondaire. Le rendement d'une station d'épuration est directement lié au bon fonctionnement de ces deux ouvrages « interconnectés ».

Notre contribution a été principalement orientée vers la séparation solide/liquide. Les bassins de décantation ont pour but principal d'assurer la séparation par gravité des solides en matières en suspension (MES) à partir de l'eau. Le décanteur secondaire permet aussi de stocker, de concentrer et de recirculer les boues activées.

Les travaux de cette thèse se sont focalisés sur l'analyse et l'optimisation des stations d'épuration à boues activées, en s'intéressant essentiellement au décanteur secondaire, dont l'objectif est d'améliorer et de contrôler la qualité de l'effluent dans les systèmes de biotraitement par boues activées. Ces travaux portent essentiellement sur deux axes principaux :

- Le premier est basé sur une étude expérimentale afin de déterminer et de quantifier les paramètres caractérisant le type d'effluent, qui ont une influence sur le fonctionnement de ce type des stations d'épuration, en suivant les concentrations des matières en suspension (MES) ainsi que les flux de matières entre les différents ouvrages.
- Le second axe concerne l'établissement d'un modèle mathématique décrivant les diverses opérations intervenant dans le décanteur secondaire.

Nos expérimentations ont été effectuées, au sein de la station d'épuration (STEP) de la ville de Sétif, pendant une période supérieure à trois années. Cette STEP est équipée d'un système de contrôle automatique de la qualité de l'effluent de sortie.

L'expérimentation réalisée sur la station d'épuration est primordiale pour déterminer et quantifier l'effet de paramètres opératoires influençant le processus de traitement et la gestion de la station. Nous avons collecté des informations très importantes sur la caractérisation des eaux usées entrant en station d'épuration et en décrivant la dynamique journalière des concentrations des polluants, des débits et des charges entre les différents ouvrages. Nous

avons réalisé plusieurs séries de suivi sur les boues de la station. Nous nous sommes intéressés aux deux types de boues présentes dans l'aération et le décanteur (transférées et recirculées). La concentration moyenne de transfert vers la goulotte de répartition des eaux est estimée à 2.85 g/L, par contre celle de recirculation est en moyenne de 7.2 g/L.

Pour la vitesse de sédimentation, nous avons réalisé plusieurs séries de suivi sur les paramètres influençant la vitesse de décantation des boues, à savoir : la dilution des boues activées, le pH et la vitesse d'agitation et l'indice des boues (SVI).

Cette étude nous a permis de développer deux sous-modèles permettant de décrire la dynamique des vitesses de sédimentation dans le décanteur secondaire, en intégrant l'indice des boues activées (SVI), à différentes charges et dans un domaine de concentration en MES allant de 900 à 5000 mg/L.

Nous avons présenté aussi la stratégie de contrôle de la hauteur du voile des boues et le stockage des boues dans le décanteur secondaire pour le bon fonctionnement de la station. Concernant les données issues par échantillonnage, la méthode de suivi de la hauteur du voile des boues en fonction des concentrations présentés dans cette étude nous a permis d'obtenir des résultats satisfaisants. Notons cependant les difficultés de prendre des échantillons à une profondeur supérieure à 2 mètres.

Le modèle mathématique principal décrivant la variation de la hauteur des voiles des boues en fonction des concentrations des boues, a été développé en exploitant des données expérimentales réalisées sur le décanteur secondaire de la station d'épuration. Dans ce sens, nous avons intégré une expression modifiée de la vitesse de sédimentation, décrite par une double exponentielle, en fonction de la concentration en MES et des paramètres relatifs à la décantabilité des boues.

Notre modèle à une dimension basé sur la théorie du flux des particules solides, en intégrant le terme de dispersion, a été testé avec des données en ligne tels que, la charge massique des particules solides, la concentration de transfert et les paramètres caractérisant la décantabilité des boues (SVI). D'autre part le calage des valeurs de l'indice de volume des boues (SVI) ont permis au modèle de reproduire les variations de la hauteur du voile de boues et pour s'assurer une bonne séparation liquide / solide.

Comme perspectives, nous pensons que les points suivants sont à considérer :

- Pour mettre en place un contrôle en temps réel, la calibration du modèle par des données réelles est à envisager, en effectuant d'autres expérimentations complémentaires.
- Elargir des expérimentations, en intégrant des domaines de variation plus larges des paramètres affectant le modèle développé, et ce afin d'avoir un modèle plus général.
- L'installation d'un échantillonneur-analyseur (Settlemeter) sur ligne est nécessaire pour déterminer la turbidité et les paramètres de décantabilité des boues afin d'assurer le contrôle des paramètres et le bon fonctionnement de la station d'épuration.
- Une réhabilitation de la station d'épuration est nécessaire afin de compléter la chaîne de traitement en installant un système de traitement différencié pour l'azote (NTK) et ce pour éviter les rejets hors normes.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- Agtmeyer N., Abadia G., Schmitt S., Le Prince A.**, (1990), *Risque microbiologique et travail dans les stations d'épuration des eaux usées*. Document pour le médecin du travail n° 44, INRS, France.
- Alexandre O., Boutin C., Duchène Ph., Lagrange C., Lakel A., Liénard A., Orditz D.** (1998), *Filières d'épuration adaptées aux petites collectivités*, Technique et documentation Lavoisier (FNDAE n°22), Paris, France.
- Alloway B. J., Ayres D.C.** (1993), *Chemical principles of environmental pollution*, Ed. Blakie Academic and professional.
- Arcand Y., Paris J., Rouleau D., Mayer R.** (1989), Effects of operation parameters on biological sludges decantation of an oil refinery wastewater plant, *Revue des Sciences de l'Eau*, Vol 2, pp 43-69.
- Asadi A., Zinatizadeh A.A.L., Isa M. H.** (2012), *Performance of intermittently aerated up-flow sludge bed reactor and sequencing batch reactor treating industrial estate wastewater: A comparative study*, *Bioresource Technology*, Vol.123, pp 495–506.
- Bajcar T., Gosar L., Sirok B., Steinman F., Rak G.** (2010), *Influence of flow field on sedimentation efficiency in a circular settling tank with peripheral inflow and central effluent*, *Chemical Engineering and Processing*, Vol 49, pp 514–522.
- Bajcar T., Steinman F., Sirok B., Preseren T.** (2011), *Sedimentation efficiency of two continuously operating circular settling tanks with different inlet- and outlet arrangements*, *Chemical Engineering Journal*, Vol 178, pp 217–224.
- Bakiri Z.** (2007), *Traitement des eaux usées par des procédés biologiques classiques: Modélisation et expérimentation*, Mémoire de Magister, Université de Sétif.
- Banadda N., Nhapi I., Kimwaga R.** (2011), *A review of modeling approaches in activated sludge Systems*, *African Journal of Environmental Science and Technology*, Vol. 5(6), pp. 397-408.
- Bargiel M., Tory E. M.** (2006), *Simulation of sedimentation and fluidization of polydisperse suspensions via a Markov model*, *Chemical Engineering Science* Vol 61, pp. 5575 – 5589.
- Baruth E.E.**, (2005), *Water treatment plant desing*, McGraw-Hill, Fourth Edition.
- Bassompierre C.** (2007), *Procédé à boues activées pour le traitement d'effluents papetiers : de la conception d'un pilote à la validation de modèles*, Thèse de Doctorat, INP Grenoble, France.
- Bergh S.V.** (1996), *Diagnosis problems in wastewater settling*. Thèse de Doctorat, Department of Industrial Electrical Engineering and Automation (IEA), Lund Institute of Technology (LTH), Lund University, Sweden.
- Berland J. M., Boutin C., Molle P., Cooper P.** (2001), *Procédés extensifs d'épuration des eaux usées*, Office des publications des communautés européennes, Luxembourg.
- Berres S., Bürger R., Tory E. M.** (2005), *Applications of polydisperse sedimentation models*, *Chemical Engineering Journal*, Vol 111, pp 105–117.
- Boari G., Mancini I.M., Trulli E.** (1997), *Technologies for water and wastewater treatment*, Séminaires Méditerranéens, Sér. A /n037, Università degli Studi della Basilicata Dipartimento di, Ingegneria e Fisica dell 'Ambiente Potenza, Italy.
- Bürger R., Diehl S., Nopens I.** (2011), *A consistent modelling methodology for secondary settling tanks in wastewater treatment*, *Water Research*, Vol. 4 5, pp. 2247 -2260.
- Bürger R., Karlsten K.H., Klingenberg C., Risebro N.H.** (2003), *A front tracking approach to a model of continuous sedimentation in ideal clarifier-thickener units*, *Nonlinear Analysis: Real World Applications*, Vol 4, pp 457–481.

- Bürger R., Karlén K. H., Towers J. D.** (2005), *Mathematical model and numerical simulation of the dynamics of flocculated suspensions in clarifier-thickeners*, Chemical Engineering Journal, Vol 111, pp 119–134.
- Bürger R., Narváez A.** (2007), *Steady-state, control, and capacity calculations for flocculated suspensions in clarifier-thickeners*, Int. J. Miner. Process, Vol 84, pp 274–298.
- Bürger R., Wendland W. L.** (2001), *Sedimentation and suspension flows: Historical perspective and some recent developments*, Journal of Engineering Mathematics Vol 41, pp.101–116.
- Chancelier J.Ph., Cohen De Lara M., Joannis C., Pacard F.** (1997), *New insights in dynamic modelling of a secondary settler-I. Flux theory and steady-states analysis*, Wat. Res. Vol 31(8), pp 1847-1856.
- Chancelier J.Ph., Cohen De Lara M., Joannis C., Pacard, F.** (1997), *New insights in dynamic modelling of a secondary settler-II. Dynamical analysis*, Wat. Res., Vol 31(8), pp 1857-1866.
- Canler J-P.** (1994), *La décantation lamellaire des boues actives, Centre d'information et de formation sur l'aménagement rural (CIFAR)*, Imprimé par Watelet-Arbelot-Pantin, France.
- Canler J-P.** (2004), *Dysfonctionnements biologiques des stations d'épuration: origines et solutions*, Ministère de l'Agriculture, de l'Alimentation, de la Pêche, et des affaires rurales (FNDAE n°33), document technique, Cemagref, France.
- Cho S.H., Colin F., Sardin M., Prost C.** (1993), *Settling velocity model of activated sludge*, Water Research, Vol 27(7), pp 1237-1242.
- Daigger, G. T.** (1995), *Development of refined clarifier operating diagrams using an updated settling characteristics database*, Water Environ. Res. Vol 67, pp 95-100.
- Daigger G.T., Roper R.E.** (1985), *The relationship between SVI and activated sludge settling characteristics*. J. Wat. Pollut. Cont. Fed. Vol 8, pp 859-866.
- Dauphin S.** (1998), *Connaissance et contrôle du fonctionnement des stations d'épuration, intérêt et limites des moyens métrologiques actuels : application à la gestion hydraulique d'un décanteur secondaire*, Thèse de Doctorat, Faculté des sciences et techniques de l'eau, Université Luis Pasteur de Strasbourg, France.
- Dauphin S., Joannis C., Deguin A., Bridoux G., Ruban G., Aumond M.** (1997), *Influent flow control to increase the pollution load treated during rainy periods*, Wat. Sci. Tech., Vol 37(12), pp 131-139.
- David R., Vassel J.-L., VandeWouwer A.** (2009), *Settler dynamic modeling and MATLAB simulation of the activated sludge process*, Chemical Engineering Journal, Vol 146, pp 174–183.
- De Clercq B., Lant P. A., Vanrolleghem P. A.** (2004), *Focused beam reflectance technique for in situ particle sizing in wastewater treatment settling tanks*, J Chem Technol Biotechnol, Vol 79, pp 610–618.
- De Clercq J., Devisscher M., Boonen I., Vanrolleghem P.A., Defrancq J.** (2003), *A new one-dimensional clarifier model – verification using full-scale experimental data*, Wat. Sci. Tech., Vol 47(12), pp 105–112.
- De Clercq J., Devisscher M., Boonen I., Defrancq J., Vanrolleghem P. A.** (2005), *Analysis and simulation of the sludge profile dynamics in a full-scale clarifier*, J Chem Technol Biotechnol, Vol 80, pp 523–530.
- Degrémont SA.** (1989), *Mémento technique de l'eau*, 9^{ème} Edition, Tome 1 et 2, Editions Lavoisier, Paris.
- Deltimple C.** (2010), *Modélisation 1D du comportement d'un clarificateur à partir du logiciel GPS-X*, Mémoire d'Ingénieur, CEMAGREF, France.

- Diehl S.** (1997), *Continuous Sedimentation of Multi-component Particles*, Mathematical Methods in the Applied Science, Vol 20, pp1345-1364.
- Diehl S.** (2000), *On boundary conditions and solutions for ideal clarifier-thickener units*, Chemical Engineering Journal, Vol 80, pp 119–133.
- Diehl S.** (2008), *The solids-flux theory – Confirmation and extension by using partial differential equations*, water research, Vol. 4 , pp. 4976 – 4988.
- Diehu S., Jeppsson U.** (1998), *A model of the settler coupled to the biological reactor*, War. Res., Vol 32(2), pp 331-342.
- Dimosthenis L.G., Daigger G.T., von Sperling M., Kim Y., Paraskevas P.A.** (2003), *Comparison and evaluation of empirical zone settling velocity parameters based on sludge volume index using a unified settling characteristics database*, Water Research, Vol. 37, pp. 3821–3836.
- Dong F., Zhao Q-B., Zhao J-B., Sheng G-P., Tang Y., Tong Z-H., Yu H-Q., Li Y-Y., Harada H.i** (2010), *Monitoring the restart-up of an upflow anaerobic sludge blanket (UASB) reactor for the treatment of a soybean processing wastewater*, Bioresource Technology, Vol 101, pp 1722–1726.
- Duchène Ph.** (1990), *Elimination de l'azote dans les stations d'épuration biologique des petites collectivités, 1^{ère} édition*, FNDAE 10-a, Document technique, France.
- Edeline F.** (1997), *L'épuration biologique des eaux*, CEBEDOC, Paris.
- Ekama G. A., Barnard J. L., Günthert F. W., Krebs P., McCorquodale J. A., Parker D. S., Wahlberg E. J.** (1997), *Secondary Settling Tanks : Theory, Modelling, Design and Operation*. Scientific and Technical Report No. 6, IWA Publishing, London.
- Ekama G. A., Marais P.** (2004), *Assessing the applicability of the 1D flux theory to full-scale secondary settling tank design with a 2D hydrodynamic model*, Water Research, Vol. 38, pp. 495–506.
- Fiaux J-J.** (2005), *Bilan 2004 de l'épuration vaudoise*, Document technique, Service des eaux, sols et assainissement, Suisse.
- Flamant O., Cockx A., Guimet V., Doquang Z.** (2004), *Experimental analysis and simulation of settling process*, Process Safety and Environmental Protection, Vol 82, pp 312–318.
- Gernaey K.V., Van Loosdrecht M.C.M., Henze M., Lind M., B. Jørgensen S.B.** (2004), *Activated sludge wastewater treatment plant modelling and simulation: state of the art*, Environmental Modelling & Software, Vol 19, pp 763–783.
- Germaey K.V., Vanrolleghem P.A., Lessard P.** (2001), *Modeling of a reactive primary clarifier*, Water science and technology, Vol 43(7), pp 73-81.
- Gillot S., Choubert J-M., Racault Y., Héduit A.** (2007), *Etat de l'art de la modélisation du traitement biologique des eaux résiduaires*, Tribune de l'eau, Vol 59(640), pp. 35-46.
- Giokasa D.L., Youngchul Kimb, Paraskevasc P.A., Paleologosa E.K., Lekkas T.D.** (2002), *A simple empirical model for activated sludge thickening in secondary clarifiers*, Water Research, Vol.36, pp. 3245–3252.
- Gomella C., Guerrée, H.** (1978), *Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales (le traitement)*, Editions Eyrolles, Paris, France.
- Gonzales T., Dominguez J.R., Bertran-Heredia J., Garcia H.M., Sanchez-Lavado F.** (2007), *Aluminium sulfate as coagulant for highly polluted cork processing wastewater : Evaluation of settlability parameters and design of clarifier-thickener unit*, Journal of Hardous Materials, Vol 148, pp.6-14 .
- Grijpspeerdt K., Bogaert H., Verstraete W.** (1996), *Design and Verification of a Model Secondary Clarifier for Activated Sludge*, J. Chem. Tech. Biotechnol, Vol 67, pp 404-412.

- Guergachi A., Patry G.** (2003), *Identification, verification and validation of process models in wastewater engineering: a critical review*, Journal of Hydroinformatics, Vol 5(3), pp181-188.
- Guo Y., Hu Y., Li B.** (2010), *Application Analysis of One-dimensional Sedimentation Model*, 4th International Conference on Bioinformatics and Biomedical Engineering (iCBBE), Chengdu, Chine.
- Hadj-Sadok Z. M.** (1999), *Modélisation et estimation dans les bioréacteurs ; prise en compte des incertitudes : application au traitement de l'eau*, Thèse de Doctorat, Faculté des sciences de l'ingénieur, Université de Nice – Sophia Antipolis, France.
- Hadj-Sadok M.Z., Gouzé J.L.** (2001), *Estimation of uncertain models of activated sludge processes with interval observers*, Journal of Process Control, Vol. 11, pp. 299-310.
- Hamilton J., Jain R., Antoniou P., Svoros S.A., Koopman B.** (1992), *Modelling and pilot-scale experimental verification for predenitrification process*, Journal of Environmental Engineering, Vol 118, pp 38-55.
- Hartel L., Popel H. J.** (1992), *A dynamic secondary clarifier model including processes of sludge thickening*, Wat. Sci. Tech., Vol 25(6), pp 267-284.
- Hauduc H.** (2011), *Modèles biocinétiques de boues activées de type ASM : analyse théorique et fonctionnelle, vers un jeu de paramètres par défaut*, Thèse de Doctorat, Département de génie civil et génie des eaux, Faculté des sciences et génie Université Laval Québec (2011).
- Hill R. D.** (1985), *Dynamics and control of solids-liquid separation in the activated sludge process*, Thèse de Doctorat, Rice University, Houston, Texas, Etats-Unis.
- Horan N.J.** (1990), *Biological wastewater treatment systems, theory and operation*, John Wiley and Sons.
- IFEN** (2007), *Les pesticides dans les eaux*, Document technique, Institut Français de L'Environnement.
- IWA.** (2012), *Guidelines for using activated sludge models*, International Water Association, IWA Publishing.
- Jeppsson U.** (1996), *Modelling Aspects of Wastewater Treatment Processes*, Thèse: Department of Industrial Electrical Engineering and Automation (IEA), Lund Institute of Technology (LTH), Lund University, Sweden.
- Jobbágy A., Farkas F., Garai G., Sevela B., Oszoly T.** (2001), *Trial operation of a selector at the Northpest wastewater treatment plant*, Periodica Polytechnica, SER. CHEM. ENG., Vol 45(1), pp 41-52.
- Joinnis C., Aumond M., Dauphin S., Ruban G., Deguin A., Bridoux G.** (1999), *Modelling activated sludge mass transfer in a treatment plant*, Wat. Sci. Tech., Vol 39(4), pp 29-36.
- Joannis C., Ruban G., Zaied N., Cornier J.C., Baptiste P.** (1994), *Quelle est la capacité de pointe d'un décanteur secondaire?*, 11ème congrès "Journées Information Eaux", Ecole supérieure d'ingénieurs de Poitiers, 28-30 septembre No 27, France.
- Jooste S., Palmer C., Kühn A., Kempster P.** (2003), *The management of complex industrial wastewater discharges*, Institute for water quality studies, department of water affairs and forestry, private bag x313, Pretoria, south africa.
- Kleine D., Reddy B. D.** (2005), *Finite element analysis of flows in secondary settling tanks*, Int. J. Numer. Meth. Engng, Vol 64, pp 849–876.
- Kynch, G.J.** (1952), *A theory of sedimentation*, Trans. Faraday Soc., Vol 48, pp 166-176.
- Lacroix S.** (2008), *Étude des mécanismes physiologiques et moléculaires de la filamentation de Sphaerotilus natans, bactérie modèle du foisonnement invasif en boues activées*, Thèse de doctorat, Institut des Sciences et Industries du Vivant et de l'Environnement (AgroParisTech), France.

- Lee T., Wang F. Y., Newell R. B.** (1999), *Distributed parameter approach to the dynamics of complex biological processes*, *AIChE Journal*, Vol. 45(10), pp. 2245-2268.
- Léonard A.** (2002), *Etude du séchage convectif de boues de station d'épuration, suivi de la texture par microtomographie à rayons X*, Thèse de Doctorat, Université de Liège.
- Li, X.Y., Yang S.F.** (2007), *Influence of loosely bound extracellular polymeric substances (EPS) on the flocculation, sedimentation and dewaterability of activated sludge*, *Water Research*, Vol 41, pp. 1022-1030.
- Lindberg C-F.** (1997), *Control and estimation strategies applied to the activated sludge process*, Thèse: Department of Materials Science, Systems and Control Group, Uppsala University, Sweden.
- Lofrano G.** (2012), *Emerging compounds removal from wastewater*, Springer.
- Longhua M., Guodong S., Yatong Q.** (2009), *Improved model of secondary clarifier in A2/O process*, *Asia-Pac. J. Chem. Eng.*, Vol 4, pp 443-449.
- Lopez P. R. , Lavin A. G., Mahamud Lopez M. M., Bueno de las Heras J. L.** (2008), *Flow models for rectangular sedimentation tanks*, *Chemical Engineering and Processing*, Vol 47, pp 1705-1716.
- Lumely D.J** (1985), *Settling of activated sludge: study of limiting factors and dynamic response*, Department of Sanitary Engineering Chalmers, University of Technology, Sweden.
- Marsilli-Libelli S.** (1993), *Dynamic modelling of sedimentation in the activated sludge*, *Civil. Eng. Syst.*, Vol 10, pp 207-224.
- Nasser M.S., James A.E.** (2007), *Numerical simulation of the continuous thickening of flocculated kaolinite suspensions*, *Int. J. Miner. Process*, Vol 84, pp 144-156.
- Ouali, M.S.** (2001), *Cours de procédés unitaires biologiques et traitement des eaux*, Office des publications universitaires, Algérie.
- Pandolfi D.** (2006), *Caractérisation morphologique et physiologique de la biomasse de boues activées par analyse d'images*, Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique (INP) de Lorraine, France.
- Petitjean P., Henin O., Gruau G.** (2004), *Dosage du carbone organique dissous dans les eaux douces naturelles*, Editions de Géosciences Rennes, France.
- Pflanz P.** (1969), *Performance of activated sludge secondary sedimentation basins*, *Advances in Water Pollution Research*, London, Pergamon Press, pp. 569-581.
- Pons M.N., Spanjers H., Jeppsson U.** (1999), *Towards a benchmark for evaluating control strategies in wastewater treatment plants by simulation*, *Computers and Chemical Engineering Supplement*, Vol S, pp 403-406.
- Pronost J., Pronost R., Deplat L., Malrieu J., Berland, J.** (2002), *Stations d'épuration : dispositions constructives pour améliorer leur fonctionnement et faciliter leur exploitation*, Ministère de l'Agriculture, de l'Alimentation, de la Pêche, et des affaires rurales (FNDAE n°22 bis), document technique, France.
- Pujol R., Vachon A., Martin G.** (1990), *Guide technique sur le fonctionnement des boues activées*, Ministère de l'Agriculture, de l'Alimentation, de la Pêche, et des affaires rurales (FNDAE n°08-a), document technique, France.
- Qian F., Li Na , Xia Z., Yan H.Y.** (2009), *Effect of Aeration Induced Shear Stress on the Settleability and Activity of Activated Sludge*. *Proceedings of the 3rd International Conference on Bioinformatics and Biomedical Engineering (ICBBE)*, pp.1-5.
- Randall W.W., Svoronos S.A., Ben Koopman** (1996), *One-dimensional modeling of secondary clarifiers using a concentration and feed velocity-dependent dispersion coefficient*, *Wat. Res.*, Vol. 30(9), pp. 2112-2124.

- Rejeseck F.** (2002), *Analyse des eaux: aspects réglementaires et techniques*, Edition Centre Régional de Documentaires Techniques Pédagogiques d'Aquitaine.
- Renko E. K.** (1998), *Modelling hindered batch settling Part I: A model for linking zone settling velocity and stirred sludge volume index*, Water SA, Vol 24(4), pp 325-330.
- Rodier J.** (2009), *Analyse de l'eau*, 9^{ème} édition, Dunod, Paris, France.
- Sadowski A.G.** (2002), *Méthode de calcul d'une filière de traitement*, SHU-ENGEES.
- Schuler A. J., Jang H.** (2007), *Density effects on activated sludge zone settling velocities*, Water Research. Vol 41, pp 1814-1822.
- Scott K.J.** (1968), *Theory of thickening factors affecting rate of solids in flocculated pulps*. Trans. Intit. Min. Met. Vol 77 , pp 85-97.
- Takács I., Patry G.G., Nolasco D.** (1990), *A dynamic model of the clarification-thickening process*, Water Research, vol 25(10), pp 1263-1271.
- Tixier N.** (2003), *Approche des propriétés rhéologiques de suspensions biologiques floculées*, Thèse de Doctorat, Chimie et microbiologie de l'eau, Université de Limoges, France
- Vaerenbergh E.V.** (1980), *Numerical computation of secondary settler area using batch settling data*. Trib. Cebedeau Vol 33 , pp 369-374.
- Vanderhasselt A., De Clercq B., Vanderhaegen B., Vanrolleghem P., Verstraete W.** (1999), *On-line control of polymer addition to prevent massive sludge washout*, Journal of Environmental Engineering, Vol 125, 11, pp 1014-1021.
- Vanderhasselt A., Vanrolleghem P.A.** (2000), *Estimation of sludge sedimentation parameters from single batch settling curves*. Wat. Res., Vol 34(2), pp 395-406.
- Vanderhasselt A., Verstraete W.** (1999), *Short-term effects of additives on sludge sedimentation characteristics*, Wat. Res., Vol 33(2), pp 381-390.
- Vanhooren H., Yuan Z., Vanrolleghem P.A.** (2002), *Benchmarking nitrogen removal suspended-carrier biofilm systems using dynamic simulation*, Wat. Sci. Tech., Vol 46(1-2), pp 327-332.
- Vesilind P.A.** (1968), *Theoretical considerations: Design of prototype thickeners from batch settling tests*, Wat. Sew. Wks. Vol 115(7), pp 302-307.
- Von Sperling M., Vasconcellos Froas C.M.** (1999), *Determination of the required surface area for activated sludge final clarifiers based on a unified database*, Wat. Res., Vol 33, 8, pp 1884-1894.
- Wesley W., Echenfelder Jr.** (2001), *Industrial water pollution control*, McGraw-Hill, Third Edition.
- Wett B.** (2002), *A straight interpretation of the solids flux theory for a three-layer sedimentation model*. Wat. Res., Vol 36, pp 2949-2958.
- Wilén B-M.** (1995), *Effect of different parameters on settling properties of activated sludge*, Department of Sanitary Engineering Chalmers, University of Technology, Sweden.
- Xanthoulis D.** (2004), *Systèmes d'épuration de petites tailles présentation*, Faculté Universitaire des Sciences Agronomiques de Gembloux, Asbl EPUVALEAU, Belgique.
- Zhang D. J., Li Z. L., Lu P. L., Zhang T., Xua D. Y.** (2006), *A method for characterizing the complete settling process of activated sludge*, Wat. Res., Vol 40(14), pp2637-2644.
- Zhang Z-G., Chen Z-Y., Li Y-Z., Fan J-H., Fan B., Luan Z-K., Lu D-Q.** (2006), *Performance of a novel vertical-flow settler: a comparative study*, Journal of Environmental Sciences, Vol 18(5), pp 858-863.
- Zodi S.** (2012), *Étude de l'épuration d'effluents de composition complexe par électrocoagulation et des couplages intervenants entre le traitement électrochimique et l'étape de séparation : application à l'industrie textile et papetière*, Thèse de Doctorat, Ecole Doctorale Ressources Procédés Produits Environnement (RP2E), Université de Lorraine, France.

ANNEXES

Annexe 1 (Lexique)

Aérobic : se dit des micro-organismes qui ne peuvent se développer que dans un milieu aéré, ainsi que des réactions biochimiques ayant lieu en présence d'oxygène. Certains de ces micro-organismes, principalement des bactéries, sont utilisés comme agents épurateurs des eaux résiduaires (oxydation).

Affluent : eaux résiduaires à l'entrée de la station d'épuration.

Anaérobic : se dit des êtres vivants qui peuvent ou doivent vivre en absence d'oxygène libre, ainsi que des réactions chimiques se faisant à l'abri de l'air (fermentations lactique ou alcoolique, par exemple).

Anoxie : qualifie les milieux ou les processus dans lesquels l'oxygène est présent sous forme de nitrate.

Auto-épuration : capacité d'un milieu à éliminer les substances indésirables du seul fait de son fonctionnement naturel. Dans les milieux aquatiques, cette capacité dépend de l'activité des plantes et des micro-organismes présents dans l'eau, dont l'action d'élimine la pollution. Le sol peut aussi avoir une capacité d'auto-épuration utilisée dans l'assainissement autonome (épandage).

Azote global : somme de différentes formes d'azote analysées (exprimées en N), terme utilisé pour définir le niveau des rejets urbains.

Azote de Kjeldahl : analyse donnant la quantité d'azote organique et l'azote ammoniacal contenue dans l'eau.

Azote organique : azote lié à des composés carbonés (urée,...).

Biodégradabilité : capacité d'une substance organique à être décomposée par des processus biochimiques. Selon la structure moléculaire de ces substances, leur biodégradabilité sera plus au moins effective.

Boues activées : floccs bactériens décantables produits au cours de l'épuration biologique (floculation).

Charge hydraulique : volume horaire ou journalier d'eau à traiter (pour une station d'épuration).

DBO₅ : la demande biochimique en oxygène est une mesure des matières organiques aisément biodégradables. C'est la quantité d'oxygène dissous dans l'eau nécessaire pour

oxyder par voie biologique ces matières organiques. Cette mesure s'effectue suivant un protocole normalisé en 5 jours, d'où le terme de DBO₅.

DCO : la demande chimique en oxygène est une autre mesure de la concentration de matières organiques (et partiellement inorganiques) contenues dans une eau. Mesure après oxydation chimique intense, elle représente la concentration d'oxygène nécessaire à l'oxydation de la totalité des matières organiques. La DCO inclut donc la DBO et, pour essentiel (90%), est biodégradable ou séparable dans les installations biologiques d'épuration des eaux usées.

Décantation : action de clarifier, de séparer par différence de gravité, des produits non miscibles, dont l'un au moins est liquide.

Dénitrification : conversion des nitrates en nitrites puis en N₂O ou en azote sous l'action des bactéries : la dénitrification des eaux usées urbaines prend place essentiellement au niveau du traitement tertiaire où elle s'effectue en partie ou totalement par une épuration microbiologique.

Eaux industrielle usées : toutes les eaux usées provenant de locaux utilisés à des fins commerciales ou industrielles, autre que les eaux ménagères usées et les eaux de ruissellement.

Eaux ménagères usées : eaux usées provenant des établissements et des services résidentiels et produites essentiellement par le métabolisme humain et les activités ménagères.

Eaux urbaines résiduaires : eaux ménagères usées ou mélange des eaux ménagères usées avec des eaux industrielles usées et/ou des eaux de ruissellement.

Effluent : eaux épurées à la sortie de l'unité de traitement.

Enzymes : catalyseur d'une réaction biologique.

Epandage : consiste à répandre des boues d'épuration à la surface du sol, afin de les dégrader par l'action des micro-organismes du sol, de la flore présente à la surface du sol et du soleil.

Equivalent habitant (EH) : charge organique biodégradable ayant une demande biochimique d'oxygène en cinq jours (DBO₅) de 60 grammes d'oxygène par jour.

Eutrophisation : enrichissement artificiel ou naturel d'une eau en matières nutritives. Les nitrates et les phosphates solubles, issus de l'action des bactéries sur les déchets, diffusent jusqu'à la surface et favorisent la prolifération des algues et autres plantes vertes, causant l'asphyxie des milieux aquatiques.

Floculation : mécanisme conduisant à la formation de floccs décantables.

Lagunage : épuration naturelle ou artificielle des eaux résiduaires séjournant à l'air libre dans de grands bassins, où les phénomènes d'auto-épuration entrent en jeu.

Lits bactériens : procédé qui consiste à faire ruisseler l'eau à traiter, préalablement décantée, sur une masse de matériau de grande surface servant de support aux micro-organismes épurateurs qui y forment un feutrage percolateur.

MES : les matières en suspension est l'ensemble des particules minérales et (ou) organiques présentes dans une eau naturelle ou polluée.

Métabolisme : ensemble des processus complexes et incessants de transformation de matière et d'énergie par la cellule ou l'organisme, au cours des phénomènes d'édification ou de dégradation organiques.

Nitrification : transformation de l'azote ammoniacal en nitrates sous l'action des bactéries.

Turbidité : caractère plus ou moins trouble d'un liquide. Mesure indirecte du contenu en matière en suspension.

Annexe 2 (Matériels et Méthodes)

Matières totales en suspension (MES)

But : Mesurer le poids des matières flottantes en suspension et décantables contenues dans les eaux décantées et épurées, dans le but de contrôler le fonctionnement des bassins de décantation.

Principe : L'échantillon mélangé avec soin est filtré sur une membrane filtrante de 0.45 microns. La pesée des matières retenues sur le filtre est effectuée après séchage à 105°C.

Matériel : Appareillage de filtration sur membrane ; Fiole à vide (1000 ml) raccordée à une trompe à vide ; Filtre à membrane ϕ 50mm, 0.45microns, sans plastifiant ou membranes filtrantes 0.45 μ prépesées à 0.1mg près. Etuve, Dessicateur, Balance de précision 0.1mg, Event, 1mg, Cylindre gradué 100 ou 250ml, Pincette.

Mode opératoire : Sécher les membranes à 105°C pendant une heure (préparer un stock de membranes et le placer dans le dessicateur). Tarer la membrane (A) et la placer dans l'appareil à filtrer. Mélanger avec précaution l'échantillon fraîchement prélevé. Mesurer au minimum 100ml avec un cylindre gradué. Mouiller la membrane avec de l'eau distillée. Verser la prise dans l'appareil à filtrer et mettre sous vide. Rincer les parois du récipient avec un peu d'eau distillée, si nécessaire racler les parois au moyen d'une torche en caoutchouc. Le filtrat doit être limpide. Retirer la membrane avec une pincette et placer le filtre dans un creuset de verre ou de porcelaine. Faire sécher à 105°C (en général, une heure suffit). Après séchage, placer la coupelle dans le dessicateur durant une heure. Peser rapidement en plaçant le filtre au centre du plateau de la balance (B).

Expression des résultats : MES en mg/l près.

Calcul :
$$MES = \frac{B - A}{prise} \times 1000$$

Exemple : Prise 100ml

Poids de la membrane (tare) A =52.7mg

Poids de la membrane et du résidu sec B =72.1

$$MES = \frac{72.1 - 52.7}{100} \times 1000 = 194mg / l$$

Indice de Mohlman (SVI : Sludge Volume Index)**But :**

La détermination de l'indice de Mohlman permet de contrôler le fonctionnement des bassins de boues activées.

Principe :

L'indice da Mohlman est le rapport entre le volume de boues en ml/l et la teneur en matières en suspension (MES) du même échantillon de boues en g/l. On obtient ainsi un chiffre en ml/g de MES ou bien de matières sèches après 30 minutes de décantation. Cette valeur caractérise la capacité de décantation des boues activées.

En pratique, la détermination de l'indice de Mohlman revient à :

1. mesure de volume de matières décantables en 30 min ;
2. mesure la teneur en matières en suspension (MES) à 105°C ;

L'indice est calculé sur la base de ces deux analyses.

Calcul :

$$\text{Indice de Mohlman} = \frac{\text{Volume de boues après 30 Minutes (ml/l)}}{\text{Teneur en matières en suspension (g/l)}}$$

Expression des résultats :**Exemple :**

- Volume de boues après 30min =360 ml/l ;
- Teneur en matières sèches =3.5g/l ;
- Indice de Mohlman (ou index) =360/3.5=102.9 ml/g.

Recommandations :

- Une installation de boues activées en bon état de fonctionnement présente des index allant de 60à 140 ml/g ;
- Des boues activées ayant de mauvaises caractéristiques de décantation présentent des valeurs à 150 ml/g.

Matières sèches (MS)

But : mesure de la totalité des substances présentes dans l'eau ou la boue (à l'exception des gaz dissous) dans le but de déterminer les quantités de matières amenées par les eaux usées ou extraites avec les boues.

En soustrayant les matières en suspension des matières sèches, on obtient les matières dissoutes.

Principe : un échantillon de boue ou d'eau de volume connu est séché à étuve à 105°C jusqu'à constante du poids dans un creuset taré, refroidi au dessiccateur et pesé. Les matières sèches ainsi obtenues serviront, le cas échéant, à la détermination de la teneur en matières minérales et organiques.

Matériel : Creusets de porcelaine, 150ml, étuve, si possible à circulation d'air, dessiccateur garni de gel de silice avec indicateur d'humidité, cylindre gradué 100ml, pissette d'eau distillée, balance de précision, lecture au mg près pour les eaux, lecture à 0.1g près pour les boues.

Mode opératoire :

- Mesurer 100ml de l'échantillon fraîchement prélevé et mélangé, au moyen d'un cylindre gradué A. Si la boue est trop consistante, peser 100g de boues.
- Verser le contenu du cylindre dans un creuset préalablement séché et taré B.
- Rincer le cylindre avec de l'eau distillée jusqu'au transfert complet des particules adhérant aux parois.
- Sécher le contenu du creuset dans l'étuve à 105°C. Le séchage intégral dure plusieurs heures, il donc judicieux de laisser les échantillons à l'étuve durant la nuit. Temps de séchage minimum 5-6 heures.
- Placer le creuset dans le dessiccateur et laisser refroidir une heure. Peser C.

Calcul : volume de la prise A (ml)

Poids du creuset vide B (g ou mg)

Poids du creuset avec MS après séchage C (g ou mg)

$$MS = \frac{C - B}{A} \times 1000$$

Exemple : A=100 ml de boue, B=84.6 g, C=89.7 g, MS =51 g/l

Demande chimique en oxygène (DCO)

But : détermination de la charge d'une eau usée à des fins de contrôle de fonctionnement de la STEP.

Contrôle de l'influence du rejet de la STEP sur la qualité de l'exutoire.

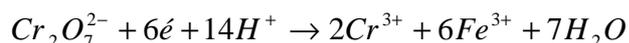
Principe : de nombreux produits organiques et certains composés minéraux sont plus ou moins oxydés en milieu acide par le bichromate de potassium.

La quantité de bichromate de potassium consommée est déterminée par titration.

L'oxydation dépend de la nature des composés en présence, de la concentration de l'oxydant, du pH, de la température et du temps de la réaction. C'est pourquoi des conditions d'exécution précises doivent être en milieu acide, le chromate VI, l'ion dichromate $Cr_2O_7^{2-}$ est réduit en chrome trivalent Cr III.



Après réaction, l'excès de bichromate est titré à l'aide d'une solution de fer (II) ammonium sulfate $(NH_4)_2Fe(SO_4)_2$ en présence de ferroïne comme indicateur.



Matériel : 3 erlenmeyer 500 ml, col rodé 29/32, ou 3 ballons ronds 500 ml, col rodé 29/32, pipette jaugée 10ml, 25ml, 50ml, cylindre gradué 50ml, 100ml, burette de 50ml, graduation de 0.1ml, 3 réfrigérant à boule, rodés 29/32, 1 rampe de brûleurs infra-rouge, ou 1 rampe de plaques chauffantes, 3 minuteriers de laboratoire, 1 agitateur magnétique, billes de verre.

Réactifs :

1) sulfate de mercure (II) $HgSO_4$ p.a. (élimine l'interférence due au chlorure),

2) solution de bichromate 0.25N :

Dissolution 12.259g de bichromate de potassium p.a. $K_2Cr_2O_7$, préalablement séché 2 heures à 105 °C, dans de l'eau distillée ou déminéralisée.

Introduire la solution dans un jaugé de 1000 ml.

Ajouter 0.12g d'acide amino-sulfonique : p.a. H_2NSO_4H et compléter à 1000ml avec de l'eau distillée ou déminéralisée.

3) solution de bichromate 0.05N :

Introduire 20ml de solution de bichromate de potassium 0.25N dans un jaugé de 100ml et diluer à 100ml avec de l'eau distillée ou déminéralisée (dilution 5x).

4) solution de sulfate de fer II et d'ammonium 0.25N (sel de Mohr) :

Dissoudre 98.0g de $(\text{NH}_4)_2\text{Fe}(\text{SO}_4)_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$, séchés 2 heures, à 105°C , dans l'eau distillée ou déminéralisée.

Introduire la solution dans un ballon jaugé de 1000ml.

Ajouter 20ml de l'acide sulfurique concentré p.a., mélanger et laisser refroidir, compléter à 1000ml.

5) solution de sel de Mohr 0.05N :

Diluer 20ml de solution de sel de Mohr 0.25N à 100ml dans un jaugé de 100ml avec de l'eau distillée ou déminéralisée.

6) solution d'acide sulfurique-sulfate d'argent :

Introduire 20g de sulfate d'argent p.a. Ag_2SO_4 dans un ballon jaugé de 1000ml.

Verser environ 500ml d'acide sulfurique concentré p.a. et mélanger à chaud (50°C).

Refroidir et compléter à 1000ml avec de l'acide sulfurique concentré p.a. le sulfate d'argent favorise l'oxydation des hydrocarbures.

7) solution de ferroïne:

a) Diluer 1.76g de 1,10-chlorure de phénantroline p.a. dans de l'eau distillée ou déminéralisée et introduire la solution dans un jaugé de 100ml, ajouter 0.695g de sulfate de fer II p.a. $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$.

b) indicateur ferroïne 1/40M du commerce.

Mode opératoire:

1) Introduire une pointe de spatule de sulfate de mercure II et 3 à 4 billes de verre dans un erlenmeyer de 500ml.

2) ajouter 40ml d'échantillon.

3) introduire 10ml de solution de bichromate de potassium 0.25N (ou 0.05N selon le cas), avec une pipette jaugée. Si une solution de 0.05N utilisée, diluer les échantillons comme suites :

eaux épurées : sans dilution, eaux décantées : diluer 2x, eaux brutes : diluer 4x

4) ajouter 60ml d'acide sulfurique-sulfate d'argent en agitant (porter des lunettes).

5) porter à l'échantillon à reflux pendant deux heures, si la solution vire au vert, recommencer avec une dilution plus forte.

6) laisser refroidir, puis rincer le réfrigérant à l'eau distillée ou déminéralisée.

7) ajouter environ 200ml d'eau distillée ou déminéralisée et 10 gouttes d'indicateur ferroïne (0.4ml).

8) titrer avec la solution de sel de Mohr 0.25 (ou 0.05N selon le cas) jusqu'au virage de vert-bleu à brun.

Pour chaque série, contrôler le titre de la solution de sel de Mohr :

-introduire 10ml de solution de bichromate 0.25N (ou 0.05n) dans un erlenmeyer de 500ml avec une pipette jaugées.

-ajouter 200ml d'eau distillée ou déminéralisée et 10 gouttes de ferroïne.

-titrer avec la solution de sel de Mohr 0.25 (0.05N).

Calcul :

Calcul de la normalité :

$$N_{f_e} = \frac{\text{normalité du bichromate ml/bichromate}}{\text{ml sel de Mohr}}$$

Calcul de la DCO :

$$DCO = \frac{(a-b).N_{f_e}.8000}{e} \text{ mgO}_2 / l$$

a : ml titrés pour le blanc (sel de Mohr)

b : ml titrés pour l'échantillon

N_{f_e} : titre de la solution de Mohr

e : prise de l'échantillon en ml.

Expériences des résultats : DCO en mg O₂/l

Solution 0.25N à l'unité près,

Solution 0.05n au dixième près.

Exemple :

a=10ml (solution 0.25N),

b=10.4ml (solution 0.25n),

e=10ml,

$N_{f_e} = 0.958$

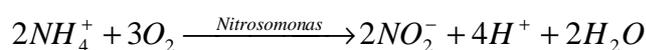
$DCO = (12-10.4)0.25*0.958*8000/10$

$DCO = 307 \text{ mgO}_2 / l.$

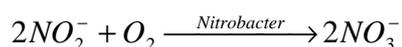
Annexe 3 (Nitrification-Dénitrification)

1. Nitrification : C'est une transformation chimique de l'azote organique en nitrate (NO_3^-) par des organismes dits nitrifiants. La nitrification a lieu en trois étapes dans les conditions d'aérobiose :

- ***l'ammonification*** où l'azote organique est converti en ammoniac (NH_4^+) par l'intermédiaire des hétérotrophes.
- ***la nitritation*** qui est effectuée par les nitritants dont la majorité appartient à l'espèce *Nitrosomonas*. Ces autotrophes sont responsables de l'oxydation de l'ion ammoniac (NH_4^+) en nitrite (NO_2^-). La réaction totale est de la forme :



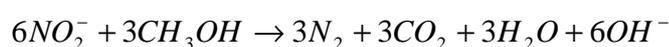
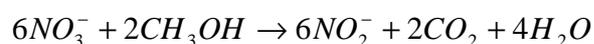
- ***la nitratisation*** qui est accomplie par les nitratants de l'espèce *Nitrobacter*. Ces cellules autotrophes effectuent l'oxydation du nitrite en nitrate. La réaction stoechiométrique s'effectue comme suit :



2. Dénitrification : C'est un processus de conversion du nitrate effectué par les hétérotrophes facultatifs sous les conditions d'anoxie. La dénitrification peut avoir lieu selon deux activités biologiques différentes :

- ***l'assimilation*** où le nitrate est réduit en ammoniac qui peut servir comme source d'azote pour la synthèse cellulaire. L'azote est donc éliminé par incorporation à la matière cytoplasmique. Mais cette activité est relativement négligeable.
- ***la dissimilation*** joue un rôle très important dans l'élimination totale du nitrate. Certains micro-organismes facultatifs (à la fois aérobies et anaérobies) ont la capacité de se servir de l'oxygène fixé dans la molécule NO_3^- lorsqu'ils se trouvent plantés dans des conditions d'anoxie, c'est-à-dire d'absence d'oxygène dissous. Le nitrate joue le rôle d'accepteur final d'électrons qui est converti en azote moléculaire au cours de la réaction d'oxydation. L'azote est donc éliminé par échappement du dioxyde d'azote gazeux N_2 . Le méthanol est utilisé comme source d'énergie c'est à dire comme donneur d'électrons.

Le processus de conversion s'effectue en deux étapes :



PRODUCTIONS SCIENTIFIQUES

PUBLICATIONS INTERNATIONALES

Zahir Bakiri & Saci Nacef, '*A simple model for secondary clarifier: application to wastewater treatment plant*', Desalination and Water Treatment, 51 (2013) 1571-1576.

Zahir Bakiri, Derradji Chebli & Saci Nacef, '*Dynamic modelling of the secondary settler of a wastewater treatment via activated sludge to low-load*', Energy Procedia, 18 (2012) 1-9.

Zahir Bakiri & Saci Nacef, '*Wastewater treatment with activated sludge*' International Network of Basin Organisation, INBO Newsletter, n°19, (2011) 42.

LISTE DES MANIFESTATIONS SCIENTIFIQUES

Z. Bakiri & S. Nacef : '*Effets hydrauliques et gravitationnels sur la séparation solide/liquide d'un système de traitement des eaux usées par boues activées*'. 2^{ème} Colloque International sur la Gestion Intégrée des Ressources en Eau (GIRE), Université de Batna, 22 et 23 octobre 2013.

Z. Bakiri, D. Chebli & S. Nacef : '*Amélioration d'un modèle dynamique sur la séparation solide/liquide du bassin de sédimentation*'. Journées Francophones sur les Réacteurs Gaz-Liquide et Gaz-Liquide-Solide (GLS 6), Marrakech, 8-11 Mai 2012.

Z. Bakiri, D. Chebli & S. Nacef : '*Dynamic modelling of the secondary settler of a wastewater treatment plant via activated sludge to low-load*'. TerraGreen 12 Conference: Clean energy solutions for sustainable environment, Beyrouth, Liban, 16-18 Février 2012.

T.F. Boukezoula, Z. Bakiri: '*Etude de la vitesse de sédimentation des boues activées*'. Journée Mondiale de l'environnement (JME), Université 20 Aout de Skikda, 07 à 08 Juin 2009.

Z. Bakiri, T. F. Boukezoula, D. Chebli & S. Nacef : '*Épuration des eaux usées urbaines par boues activées : cas de la station d'épuration de Sétif*'. Conférence Internationale sur le Génie des Procédés (CIGP'07), Université A. Mira de Béjaia, 28 à 30 Octobre 2007.

Z. Bakiri, T. F. Boukezoula, D. Chebli & S. Nacef : '*Indicateurs de pollution en épuration biologique des eaux usées urbaines*'. 2^{ème} Journées sur la Biodiversité, l'Environnement Naturel et la Qualité de Vie dans la Région des Aurès (JBENQVRA), Université El Hadj Lakhdar de Batna, 29 et 30 avril 2007.

Résumé :

La problématique de l'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 algériennes se développent sans un plan rigoureux d'assainissement, ce qui rend désormais complexe la recherche de solutions. Les systèmes de collecte et de traitement d'eaux usées sont très peu développés voire inexistantes.

L'épuration des eaux usées par boues activées à faible charge en stabilisation aérobie est un procédé de traitement qui a constitué, pour la majorité des villes algériennes, l'outil privilégié pour l'assainissement de leurs eaux usées car il s'est avéré le plus fiable et le plus facile d'opération.

La Station d'épuration de la Ville de Sétif (Algérie) constitue un bel exemple de ce type de procédé. Elle a une capacité de 330.000 équivalent-habitants et a été conçue pour accueillir 66.000 m³/j par temps sec.

Les objectifs de ces travaux visent à améliorer et à contrôler la qualité de l'effluent dans les systèmes de biotraitement par boues activées. Ces travaux ouvrent la voie à deux prolongements. D'abord, un travail expérimental est nécessaire pour déterminer et de quantifier l'effet de paramètres d'opération de la station d'épuration qui affectent la décantabilité des boues, d'évaluer et de caractériser le fonctionnement des décanteurs secondaires en tant que source potentielle du problème de séparation liquide-solide. Par ailleurs, Le travail est basé sur l'analyse technique depuis 2007. Le modèle mathématique pour le décanteur secondaire a été développé, notamment, de proposer une expression modifiée de la vitesse de sédimentation. Les traitements des paramètres de pollution ont été estimés. Les résultats des tests ont été dans les normes, de sorte que les résultats correspondent à la présente normalisation algérienne.

Par conséquent, cette étude a porté sur la caractérisation du mouvement du lit de boues dans le décanteur secondaire en utilisant la théorie du flux des particules solides et la loi de vitesse de sédimentation. Cela nous a permis de développer un modèle de dispersion basée sur une étude expérimentale approfondie et de l'application de données en ligne tels que le flux massique, la concentration de transfert et les caractéristiques de liqueur mixte. D'autre part le calage des valeurs de l'indice de volume des boues (SVI) ont permis au modèle de reproduire les variations de la hauteur du voile de boues et pour s'assurer une bonne séparation liquide / solide.

Mots clés : Eaux usées, boues activées, décanteur secondaire, sédimentation, épuration, modélisation mathématique.

Abstract :

The problem of wastewater treatment in Algeria is an issue that remains unsolved, despite many initiatives undertaken to date.

Most Algerian cities are developing without a rigorous sanitation plan, which now makes the search for solutions complex. Wastewater collection and treatment systems are poorly developed or nonexistent.

Wastewater treatment by low-rate activated sludge in aerobic stabilization ponds is a treatment process that has been, for most Algerian towns, the preferred tool for treating their wastewater because it has proven most reliable and easier to operate.

The wastewater treatment plant of the City of Setif (Algeria) is a good example of this type of process. It has a capacity of 330,000 pop-equivalents and has been designed to accommodate 66,000m³/d in dry weather.

The work is based on the technical analysis from 2007. The mathematical model for the secondary clarifier was developed, including, propose a modified expression of the settling velocity. The treatment of the pollution parameters has been estimated. The test results have been updated, so that the results correspond to the present Algerian normalization.

Therefore this study focused on the characterization of the movement of the sludge blanket in the secondary settler using the solid flux theory and the velocity settling. This allowed us develop a model with dispersion based on a thorough experimental study carried out in situ and the application of on-line data which are the mass load flow, transfer concentration, and influent characteristic. On the other hand introducing corrections values of the sludge volume index (SVI) allowed the model to reduce sludge height variations and thus increase the solid/liquid separation.

Key words: Wastewater, activated sludge, secondary settler, sedimentation, purification, mathematical modelling.

خلاصة :

مشكلة معالجة مياه الصرف الصحي في الجزائر تكمن في التباطؤ لإيجاد حلول جذرية، على الرغم من المبادرات العديدة التي أجريت حتى الآن. المدن الجزائرية تنمو دون خطة إعادة هيكلة صارمة، الأمر الذي يجعل وجود صعوبات معقدة في إيجاد الحلول. أنظمة جمع و معالجة مياه الصرف الصحي غير متطورة أو غير موجود أصلا. معالجة مياه الصرف الصحي بواسطة الوحل الفعال بتركيز منخفضة هو أسلوب العلاج الذي يتم، بالنسبة لغالبية المدن الجزائرية، و تتميز طريقة التنظيف والتطهير هذه بأكثر موثوقية و سهولة التسيير. محطة معالجة مياه الصرف الصحي لمدينة سطيف (الجزائر) هو مثال جيد لهذا النوع من نظام التطهير. لديها قدرة من 330000 نسمة، و صممت لاستيعاب 66000 م³ في الطقس الجاف.

يهدف هذا العمل إلى تحسين و مراقبة المياه المستعملة في نظام التطهير بالوحل الفعال.

هذا العمل يفتح الطريق أمام اثنين من الملحقات. هناك أولا الحاجة لعمل تجريبي من أجل تحديد وقياس المعايير المؤثرة على السير الحسن لمحطة التصفية والتي أيضا تؤثر على ترسيب الوحل ومن ثم تحديد خصائص عمل المصفي الثانوي، كما يعتبر مصدرا مؤثرا مشكلة الفصل بين الوحل والماء.

وعلاوة عن ذلك، يستند هذا العمل على التحليل الفني منذ 2007، في حين تم تحسين النموذج الرياضي لخزان الترسيب الثانوي وعلى وجه الخصوص، نقتراح أيضا تعديل شكل عبارة سرعة الترسيب. كما قمنا كذلك بقياس معايير التلوث ونتائج الاختبارات المتحصل عليها توافق المعايير الجزائرية المطبقة حاليا.

ولذلك، تهدف هذه الدراسة إلى توصيف حركة ارتفاع الوحل في المصفي الثانوي باستخدام نظرية تدفق الجزيئات الصلبة وقانون سرعة الترسيب، وقد تمكننا هذا من تحسين النموذج الذي يعتمد على دراسة تجريبية شاملة واستعمال المعطيات على المباشر مثل الإندفاق الكتلي و تراكيز الوحل خصائصه ومن ناحية أخرى تعديل قيم مؤشر حجم الوحل تسمح النموذج بإعادة تعديل متغيرات ارتفاع الوحل من أجل فصل جيد بين الماء والوحل.

مفاتيح البحث: المياه المستعملة، الوحل الفعال، المصفي، الترييح، التطهير، النموذج الرياضي.