Université du Québec

Mémoire

présenté à

l'Institut National de la Recherche Scientifique

(INRS-Eau)

comme exigence partielle

de la

maîtrise ès Sciences de l'Eau

par

Danielle Beaulieu

(B. Ingénierie, génie chimique)

Effets des eaux de ruissellement urbain sur un système de traitement des eaux usées

Août 1986

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mon directeur de mémoire, monsieur Denis Couillard, qui, par ses judicieux conseils, sa disponibilité et son attention, a su me guider au cours de la réalisation de ce travail.

Je remercie aussi monsieur Pierre Lavallée, du ministère de l'Environnement du Québec pour la collaboration dont il a fait preuve tout au long de cette étude, tant au point de vue de la transmission de connaissances que de données techniques.

De plus, je veux souligner la précieuse collaboration de madame Suzanne Dussault qui a dactylographié ce texte et de messieurs Michel Falardeau et Michel Fortin qui ont mis au propre les figures.

Finalement, j'adresse un merci particulier à tous ceux et celles qui par leurs encouragements, leur patience et leur savoir ont contribué à cette recherche.

RÉSUMÉ

Pendant les périodes de pluie, des eaux de ruissellement urbain sont transportées par les réseaux d'égouts unitaires vers les stations d'épuration. Ces eaux possèdent des caractéristiques différentes des affluents habituels des systèmes de traitement des eaux usées, notamment en ce qui concerne le débit ainsi que les concentrations de matières en suspension et de métaux.

Le but de ce travail est d'étudier les divers effets potentiels des eaux de ruissellement sur une chaîne de traitement afin de déterminer si le système est susceptible de subir des dommages importants lors de leur arrivée. Pour atteindre cet objectif, une revue de la littérature concernant les eaux de ruissellement urbain, le fonctionnement d'une chaîne de traitement ainsi que les chocs qualitatifs, toxiques, quantitatifs et hydrauliques a été réalisée. Ces connaissances ont été intégrées et mises en application par l'étude d'un cas pratique, basé sur des données réelles recueillies sur le territoire de la communauté urbaine de Québec en juin 1985.

L'analyse qualitative réalisée confirme des augmentations de débit (jusqu'à deux fois le débit moyen de temps sec), de matières en suspension et de métaux dans l'affluent de la chaîne de traitement. Cependant, les données analysées indiquent que le décanteur primaire permet une atténuation importante des variations de la concentration de solides en suspension. Concernant l'opération du réacteur biologique, les résultats révèlent que

les eaux de ruissellement contiennent des quantités suffisantes d'azote et de phosphore pour que ces éléments ne deviennent pas limitatifs de la croissance des bactéries.

La comparaison des données réelles avec les connaissances contenues dans les références bibliographiques permet de conclure que l'arrivée des eaux de ruissellement ne cause pas de choc quantitatif pur (augmentation subite de la concentration de substrat dans l'affluent). Elle révèle aussi que les variations de débit enregistrées demeurent dans la gamme des changements qu'un système biologique peut supporter sans perturbation importante. De plus, les concentrations de cuivre et de zinc mesurées dans les réseaux unitaires en temps de pluie sont inférieures à celles pouvant avoir un effet inhibiteur sur des boues activées.

Ainsi, cette étude indique que les variations de débit et de concentrations des matières en suspension, de matière organique, d'éléments nutritifs, de cuivre et de zinc mesurées pendant la période d'échantillonnage n'auraient pas provoqué de changement important dans le fonctionnement d'une chaîne de traitement comportant un réacteur à boues activées.

ABSTRACT

During rain events, run-off waters from urban areas are carried by combined sewer systems towards wastewater treatment facilities. The characteristics of these waters are different from those of usual wastewaters especially concerning flow, suspended solids and metal concentrations.

This study aims to assess the potential effects of urban run-off waters on a wastewater treatment system in order to determine if it will be subjected to important damage. To achieve this goal, a literature review was accomplished on run-off waters, wastewater treatment systems and shock loads (qualitative, toxic, quantitative and hydraulic). These concepts were integrated and applied to a case study based on data collected on the Québec Urban Community area in June 1985.

The qualitative analysis carried out confirmed increases in flow (to twice the average dry-weather flow), suspended solids and metal concentrations in wastewater plant influent. Nevertheless, the analysed data show that the primary clarifier allows an important reduction of the variation of the concentration of the suspended solids concentration. Concerning the biological reactor operation, results reveal that run-off waters contain sufficient quantities of nitrogen and phosphorus so that these elements will not be limiting factors of bacterial growth.

The data obtained during the sampling programme compared with the knowledge found in the literature review lead to the conclusion that the arrival of run-off waters does not cause a pure quantitative shock (a sudden increase of the concentration of the substrate in the influent). It also reveals that the flow variations recorded stay within the range that a biological system can stand without any important perturbations. More over, the copper and zinc concentrations measured in the combined sewer system during rain events are inferior to the ones which could have an inhibiting effect on activated sludge.

Thus, this study indicates that the variations in flow and concentrations of suspended solids, organic matter, nutrients, copper and zinc measured during the sampling period would not have caused any important changes in the operation of a biological wastewater treatment system.

TABLE DES MATIÈRES

		Pages
Remerciements		iii
Résumé		v
Abstract		vii
Table des matières		ix
Liste des tableaux		xiii
Liste des figures		xv
INTRODUCTION		3
CHAPITRE 1 :	Caractérisation du ruissellement urbain	7
	1.1 Source des eaux de ruissellement urbain	7
	1.2 Nature et origine des contaminants	8
	1.3 Quantité de contaminants	10
	1.4 Aspect hydraulique	13
CHAPITRE 2 :	Caractérisation d'un système de traitement des eaux usées	17
	2.1 Paramètres d'entrée au décanteur primaire	20
	2.1.1 Débit	20
	2.1.2 Composition des eaux usées	21
	2.1.3 Facteurs environnementaux	23
	2.2 Paramètres du décanteur primaire	24
	2.3 Paramètres d'entrée au réacteur biologique	29
	2.3.1 Débit	30
	2.3.2 Substrat	30
	2.3.3 Biomasse à l'entrée	32
	2.3.4 Éléments nutritifs	32
	2.3.5 Substances toxiques	33
	2.3.6 Facteurs environnementaux	37
	2.4 Paramètres reliés au réacteur biologique	38
	2.4.1 Caractérisation du réacteur	39
	2.4.1.1 Types d'arrangement	39
	2.4.1.2 Types de réacteurs	41
	2.4.2 Concentration d'oxygène dissous	43
	2.4.3 Temps de résidence hydraulique	44

Pages

2.4.4 Âge des boues 45
2.4.5 Taux de réaction de la biomasse 49
2.4.5.1 Représentation de la biomasse .. 49
2.4.5.2 Taux de croissance spécifique de la biomasse 50
2.4.5.2.1 Taux de croissance maximum 60
2.4.5.2.2 Constante de saturation 66
2.4.5.3 Taux de diminution de la biomasse 68
2.4.5.4 Taux de réaction net 72
2.4.6 Taux de réaction du substrat 72
2.4.6.1 Coefficient de rendement 73
2.4.7 Débit à la sortie du réacteur 77

2.5 Paramètres reliés au décanteur secondaire 78

2.6 Paramètres de sortie des effluents traités 83
2.6.1 Débit de l'effluent 83
2.6.2 Substrat dans l'effluent 84
2.6.3 Biomasse dans l'effluent 85

2.7 Paramètres de recyclage 85
2.7.1 Débit de recyclage 86
2.7.2 Substrat dans le recyclage 86
2.7.3 Biomasse dans le recyclage 87

2.8 Paramètres de la vidange des boues 91
2.8.1 Débit de vidange des boues 91
2.8.2 Substrat dans la vidange des boues 92
2.8.3 Biomasse dans la vidange des boues 92

2.9 Équations du système biologique 92
2.9.1 Résumé des hypothèses 93
2.9.2 Bilans de masse autour du réacteur biologique 98
2.9.2.1 Bilan de masse sur la biomasse . 98
2.9.2.2 Bilan de masse sur le substrat . 99

CHAPITRE 3 : Caractérisation des effets-chocs 103

3.1 Chocs qualitatifs 103
3.2 Chocs toxiques 107
3.3 Chocs quantitatifs 108
3.3.1 Chocs hydrauliques 113

Pages

CHAPITRE 4 : Étude d'un cas pratique - Effets des eaux de ruissellement urbain sur un système de traitement des eaux usées 125

4.1 Description des données 125
4.2 Analyse des données 133
4.3 Discussion des résultats 137
4.3.1 Effets sur le décanteur primaire 137
4.3.2 Effets sur le réacteur biologique 141
4.3.2.1 Éléments nutritifs 141
4.3.2.2 Choc qualitatif 143
4.3.2.3 Choc toxique 144
4.3.2.4 Choc quantitatif (Choc hydraulique) 146
4.3.2.5 Variables influencées 148
4.3.3 Effets sur le décanteur secondaire 152

CONCLUSIONS 159

RECOMMANDATIONS 167

BIBLIOGRAPHIE 171

APPENDICE 191

LISTE DES TABLEAUX

		Pages
1-1	Sources pouvant être reliées à un certains nombre de paramètres déterminés dans des eaux de ruissellement	9
1-2	Composition des eaux usées domestiques et des eaux de réseau unitaire en période de pluie	11
1-3	Comparaison de la composition des eaux de réseau unitaire en temps sec et en période de pluie	12
2-1	Enlèvement des métaux par décantation	28
2-2	Concentrations ayant des effets inhibiteurs sur un système de traitement par boues activées	35-36
2-3	Expressions cinétiques pour la synthèse de la biomasse	56
2-4	Valeurs de μ_{max} et de K_s pour des populations hétérogènes croissant sur des substrats variés	63
2-5	Effet de μ_{max} sur les valeurs prédites de S, X et X vidange	66
2-6	Effet de K_s sur les valeurs prédites de S, X et X vidange	70
2-7	Valeurs typiques du taux de diminution spécifique de la biomasse	72
2-8	Valeurs typiques du coefficient de rendement (Y) pour des eaux usées municipales	75
2-9	Principales variables d'un système réel exprimées selon la configuration de la figure 2-13	97
4-1	Résultats de la campagne d'échantillonnage (6-22 juin 1985)	128
4-2	Caractéristiques de la pluie du 18 juin 1985 et de la pluie annuelle	129
4-3	Concentration de métaux dans les eaux de réseau unitaire	131
4-4	Valeurs du rapport DBO_5/N/P pendant la période du 12 au 19 juin 1985	142
4-5	Comportement des variables du système de traitement lors de l'effet-choc produit par l'arrivée des eaux de ruissellement urbain	153

LISTE DES FIGURES

Pages

1-1 Variation du débit et de la qualité des eaux de réseau unitaire en temps de pluie 14

2-1 Représentation schématique d'un système de traitement 18

2-2 Enlèvement des matières en suspension et de la DBO en fonction de la vitesse de déversement 26

2-3 Types d'arrangement des réacteurs 40

2-4 Types de réacteurs 42

2-5 Propriétés de floculation et de sédimentation en fonction de l'âge des boues 47

2-6 Phases de croissance d'une culture bactérienne 51

2-7 Taux de croissance spécifique en fonction de la concentration de substrat 54

2-8 Relation entre μ et S selon le modèle de Monod et selon le concept de l'hystérésis 60

2-9 Effet du taux de dilution sur la valeur du taux de croissance spécifique maximum 64

2-10 Courbe du modèle de Monod pour différentes valeurs de K_s 68

2-11 Indice volumétrique des boues et vitesse de sédimentation en zone en fonction de l'âge des boues 81

2-12 Comparaison des valeurs de X et S à différents taux de dilution prédites par deux modèles cinétiques du recyclage des boues 90

2-13 Représentation schématique détaillée d'un système de traitement réel 98

3-1 Enlèvement du substrat sous des conditions de croissance dans un système glucose-glycérol par de jeunes cellules adaptées au glycérol 106

3-2 Réponse d'un système de boues activées fonctionnant à X_r constant à une augmentation de la concentration de substrat à l'entrée de 500 à 3 000 mg/l 109

Pages

3-3 Réponse d'un système de boues activées opérant à X_r constant à un changement cyclique de la concentration de substrat à l'entrée de 500 à 1 500 mg/l 111

3-4 Réponse à des chocs hydrauliques à concentration constante 116

3-5 Réponse à des chocs hydrauliques à charge organique journalière constante 118

3-6 Propagation simulée d'une variation de débit à l'usine de Kirkeskoven (Danemark) pour deux types de déversoir 120

3-7 Réponse d'un décanteur secondaire à des variations de débits ... 122

4-1 Localisation des bassins échantillonnés 126

4-2 Résultats (concentrations avant décantation) de la campagne d'échantillonnage (6-22 juin 1985) 134

4-3 Résultats (charges) de la campagne d'échantillonnage (6-22 juin 1985) 136

4-4 Résultats (concentrations après décantation) de la campagne d'échantillonnage (6-22 juin 1985) 139

4-5 Comparaison des réponses observées et prédites pour un choc hydraulique 156

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Les eaux de ruissellement urbain ont longtemps été considérées comme des "eaux propres". Au fil des années, cette notion a évolué. En effet, des études ont démontré que le rejet des eaux de ruissellement urbain au milieu récepteur, par l'intermédiaire des débordements de réseaux unitaires, peut engendrer des impacts négatifs.

Or, des eaux de la même qualité sont aussi acheminées vers des stations d'épuration en temps de pluie. Elles ont des caractéristiques différentes de celles des eaux usées habituellement dirigées vers la chaîne de traitement. Les eaux de ruissellement urbain sont donc susceptibles de perturber le fonctionnement de ce système.

L'objectif de ce travail est de caractériser les effets éventuels des eaux de ruissellement sur une chaîne de traitement, comportant un réacteur à boues activées, afin de déterminer si le système subira des dommages importants.

Quatre sections principales sont nécessaires à la réalisation de ce but. Les deux premiers chapitres traitent respectivement de la caractérisation des eaux de ruissellement urbain et d'une chaîne de traitement des eaux usées. Les perturbations susceptibles d'affecter l'opération d'une station d'épuration, telles que les chocs qualitatifs, toxiques et quantitatifs, font l'objet de la section suivante. Finalement, les connaissances exposées

dans les trois premiers chapitres sont intégrées et mises en application par l'étude d'un cas pratique.

L'analyse accomplie permet de conclure que ni l'augmentation du débit, ni les variations dans les concentrations de solides en suspension, de matière organique, d'éléments nutritifs, de cuivre ou de zinc mesurées pendant la période d'échantillonnage n'auraient affecté, de façon dramatique, l'opération d'un système de traitement des eaux usées.

Les conclusions tirées de cette étude contribueront à une gestion plus éclairée et plus rationnelle des eaux usées et pourront aussi avoir des retombées dans le domaine du traitement des eaux usées industrielles. En effet, ces effluents sont susceptibles d'engendrer des perturbations semblables à celles occasionnées par l'arrivée des eaux de ruissellement urbain à une station d'épuration.

CHAPITRE 1

CARACTÉRISATION DU RUISSELLEMENT URBAIN

1.0 CARACTÉRISATION DU RUISSELLEMENT URBAIN

De plus en plus, les gestionnaires et les chercheurs sont d'accord pour affirmer que les eaux de ruissellement urbain constituent une source importante de pollution diffuse. Avant de poursuivre une étude plus détaillée de leur influence sur un système de traitement, il est souhaitable d'établir les principales caractéristiques des eaux provenant du ruissellement urbain. Cependant, il déborde du cadre du présent travail d'effectuer une revue exhaustive de la littérature sur ce sujet. Les lecteurs intéressés à une telle revue peuvent consulter Cottinet et al. (1975), Hemain (1979), Lavallée (1980) et Couillard et al. (1980).

1.1 SOURCE DES EAUX DE RUISSELLEMENT URBAIN

En milieu urbain, le ruissellement peut être occasionné par des phénomènes naturels soit la pluie, la fonte de neige ou par des activités humaines telles que le lavage des rues ou le déglaçage des chaussées en hiver (Cottinet et al., 1975). En raison de son importance, la pluie est la source de ruissellement considérée dans ce travail.

La génération du ruissellement urbain par la pluie peut être résumée de la façon suivante. Les eaux de pluie qui tombent des nuages contiennent initialement des gaz (oxygène, azote, gaz carbonique), des composés ammoniacaux et nitriques en petite quantité ainsi que quelques sels sulfatés, chlorurés, amenés par la pollution de l'atmosphère et par les fumées (Cottinet et al., 1975). Ces eaux atteignent le sol; une partie d'entre elles ruissellent sur

des surfaces imperméables en y captant des impuretés. Ce mélange se retrouve finalement dans les réseaux d'égouts. Lorsque le système d'égouts est unitaire, les eaux de ruissellement sont mélangées avec les eaux usées d'origine sanitaire.

1.2 NATURE ET ORIGINE DES CONTAMINANTS

Dans la littérature, on dénombre plusieurs facteurs susceptibles d'influencer la constitution des eaux de ruissellement urbain. Parmi ces paramètres, on retrouve ceux reliés à la précipitation tels que sa durée, son intensité, le temps écoulé depuis la dernière pluie ou la dernière pointe de débit (Klemetson, 1985) et ceux reliés au bassin versant tels que le pourcentage d'imperméabilisation des surfaces, la pente superficielle, les dimensions du bassin, les occupations du territoire, etc. De plus, les caractéristiques du réseau d'égouts peuvent contribuer à l'accumulation de dépôts dans les conduites, qui seront lessivés advenant une pluie importante. Ce phénomène appelé lessivage des conduites ("first-flush") est caractérisé par l'enregistrement des concentrations maximales de polluants avant le débit maximal (Lessard et Lavallée, 1985).

Les polluants fréquemment rencontrés dans les eaux de ruissellement urbain ainsi que leurs sources principales sont présentés au tableau 1-1. En plus de ces substances, d'autres matières toxiques peuvent aussi être présentes. En effet, une étude réalisée aux États-Unis a révélé que près de la moitié des cent-vingt-neuf (129) polluants déclarés prioritaires par l'Agence de protection environnementale (EPA) ont été identifiés dans les eaux d'égouts

Tableau 1-1: Sources pouvant être reliées à un certain nombre de paramètres déterminés dans des eaux de ruissellement

Paramètres	Sources
Azote organique	Végétation (feuilles, graines) - particules de sol - résidus d'asphalte - mélange de fonte
Azote ammoniacal	Atmosphère - dégradation de matières végétales - fertilisants
Azote - nitrite	Matière organique en cours de dégradation
Azote - nitrate	Fertilisants - atmosphère - impuretés des sels de fonte
Phosphore	Fertilisants - végétation (feuilles, graines) - additif de l'essence - impuretés des sels de fonte
Hydrocarbures, huiles	Véhicules, huiles de chauffage
Phénols	Matières végétales en cours de dégradation
Détergents	Lavage de voitures
Sulfates	Atmosphère - impuretés des sels de fonte
Chlorures - Calcium - Sodium	Mélange de fonte
Plomb	Additif de l'essence
Fer	Carrosserie de voitures
Zinc	Résidus de pneus, corrosion des gouttières
Chrome	Additif des sels de fonte - carrosserie de voitures
Streptocoques fécaux	Fèces d'animaux

Référence: Cottinet et al., 1975

en temps de pluie. Tous les échantillons recueillis (24) contenaient des métaux lourds. Les composés organiques les plus fréquemment détectés étaient les hydrocarbures polynucléaires aromatiques. Un autre projet, mené à New-York, a conduit à l'identification de produits mutagènes dans 22% des échantillons analysés (Field, 1985).

1.3 QUANTITÉ DE CONTAMINANTS

Les paragraphes précédents ont démontré que l'arrivée des eaux de ruissellement urbain dans le réseau d'égouts pouvait affecter les caractéristiques des eaux usées. Les tableaux 1-2 et 1-3 présentent les ordres de grandeur des changements qui peuvent survenir. Le premier de ces tableaux permet de comparer des données générales de composition des eaux usées domestiques avec celles d'un réseau combiné en période de pluie (Sundstrom et Klei, 1979; Field et Struzeski, 1972). Le tableau 1-3 contient les résultats de deux campagnes d'échantillonnage, réalisées au Québec et en France, qui ont permis d'établir les concentrations moyennes de temps sec et de période de pluie pour des bassins spécifiques (Couillard et al., 1980; Ranchet et Philippe, 1982).

Par l'examen des variations des concentrations, on peut réaliser que, de façon générale, ce sont les matières en suspension et les métaux qui constituent les polluants principaux des eaux de ruissellement.

Tableau 1-2: Composition des eaux usées domestiques et des eaux de réseau unitaire en période de pluie

Paramètre	Eaux usées domestiques (mg/l)	Eaux de réseau combiné en période de pluie (mg/l)
Solides totaux	300 - 1 200	150 - 2 300
Solides en suspension	100 - 400	20 - 1 700
Solides décantables	50 - 200	2 - 1 550 ml/l
DBO_5	100 - 400	30 - 600
DCO	200 - 1 000	--
Phosphore total	5 - 20	--
Orthophosphates		0.1 - 6.2
Azote organique	5 - 40	1.5 - 33.1
Ammoniaque	10 - 50	0.1 - 12.5
Références	Sundstrom et Klei, 1979	Compilation de données Field et Struzeski, 1972

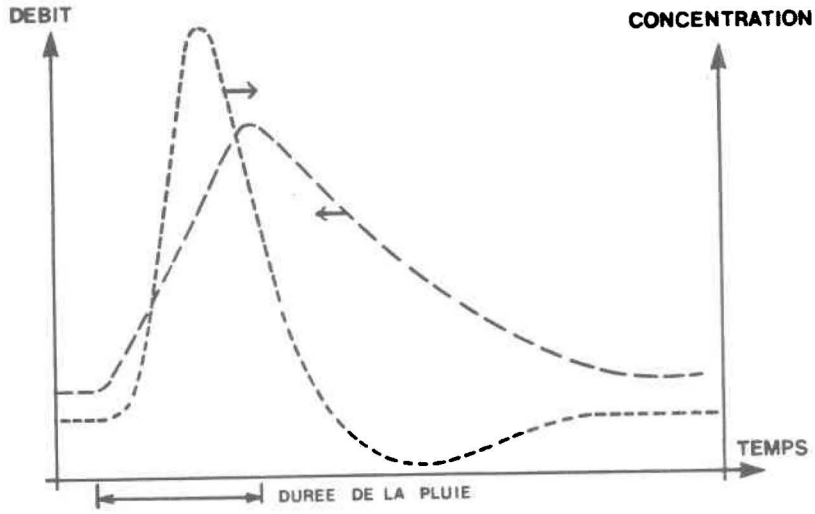
Tableau 1-3: Comparaison de la composition des eaux de réseau unitaire en temps sec et en période de pluie (mg/l)

Paramètre	Collecteur Curotte-Papineau (Mtl)		Bassin Mantes-la-Ville (France)	
	Concentration en temps sec	Concentration en période de pluie	Concentration en temps sec *	Concentration moyenne en période de pluie
DBO_5	131	88	397 (299)	93 (43)
DCO	--	361	734 (497)	373 (139)
Solides en suspension	120	292	379 (164)	674 (132)
N kjeldahl	--	--	71.7	19.6
NO_3^-	--	--	< 0.04	1.4
PO_4^{3-} totaux	--	--	74.2	16.7
Hydrocarbures	--	--	9.2	5.4
Pb	0.096 (t)	0.416 (t)	0.16	0.044
Cr	0.005 (t)	0.027 (t)	--	--
Cd	--	--	0.005	0.009
Zn^-	0.149 (t)	0.592 (t)	1.0	1.5
CN^-	0.008 (t)	0.024 (t)	--	--
Références	Couillard et al. (1980)		Ranchet et Philippe (1982)	

(t): total
* : Les valeurs entre parenthèses correspondent à des échantillons ayant décanté pendant deux heures.

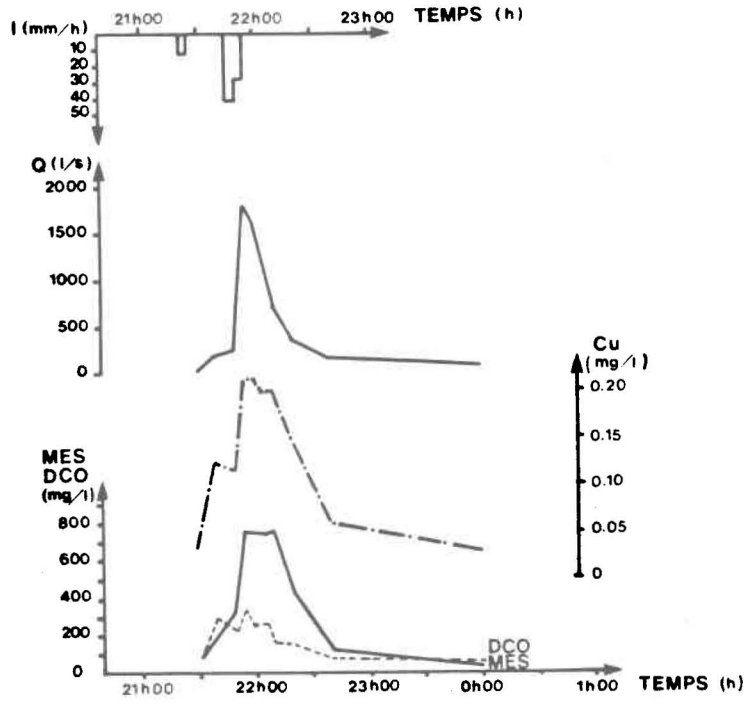
1.4 ASPECT HYDRAULIQUE

Finalement un aspect non-négligeable de l'arrivée des eaux de ruissellement urbain demeure sans contredit l'augmentation de débit qu'elle provoque. Ce changement est fonction de plusieurs paramètres et varie d'un événement pluvieux à l'autre. La figure 1-1A représente les variations de débit et de concentration que l'on peut rencontrer dans un égout unitaire, pour une pluie particulière sur un territoire donné (Maystre et Petitclerc, 1971). Il faut noter que sur cette figure, la pointe de concentration se produit avant celle du débit; ce phénomène est représentatif du lessivage des conduites. Cependant, une étude réalisée en 1982, sur le territoire des villes de Québec et de Sainte-Foy révèle que les concentrations maximales enregistrées pour tous les contaminants sont en général concomitantes aux débits maximaux. Un exemple typique des courbes obtenues lors de cette campagne d'échantillonnage est présenté à la figure 1-1B (Lavallée et Lessard, 1984).



A : Variation typique du débit et des concentrations dans un réseau unitaire en temps de pluie (présence de lessivage des conduites)

Référence: Maystre et Petitclerc, 1977



B : Variation du débit et des concentrations enregistrée sur le bassin no. 11 de la ville de Québec pendant la pluie du 7 juillet 1982.

Référence: Lavallée et Lessard, 1984

FIGURE 1-1 : Variation du débit et de la qualité des eaux de réseau unitaire en temps de pluie.

CHAPITRE 2

CARACTÉRISATION D'UN SYSTÈME DE TRAITEMENT DES EAUX USÉES

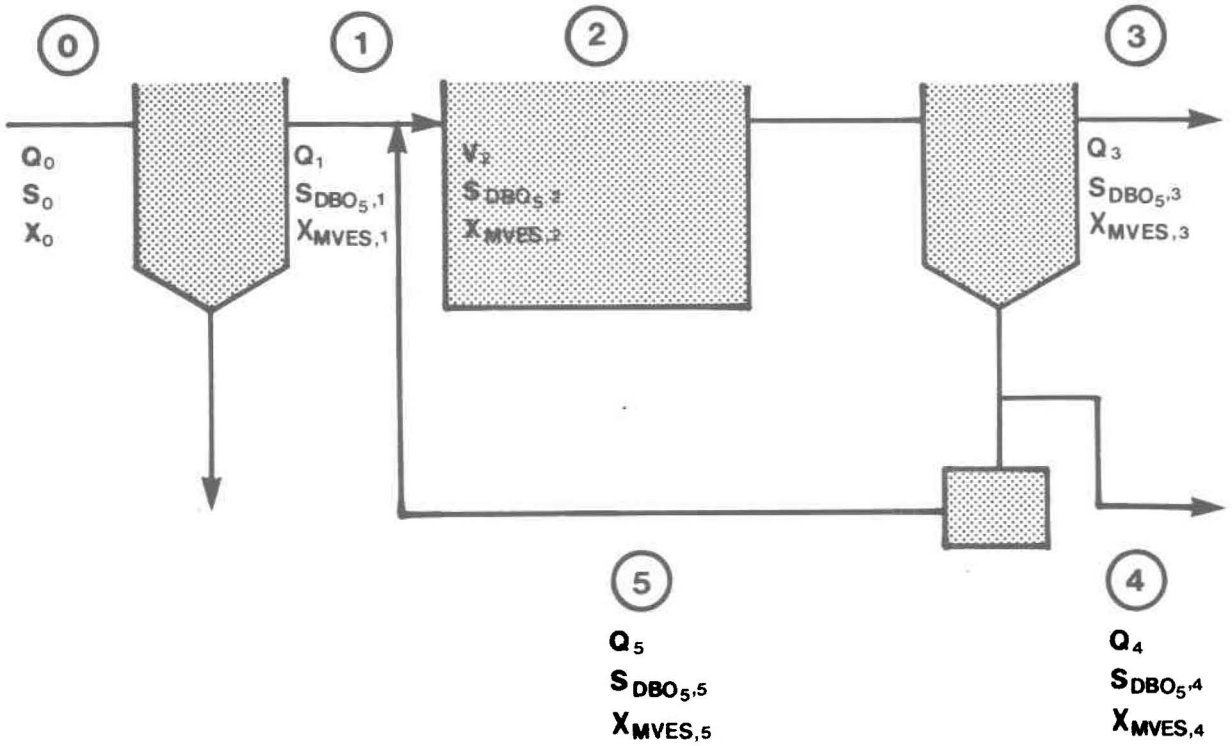
2.0 CARACTÉRISATION D'UN SYSTÈME DE TRAITEMENT DES EAUX USÉES

L'objectif principal de la deuxième section de ce document est d'établir le mode de fonctionnement d'un système de traitement afin de caractériser l'évolution des différentes constituantes des eaux usées.

Une usine conventionnelle de traitement des eaux par boues activées est représentée à la figure 2-1. Tel qu'illustré, elle est souvent constituée de trois éléments principaux.

Le décanteur primaire a comme but de séparer les solides en suspension (sables, matières organiques ou autres) des eaux usées. L'opération de décantation utilise des forces de gravité pour séparer une particule de densité supérieure à celle du liquide dans lequel elle est immergée (Couillard, 1985a). Le surnageant du décanteur est acheminé vers les étapes subséquentes de traitement alors que les substances accumulées au fond du décanteur constituent les boues primaires.

Le deuxième élément est le lieu de la dégradation de la matière organique soluble. Les entrées du réacteur sont constituées d'eaux usées, d'une solution concentrée d'organismes recirculés du fond du décanteur secondaire et d'air qui fournit l'agitation requise et l'oxygène nécessaire au phénomène de dégradation. De façon simplifiée, la réaction qui se produit dans le réacteur peut être représentée par (Palm et al., 1980):



LEGENDE

-Les symboles ont la signification et la dimension suivantes:

Q = débit d'un liquide (L^3T^{-1})

S = concentration de matières solubles (ML^{-3})

X = concentration des particules (ML^{-3})

- Les indices alphabétiques indiquent le type de composés

DBO_5 = demande biochimique en oxygène pour cinq jours

MVES = matières volatiles en suspension

-Les indices numériques précisent l'endroit où le symbole s'applique

FIGURE 2-1: Représentation schématique d'un système de traitement.

Matière organique	+ Oxygène +	Éléments nutritifs (N, P, K, Fe, micro-nutriments)	⟶	Biomasse	+ CO_2 +	H_2O +	Produits organiques résiduels

La dernière étape vise la séparation de la biomasse et des eaux usées. Plusieurs procédés peuvent être utilisés. Mais de façon générale, on utilise un décanteur que l'on nomme décanteur secondaire. Tout comme dans le décanteur primaire, le principe de séparation repose sur la différence de gravité spécifique entre les particules et le fluide. Le surnageant du décanteur est alors envoyé vers d'autres étapes de traitement ou vers le milieu récepteur. Une partie de la biomasse récoltée au fond du décanteur est retournée vers le réacteur biologique alors que l'autre est vidangée hors du système (Couillard, 1985b).

Dans les sous-sections qui suivent, les variables de la chaîne de traitement sont identifiées et définies. Les facteurs qui les influencent sont mentionnés et les hypothèses souvent utilisées sont expliquées. Finalement, l'hypothèse retenue pour la poursuite du travail est déterminée.

Les symboles utilisés dans la présente étude sont identifiés sur la figure 2-1. La notation retenue est celle recommandée par un groupe de travail mandaté par "The International Association on Water Pollution Research and Control (IAWPRC)" et "The International Union on Pure and Applied Chemistry (IUPAC)" (Grau et al., 1982).

2.1 PARAMÈTRES D'ENTRÉE AU DÉCANTEUR PRIMAIRE

Au Québec, quatre-vingt pour cent (80%) de la population est desservie par un réseau d'égoûts de type unitaire (Lessard et Lavallée, 1985). C'est donc ce type de réseau qui est considéré dans le présent travail. Les caractéristiques des eaux brutes acheminées à l'usine de traitement sont définies dans les paragraphes suivants.

2.1.1 DÉBIT

Le débit des eaux usées qui arrivent à l'usine est sujet à plusieurs types de variations soit des fluctuations saisonnières, journalières, etc. De plus, comme mentionné à la section 1.4, les eaux de pluie peuvent occasionner des changements importants de débit. Les ouvrages de pompage ou de régularisation de débit localisés en amont de la station peuvent influencer grandement la quantité et la répartition dans le temps de l'affluent de l'usine de traitement.

Le débit est un paramètre important d'un système de traitement des eaux. En effet, il influence le degré de traitement physique et biologique qui peut être atteint et joue un rôle important en ce qui concerne le phénomène de lessivage de la biomasse. Ces principes sont expliqués dans les sous-sections qui suivent.

2.1.2 COMPOSITION DES EAUX USÉES

Dans un réseau unitaire, on retrouve des eaux usées domestiques, des eaux d'infiltration et de captage ainsi que des eaux de ruissellement. Ainsi, les caractéristiques des eaux arrivant à la station sont fonction de la composition des différents types d'eaux et de leur proportion relative. Parmi les multiples composantes, on retrouve les substances suivantes:

Substrat

Le substrat à l'entrée est constitué par l'ensemble des composés organiques biodégradables présents dans l'affluent de la station d'épuration. Tel que mentionné précédemment, la quantité de substrat contenue dans les eaux usées varie en fonction des différents types d'eaux usées en présence et de leur proportion respective.

Comme les eaux usées sont un mélange complexe de différents types de matières organiques (sucre, acides aminés, cellulose, gras, etc.), une mesure globale du degré de pollution doit être utilisée (Couillard, 1985). La demande biochimique en oxygène (DBO_5) est la méthode la plus fréquemment utilisée pour le dimensionnement des ouvrages de traitement. Cette méthode vise à mesurer la quantité d'oxygène utilisée par des microorganismes pour oxyder la matière organique contenue dans les eaux usées pendant une période de cinq jours. C'est donc une mesure indirecte du degré de pollution et par surcroît, c'est une méthode lente et imprécise. Par contre, elle est un indice de la traitabilité par voie biologique et elle permet d'estimer le degré de traitement possible.

La demande chimique en oxygène (DCO), qui consiste à mesurer la quantité d'oxygène requise pour oxyder chimiquement les substances oxydables des eaux usées, est aussi souvent utilisée surtout à cause de sa rapidité d'exécution et de sa précision. Par contre, comme cette méthode mesure aussi des composants non-biodégradables ou biodégradables sur une longue période de temps, la représentativité du résultat en terme de possibilité de traitement est faible. Dans ce travail, les deux types de mesures sont utilisés puisqu'on les retrouve dans les ouvrages cités.

Matières solides

Les matières solides totales (MST) sont constituées par le résidu obtenu après une évaporation de l'eau à 103-105°C. Ce groupe de matières solides peut être scindé en deux parties soit les matières solides totales dissoutes et les matières totales en suspension. Les matières en suspension sont celles pouvant être soit déposées, soit retenues par filtration. Chacun de ces groupes peut être divisé en fonction de la volatilité des solides à 600°C dans l'air. À cette température, la fraction organique est décomposée en eau, en ammoniac et en oxydes de carbone tandis que le matériel inorganique demeure sous forme d'oxydes, de carbonates et d'autres sels. La portion vaporisée constitue la fraction volatile (Sundstrom et Klei, 1979).

Éléments nutritifs

Des éléments nutritifs tels que le phosphore et l'azote sont généralement présents dans les eaux usées. Ils se retrouvent sous forme particulaire et dissoute. Étant donné que ces éléments favorisent la croissance indésirée

d'algues, on tente de réduire au minimum les concentrations rejetées au milieu récepteur. Cependant, tel qu'il le sera expliqué à la section 2.3.4 une quantité minimale de ces substances nutritives est nécessaire au bon fonctionnement du réacteur biologique.

Substances toxiques

Une certaine quantité de substances potentiellement toxiques se retrouvent dans les égouts et par conséquent à l'entrée de l'usine. De la même façon que les matières solides et les éléments nutritifs, les substances toxiques sont présentes sous forme particulaire et soluble. Comme elles peuvent causer des effets néfastes à la faune et à la flore du milieu récepteur, on doit minimiser les quantités rejetées et on doit de plus s'assurer qu'elles n'affecteront pas les microorganismes du réacteur biologique.

2.1.3 FACTEURS ENVIRONNEMENTAUX

À leur arrivée à la chaîne de traitement, les eaux possèdent certaines caractéristiques de température et de pH. Celles-ci peuvent affecter l'efficacité des différentes composantes du système de traitement. Étant donné que les changements de température et de pH sont peu importants lorsque l'effet-choc du ruissellement urbain se produit, ceux-ci ne sont pas considérés dans la caractérisation du décanteur primaire. Leurs effets sur le traitement biologique sont examinés à la section 2.3.6.

2.2 PARAMÈTRES DU DÉCANTEUR PRIMAIRE

La décantation primaire est une opération qui permet de concentrer et d'enlever les matières en suspension contenues dans les eaux usées. Elle favorise aussi la séparation des matières flottantes. Les substances décantées, comprenant des solides inertes, des formes particulaires, des éléments nutritifs et des substances toxiques, se retrouvent au bas du décanteur et forment les boues primaires. Ces boues sont vidangées périodiquement et leur volume dépend des caractéristiques des eaux usées.

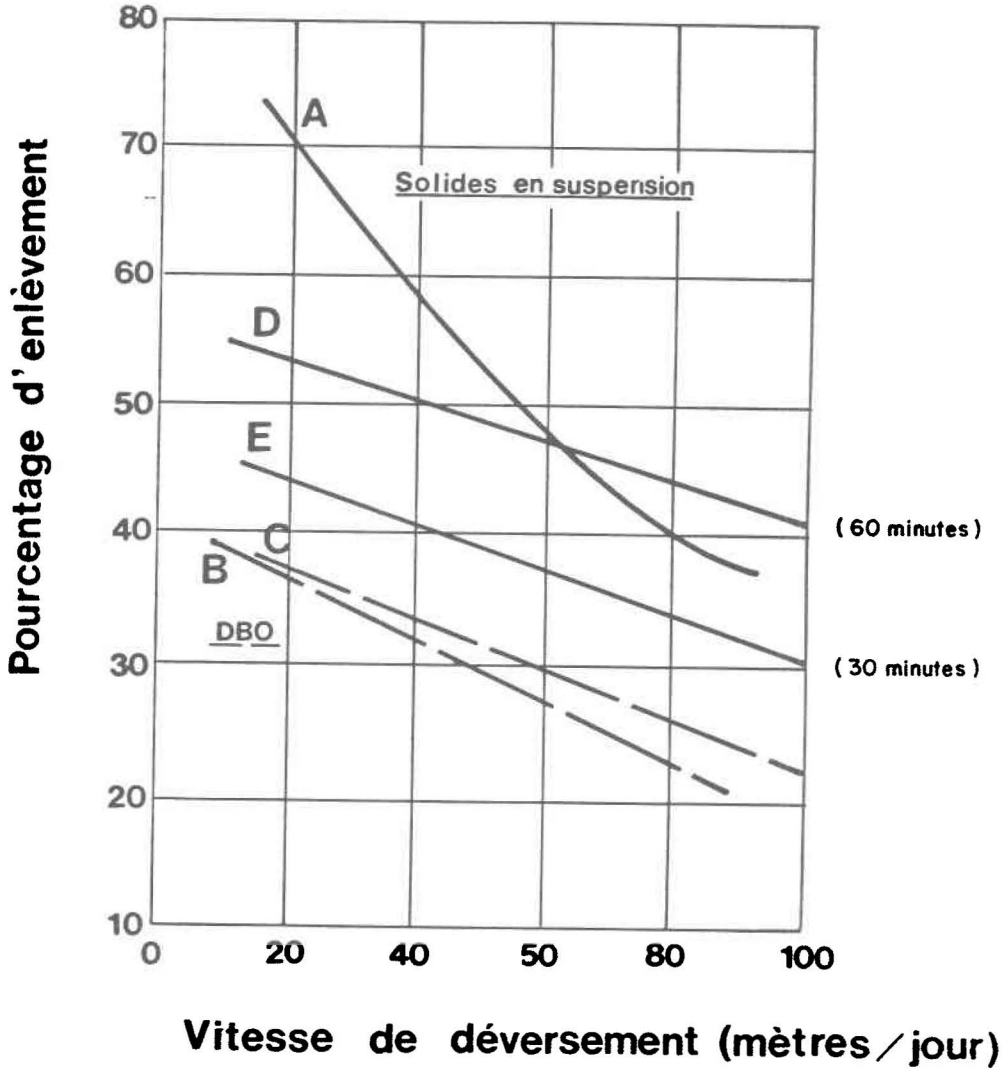
Les particules en suspension peuvent être discrètes (grenues) ou floculées (Couillard, 1985a; Water Pollution Control Federation, 1985). Les particules discrètes, par exemple du sable ou du limon, sédimentent à une vitesse constante et leurs caractéristiques ne sont pas modifiées au cours de la décantation. Les particules "floculées" sont celles qui tendent à s'agglutiner naturellement. Au cours du processus de décantation floculante, l'agglomération des particules est accompagnée par des changements de densité et de vitesse de sédimentation (Ramalho, 1983). La matière organique est légèrement plus lourde que l'eau et sédimente lentement avec des vitesses de l'ordre de 1.0 à 2.5 mètres/heure. Le matériel plus léger, principalement des huiles et des graisses, se retrouve à la surface et doit être écumé (Peavy et al., 1985).

L'efficacité de la décantation est affectée par de nombreux facteurs dont: la configuration des bassins, les caractéristiques des eaux usées telles que la concentration et la fraîcheur des eaux usées, la granulométrie, la forme et la densité des particules ainsi que les pratiques d'exploitation (Water

Pollution Control Federation, 1985). Les dimensions du décanteur définissent le temps de séjour et la vitesse de déversement associés à tout débit entrant. Le temps de séjour, déterminé par la capacité du bassin divisée par le débit, se situe généralement entre 1.5 et 2.5 heures (Metcalf et Eddy, 1972). La vitesse de déversement est calculée en divisant le débit par la superficie du décanteur. Des vitesses de déversement de 32 à 48 mètres cubes/mètre carré-jour (débit moyen) et de 80 à 120 mètres cubes/mètre carré-jour (débit de pointe) sont recommandées pour les décanteurs primaires (Metcalf et Eddy, 1972).

Dans un rapport d'Environnement Canada (1981), il est mentionné que pour un réacteur primaire bien conçu et fonctionnant convenablement, qui traite des eaux usées domestiques, on peut s'attendre à des pourcentages d'élimination de 25 à 40 pour la DBO et de 50 à 60 pour les matières en suspension. De façon générale, cet énoncé est corroboré par les résultats présentés par Peavy et al. (1985) et illustrés par les courbes A et B de la figure 2-2. Cette figure représente l'efficacité d'un décanteur primaire bien dimensionné en fonction de la vitesse de déversement.

En ce qui concerne l'enlèvement de la DBO, Clark et al. (1977) ont obtenu des résultats (courbe C) similaires à ceux de Peavy et al. (1985). Il est à noter que les taux d'enlèvement de la DBO sont uniquement reliés à la DBO des solides enlevés, puisque les matières organiques dissoutes ne sont pas éliminées par la décantation et que la biooxydation dans le décanteur primaire est négligeable.



A: Peavy et al., 1985
B: Peavy et al., 1985
C: Clark et al., 1977
D: Heinke et al., 1977
E: Heinke et al., 1977

FIGURE 2-2 : Enlèvement des matières en suspension et de la DBO en fonction de la vitesse de déversement.

Les courbes obtenues par Heinke et al. (1977) (courbes D et E), qui travaillaient avec un décanteur réel ont aussi été ajoutées sur la figure 2-2. Elles indiquent des efficacités généralement inférieures à celles de Peavy et al. (1985). De plus, les résultats de leurs expériences démontrent que le temps de résidence dans le décanteur influence l'efficacité d'enlèvement des solides.

Concernant l'enlèvement des métaux dans le décanteur primaire, la situation est moins clairement établie. Les résultats contenus dans la littérature sont peu nombreux et souvent difficiles à interpréter. Ils sont présentés sous forme de larges gammes d'enlèvement et varient d'un auteur à l'autre.

Cet état de fait est partiellement dû à la complexité du phénomène de décantation des métaux. En effet, l'efficacité d'enlèvement des métaux dépend de nombreux facteurs dont la nature du métal, sa spéciation, la granulométrie de sa forme particulaire, son association avec les matières en suspension, et les caractéristiques hydrauliques du décanteur.

Nelson et al. (1981) affirment que le décanteur primaire permet généralement un enlèvement des métaux lourds de 5 à 20 pour cent. Anthony et Breimhurst (1981) citent des résultats plus détaillés qui sont présentés dans le tableau 2-1A. Les pourcentages d'enlèvement rapportés dans ce tableau sont des valeurs médianes recueillies dans un nombre d'usine assez considérable. Pour une usine en particulier, il peut toutefois arriver que les résultats soient très différents des valeurs médianes proposées. Par exemple, Neilsen et Hrudey (1983) citent les enlèvements mentionnés au tableau 2-1B pour

Tableau 2-1: Enlèvement des métaux par décantation

A: Enlèvement des métaux par un traitement primaire

Polluant	Enlèvement médian (%)	Nombre d'usines
Cadmium	7	31
Chrome	16	36
Cuivre	18	44
Plomb	20	34
Mercure	22	21
Nickel	6	28
Zinc	26	38

B: Enlèvement des métaux par un traitement primaire (Station de Gold Bar, Edmonton, Canada)

Polluant	Enlèvement (%)	
	Gamme	Moyenne géométrique
Cadmium	0 - 87	39
Chrome	42 - 88	68
Cuivre	38 - 77	60
Nickel	0 - 81	50
Zinc	0 - 63	44

C: Enlèvement des métaux par décantation (eaux de ruissellement urbain)

Polluant	Enlèvement (%)				
	Après 2 heures	Après 4 heures	Après 8 heures	Après 16 heures	Après 32 heures
Cuivre	10 - 38	14 - 41	16 - 33	18 - 40	30 - 59
Nickel	6 - 30	13 - 36	17 - 41	27 - 29	30 - 45
Plomb	2 - 40	5 - 57	20 - 73	30 - 83	54 - 84
Zinc	3 - 15	7 - 22	12 - 36	16 - 36	16 - 36

l'enlèvement des métaux par le traitement primaire de l'usine d'épuration des eaux usées de Gold Bar à Edmonton, Canada.

En vertu du sujet abordé dans ce travail, l'étude de Whipple et Hunter (1981) offre un intérêt spécial car elle a été réalisée avec des eaux de ruissellement. Les auteurs ont, entre autres, étudié la décantabilité de quatre métaux contenus dans le ruissellement urbain sur une période de trente-deux heures. Les résultats qu'ils ont obtenus sont résumés dans le tableau 2-1C.

En général, les valeurs de ce dernier tableau pour une décantation de deux heures se rapprochent de celles du tableau 2-1A. Par contre, l'enlèvement du nickel dans les eaux de ruissellement est légèrement supérieur et celui du zinc est inférieur aux moyennes établies sur un nombre important de stations d'épuration.

2.3 PARAMÈTRES D'ENTRÉE AU RÉACTEUR BIOLOGIQUE

Lorsque les eaux usées atteignent l'entrée du réacteur biologique, leurs caractéristiques ont déjà été modifiées. Les sous-sections suivantes décrivent les caractéristiques des eaux usées à ce stade-ci de la chaîne de traitement en relation avec leur influence sur le traitement biologique qu'elles subiront. L'analyse des caractéristiques des eaux usées est effectuée au point 1 identifié à la figure 2-1, soit avant leur mélange avec le débit de recirculation.

Le traitement biologique agit principalement sur les composantes dissoutes des eaux usées. Ainsi, les matières en suspension qui ont réussi à s'échapper du décanteur primaire ne subissent pas de modifications significatives lors de leur passage dans le réacteur. Elles ne sont donc pas traitées en détails dans les sections qui suivent.

2.3.1 DÉBIT

Le débit des eaux usées est peu modifié par le décanteur primaire. En effet, le volume des boues primaires soutiré du fond du décanteur ne représente pas une quantité significative par rapport au débit des eaux usées. Ainsi, il est assumé que le débit à l'entrée du réacteur est égal au débit à l'entrée de la station d'épuration (Couillard, 1984).

2.3.2 SUBSTRAT

Un des buts du traitement biologique est d'éliminer la matière organique soluble contenue dans les eaux usées. En effet, à cause de la faible dimension des pores des cellules, soit de l'ordre de 5Å, seul le substrat soluble de petite taille peut être rapidement assimilé par la cellule. Les larges molécules devront subir des transformations et leur transport vers l'intérieur des cellules n'est pas toujours réalisé (Sundstrom et Klei, 1979).

Il peut arriver que la mesure de la matière organique biodégradable soit faussée par les matières en suspension qui peuvent contribuer à augmenter le résultat obtenu. Cependant, pour les fins de cette étude, ce phénomène n'est pas considéré comme étant important. En effet, on admet pour l'éta-

blissement des équations du système que tout le substrat biodégradable dans l'affluent du réacteur biologique est soluble. Cette hypothèse est couramment utilisée lors de la caractérisation des réacteurs biologiques. (Grady, 1971; Busby et Andrews, 1975; Kunz et Landis, 1976; Gaudy et Kincannon, 1977).

Deux écoles de pensées s'affrontent relativement à l'influence de la quantité de substrat dans l'affluent de l'usine sur la quantité de substrat dans l'effluent. Le développement traditionnel des équations en régime permanent indique, en effet, que la concentration de substrat à la sortie du réacteur biologique est indépendante de la concentration de substrat à l'entrée; donc que la biomasse s'ajuste afin que l'effluent ait toujours la même qualité. Ce raisonnement a été cité par plusieurs auteurs (Herbert, 1961; Lawrence et McCarty, 1970; Grady, 1971; Grady et Williams, 1975; Selna et Schroeder, 1978).

Cependant, les observations expérimentales de certains auteurs ont démontré que la concentration de substrat à la sortie du réacteur biologique pouvait varier en fonction de la concentration de substrat à l'entrée (Grady et Williams, 1975; Manickam et Gaudy, 1979a; Benefield et Randall, 1977; Gaudy et Manickam, 1978). Les modifications aux équations traditionnelles, proposées par Manickam et Gaudy, sont présentées dans la section 2.7 et le modèle employé pour la suite du travail est alors identifié.

2.3.3 BIOMASSE À L'ENTRÉE

La biomasse peut être définie comme la quantité de matière vivante présente dans l'eau. Cette matière vivante, composée surtout des bactéries mais aussi de champignons, de protozoaires, etc., est responsable de la dégradation de la matière organique. La biomasse possède des caractéristiques qui varient en fonction de la prédominance des différentes espèces, de leur âge, de leur état de santé, des conditions environnementales et de plusieurs autres facteurs.

La concentration de biomasse présente est souvent identifiée par la concentration de matières volatiles en suspension (MVES). Tel que défini à la section 2.1.2, cette mesure est obtenue en déterminant la quantité de matière qui est volatilisée à 600°C dans l'air.

La concentration de microorganismes ($X_{MVES,1}$) dans le débit d'entrée du réacteur est considérée comme négligeable. En effet, à ce stade-ci, il n'y a pas encore eu d'aération directe, et ainsi les conditions favorables au développement des microorganismes ne sont pas présentes. Cette hypothèse est très courante lors de la description des systèmes de traitement (Ramalho, 1983; Lawrence et McCarty, 1970; Selna et Schroeder, 1978; Ramanathan et Gaudy, 1971; McLellan et Busch, 1969; Andrews, 1974).

2.3.4 ÉLÉMENTS NUTRITIFS

L'étude traditionnelle des réacteurs biologiques présuppose que l'élément limitatif du développement des microorganismes est le substrat carboné.

Cette hypothèse est justifiée si tous les autres éléments intervenant dans le processus de croissance bactérienne sont présents en quantité suffisante pour ne pas être épuisés avant les sources de carbone.

À cet égard, le phosphore et l'azote sont les éléments les plus susceptibles de devenir limitatifs. De façon générale, on considère que les quantités minimales requises s'établissent selon le rapport suivant: $DBO_5/N/P$ = 100/5/1 (Perras, 1984). Certains autres éléments tels que le potassium, le calcium, le soufre, le magnésium et des oligo-éléments: fer, manganèse, cuivre, zinc, etc. sont aussi indispensables à la croissance des bactéries. Par contre, il est très peu probable que ces éléments deviennent limitatifs car les concentrations minimales requises sont généralement très basses (Roques, 1980).

Dans le cadre de la section 2.9 de ce travail, qui vise l'établissement des bilans de masse, on assume que l'élément limitatif est le substrat carboné. Ainsi, tous les éléments décrits au paragraphe précédent sont présumés présents en quantité suffisante. Par contre, lors de l'étude de l'effet des eaux de ruissellement urbain, une attention particulière est portée à la vérification de cette hypothèse.

2.3.5 SUBSTANCES TOXIQUES

Certaines substances indispensables à la croissance bactérienne en petites concentrations peuvent s'avérer toxiques pour les microorganismes si elles sont présentes en quantités trop importantes. C'est notamment le cas des métaux lourds. Le degré de toxicité des métaux dépend, entre autres, de la

nature, de la spéciation et de la concentration du métal ainsi que des espèces d'organismes présents, de la quantité de matières en suspension, de l'âge des boues et de la concentration des autres cations (Tyagi et al., 1985).

D'autres classes de substances peuvent se révéler délétères au bon fonctionnement d'un système de boues activées. Ce sont principalement les substances organiques et les sels (Eckenfelder, 1980). Le tableau 2-2 présente certaines informations concernant les concentrations critiques de quelques substances toxiques. Ces renseignements, tirés de plusieurs références (Anthony et Breimhurst, 1981; Eckenfelder, 1980; Water Pollution Control Federation, 1977; Roques, 1980; Russell et al., 1982) sont donnés à titre indicatif seulement. En effet, on remarque que pour certaines substances, le cuivre par exemple, les différents auteurs sont en accord alors que pour d'autres composés, un écart important existe. Il demeure quand même que ces données indiquent l'ordre de grandeur des concentrations qui auront un effet inhibiteur sur le procédé.

Lors du développement des équations théoriques, l'hypothèse qu'il n'y a pas de substances toxiques pouvant affecter la croissance des microorganismes dans l'affluent de la station d'épuration est effectuée. Par la suite, lors de l'étude de l'impact des eaux de ruissellement sur le système, on vérifie si cette affirmation est toujours valable.

Tableau 2-2: Concentrations ayant des effets inhibiteurs sur un système de traitement par boues activées (mg/l)

Substances	Anthony & Breimhurst, 1981	Eckenfelder, 1980	Water Pollution Control Federation, 1977	Roques, 1980	Russell et al., 1982
Alkylarylsulfonate				7.5 - 9.5	
Alkylsulfate				50 - 100	
Ammoniac			480		
Aniline				non-toxique	
Argent	0.25 - 5	0.03	5		5
Arsenic	0.1		0.1	> 0.7	0.1
Alcool éthylique				15 g/l	
Benzène	100 - 500				
Benzidine	500				
Bore		1.0	0.05 - 100		
Cadmium	1 - 10		10 - 100	1 - 5	1.0
Calcium			2 500		
Chlordane				non-toxique	
Chlore				> 0	
Chloroforme		18			
2-Chlorophénol	20 - 200				
Chlorure de barium				env. 1 g/l	
Chlorure de calcium				> 20 g/l	
Chlorure de magnésium				> 16 g/l	
Chlorure de sodium				8 - 9 g/l	
Chrome (+6)	1 -10	2.0	1 - 10		1.0
Chrome (+3)	15 - 50	2.0	50		10
Chrome total		5.0		2 - 5	
Cuivre	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Cyanure	0.1 - 5.0		0.1 - 5	1 - 1.6	0.1
2,4 -Dichlorophénol	64				
Dinitrophénol				4	
2,4 -Diméthylphénol	40 - 200				
Ethylbenzène	200				
Fer			1 000	100	
Formaldéhyde				800	
Hexaméthylènetétramine				> 2 g/l	
Huiles		50			
Manganèse			10		
Mercure	0.1 - 1		0.1 - 5.0		0.1
Naphthalène	500				
Nickel	1 - 2.5	1.0	1.0 - 2.5	6.0	1
Nitrobenzène	30 - 500				
Pentachlorophénol	50 ml/l				
Phénol	50 - 200		200	250	
Plomb	1 - 5	0.1	0.1		0.1
Pyrocatéchine				0.5 - 1	

Tableau 2-2: Concentrations ayant des effets inhibiteurs sur un système de traitement par boues activées (mg/l) (suite)

Substances	Anthony & Breimhurst, 1981	Eckenfelder, 1980	Water Pollution Control Federation, 1977	Roques, 1980	Russell et al., 1982
Pyrogallol				500	
Resorcine				2.5 g/l	
Sulfate de magnésium				10 g/l	
Sulfate de sodium				> 3 g/l	
Sulfite de sodium				> 300	
Sulfure				5 - 25	
Thiocyanate de potassium				36	
Thiocyanate de sodium				36	
Toluène	200				
Vanadium		10.0			
Zinc	0.3 - 5	5.0	0.08 - 10	1 - 3	0.03
Remarques	à l'entrée du réacteur	dans les eaux brutes			

2.3.6 FACTEURS ENVIRONNEMENTAUX

Certains facteurs environnementaux tels que la température ou le pH des eaux à traiter sont susceptibles d'influencer le comportement du réacteur biologique. La température de l'affluent peut avoir un effet sur les taux de réaction. L'expression la plus souvent utilisée dans le domaine du traitement des eaux pour ajuster les taux de réaction en fonction de la température de l'eau usée est une relation du type de celle d'Arrhénius (Sundstrom et Klei, 1979; Grady et Lim, 1980) soit:

$$K = Ae^{-E/RT}$$

où:

K: constante cinétique à une température T exprimée en degrés Kelvin (°K);
E: énergie d'activation;
R: constante des gaz parfaits en cal/g-mol-°K;
A: constante.

Par contre, suite à des études récentes, on se demande maintenant si des modifications dans la prédominance des microorganismes ne pourraient pas permettre de maintenir un haut niveau de traitement même à des températures froides.

La température peut influencer la valeur de certaines constantes cinétiques (Eckenfelder, 1980; Grady et Lim, 1980) ainsi que les propriétés de décantabilité des boues (Dick et Vesilind, 1969; Benefield et Randall, 1980).

Cependant, comme il est difficile de quantifier ces variations dues à la température, il est assumé que les changements de température ne sont pas significatifs lorsque se produit l'effet-choc dû aux eaux de ruissellement.

Peu d'études ont été réalisées sur l'effet du pH. On rapporte que l'efficacité de traitement serait maximale pour une gamme de pH de 6.5 à 8.5 et baisserait pour des pH de part et d'autre de cet intervalle (Eckenfelder, 1980). De la même façon, il est mentionné que les valeurs de certaines "constantes" cinétiques seraient indépendantes du pH sur une gamme de deux ou trois unités de pH et varieraient significativement pour des valeurs de pH en dehors de la gamme (Grady et Lim, 1980). Étant donné que ces résultats sont très fragmentaires et qu'il n'y a pas de raison d'envisager des changements importants de pH lors de l'arrivée des eaux de ruissellement à la station d'épuration, les modifications du pH ne sont pas considérées pour la suite de cette étude.

2.4 PARAMÈTRES RELIÉS AU RÉACTEUR BIOLOGIQUE

Le procédé d'épuration biologique des eaux usées vise principalement la conversion des molécules complexes en produits simples et en biomasse par des microorganismes. Ce phénomène qui existe dans la nature se produit à un rythme plus rapide dans les réacteurs à boues activées (Couillard, 1985b).

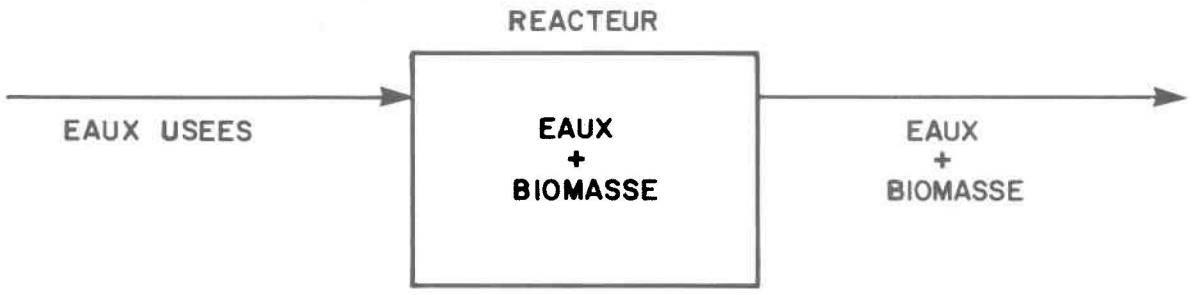
Le fonctionnement du réacteur est fonction de plusieurs facteurs qui sont décrits dans les sous-sections suivantes.

2.4.1 CARACTÉRISATION DU RÉACTEUR

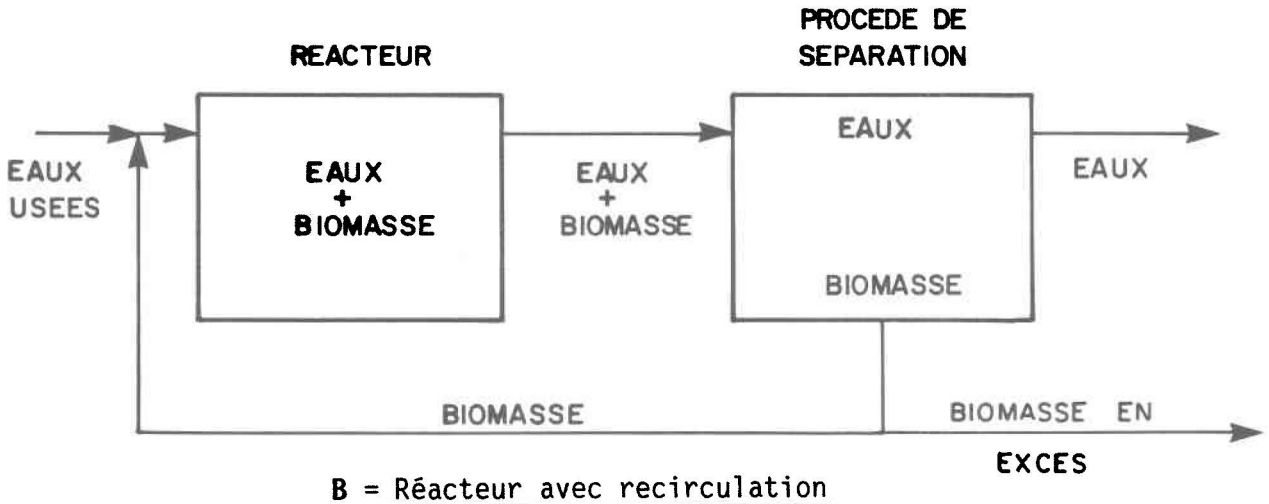
2.4.1.1 Types d'arrangement

De façon générale, on retrouve deux grandes classes de systèmes de traitement des eaux par boues activées. Ces deux types d'arrangement sont illustrés à la figure 2-3. Sur la partie A de cette figure, on retrouve un schéma du système le plus simple, soit le procédé sans recirculation. Ce type d'arrangement est représentatif, par exemple, des étangs d'oxydation. Les eaux usées sont alimentées dans le réacteur et une culture bactérienne s'y développe. Ces microorganismes dégradent la matière organique. Après un certain temps de réaction, ce mélange d'eau épurée et de biomasse est acheminé vers le milieu récepteur.

Le deuxième type d'arrangement, schématisé sur la partie B de la figure 2-3, représente une application plus sophistiquée du principe décrit au paragraphe précédent. La différence majeure réside dans l'existence d'un procédé qui permet de séparer la biomasse de l'eau épurée avant son rejet au milieu récepteur. Une partie de la biomasse est alors recirculée vers le réacteur alors que l'autre partie est vidangée. Ce type d'arrangement, bien qu'un peu plus complexe, présente plusieurs avantages dont une plus grande stabilité et flexibilité d'opération (Krishnan et Gaudy, 1976). Pour ces raisons, dans le présent travail, c'est le réacteur avec recirculation qui est considéré.



A = Réacteur sans recirculation



B = Réacteur avec recirculation

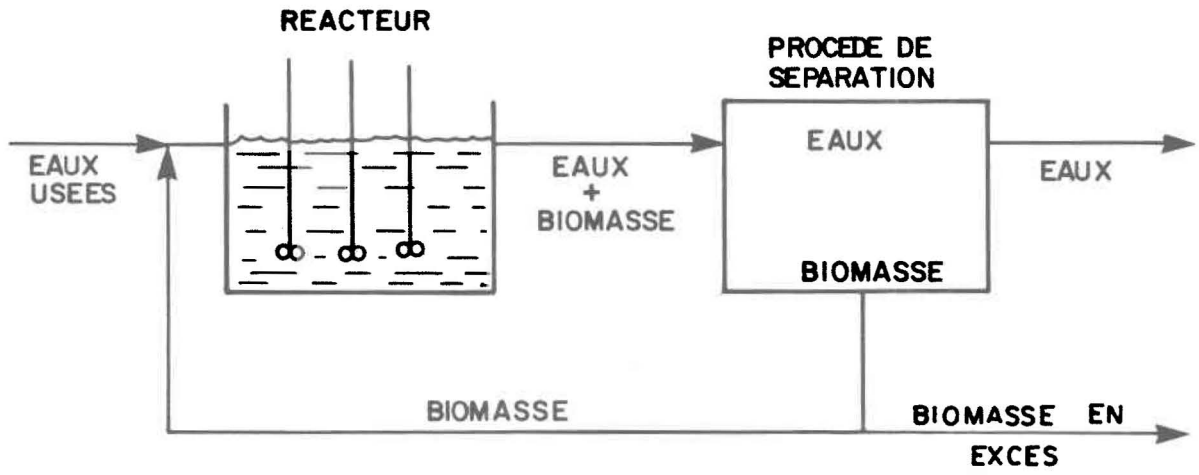
FIGURE 2-3 : Types d'arrangement des réacteurs

2.4.1.2 Types de réacteurs

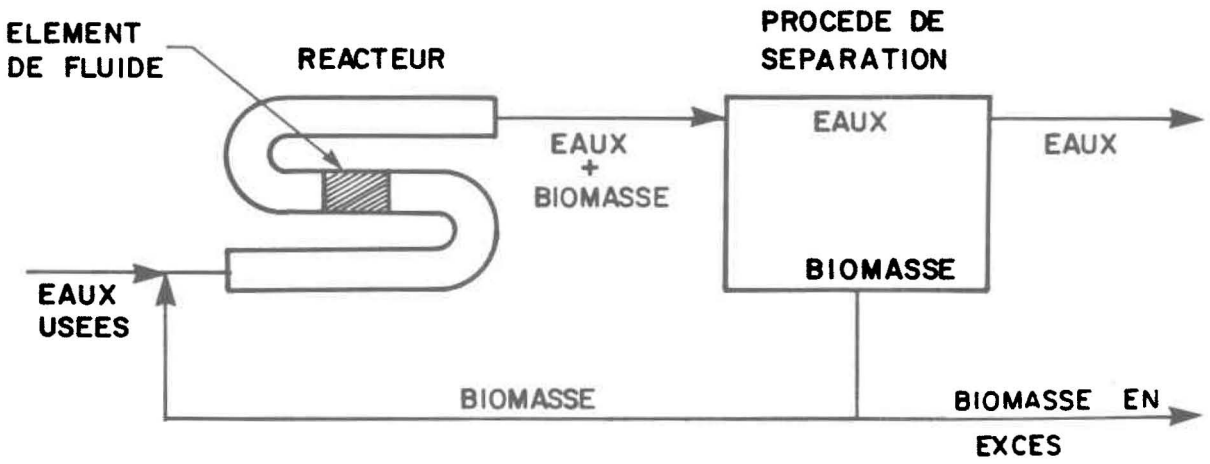
Dans la littérature, on retrouve deux modèles principaux de fonctionnement pour les réacteurs, soit le réacteur complètement mélangé et le réacteur à écoulement piston. Ces deux types d'opération, schématisés à la figure 2-4, représentent les deux extrêmes en regard de l'agitation. Dans le réacteur complètement mélangé, la composition du fluide à l'intérieur du réacteur est uniforme. L'agitation est suffisante pour disperser rapidement l'affluent dans tout le réacteur et la concentration de l'effluent est la même que celle du contenu du réacteur.

On peut représenter le principe de fonctionnement d'un réacteur à écoulement piston par un élément de fluide se déplaçant dans un long tube. Cet élément de fluide qui ne se mélange pas avec les éléments voisins subit des transformations (dans le cas du traitement des eaux usées, c'est la dégradation de la matière organique) au cours de son trajet dans le réacteur. Chaque élément de fluide demeure exactement le même temps dans le réacteur. De plus, puisque la concentration du fluide varie en fonction de la position de l'élément, la concentration de l'effluent ne peut être associée directement à la concentration du fluide dans le réacteur.

Il est admis que, théoriquement (Sundstrom et Klei, 1979), le réacteur à écoulement piston permet une meilleure efficacité de traitement alors que le réacteur complètement mélangé offre une plus grande stabilité d'opération car il résiste mieux aux chocs toxiques ou quantitatifs (McLellan et Busch, 1969). Cependant, dans la réalité, la situation n'est pas aussi clairement définie; la plupart des systèmes opèrent selon un mode se trouvant quelque



A: Réacteur complètement mélangé



B: Réacteur à écoulement piston

FIGURE 2-4 : Types de réacteurs

part entre le réacteur complètement mélangé et le réacteur à écoulement piston. Étant donné sa stabilité et son développement mathématique plus simple mais aussi explicatif, c'est le modèle complètement mélangé qui est abordé dans ce travail.

2.4.2 CONCENTRATION D'OXYGÈNE DISSOUS

Les microorganismes aérobies présents dans un système de boues activées ont besoin d'oxygène pour vivre. Une partie de cet oxygène est nécessaire pour l'oxydation du substrat (dans le but de fournir de l'énergie aux cellules) et l'autre partie est consommée pendant le processus de respiration endogène, qui consiste en la dégradation des réserves de substrat emmagasinées à l'intérieur des cellules (Couillard, 1985b).

L'oxygène requis est fourni par des systèmes d'injection d'air ou d'oxygène pur. La concentration d'oxygène dissous que l'on vise généralement dans le réacteur est de 2 mg/l. Les travaux de certains auteurs ont démontré qu'en dessous d'un certain niveau d'oxygène dissous, l'efficacité de traitement diminue. Selon Gaudy et Turner (1964), cette concentration critique se situe sous 0.5 mg/l alors que Duggan et Cleasby (1976) rapportent que cette valeur se situe autour de 0.6 mg/l.

La description d'un modèle d'utilisation de l'oxygène dépasse le cadre de ce travail. En effet, ce qui importe, c'est que la concentration d'oxygène dissous dans le réacteur soit au-dessus des valeurs critiques mentionnées au paragraphe précédent. Ainsi, on assume que le système d'aération a été bien

dimensionné donc qu'il possède une capacité suffisante pour maintenir un niveau d'oxygène dissous acceptable.

2.4.3 TEMPS DE RÉSIDENCE HYDRAULIQUE

Le temps de résidence hydraulique ou le temps de séjour hydraulique correspond au temps pendant lequel les eaux usées demeurent dans le réacteur. Ainsi, il est égal à:

$$\Theta = \frac{V}{Q_1 + Q_5} \qquad \left(\frac{L_3}{L^3 \cdot T^{-1}} = T\right)$$

Dans la pratique, les temps de résidence hydraulique se situent entre 4 et 8 heures avec une moyenne autour de 6 heures (Sherrard et Lawrence, 1973). La valeur de Θ utilisée varie habituellement selon:

a) le degré de traitement désiré;
b) les caractéristiques et le degré de contamination des eaux usées et;
c) le degré de protection contre les effets-chocs désiré (Sherrard et Lawrence, 1973).

Au début du développement de la théorie du traitement des eaux, le temps de résidence hydraulique était considéré comme un des plus importants facteurs de conception. Cependant, au cours des années, l'attention qu'on y porte tend à diminuer. Dans une revue de littérature, Grady (1971) mentionne que des travaux ont démontré qu'en régime permanent, le temps de rétention hydraulique est un facteur secondaire pour déterminer la qualité de l'ef-

fluent. Il rapporte aussi que la croyance populaire veut qu'un long temps de résidence hydraulique serve de tampon ou de protection contre les effets-chocs.

À la suite de ces travaux, Grady (1971) a cependant conclu que la réponse biologique à un choc est relativement indépendante de la valeur de Θ avant le choc. Des résultats contradictoires, soit qu'un temps de rétention plus long améliore la réponse du système à un effet-choc important, ont été obtenus par d'autres auteurs (Krishnan et Gaudy, 1976). Pour leur part, Sherrard et Lawrence (1975) estiment que Θ est un paramètre secondaire pour déterminer la qualité de l'effluent en période de chocs.

Finalement, on peut dire que l'importance accordée au temps de résidence hydraulique a diminué à mesure que la théorie du traitement des eaux s'est développée. Il n'en demeure pas moins un paramètre utilisé et reconnu. Cependant, comme les résultats expérimentaux sont peu abondants et plutôt contradictoires, l'utilisation de Θ repose principalement sur des bases empiriques ou intuitives plutôt que sur des considérations rationnelles (Sherrard et Lawrence, 1973).

2.4.4 ÂGE DES BOUES

L'âge des boues, dénoté Θ_c, est aussi appelé le temps de résidence moyen des solides biologiques. Il est défini comme étant le rapport de la biomasse dans le réacteur sur le taux net de génération de la biomasse. À l'équilibre, le taux net de génération de la biomasse est égal au taux auquel la biomasse quitte le système. Ainsi, pour le type d'arrangement utilisé à la

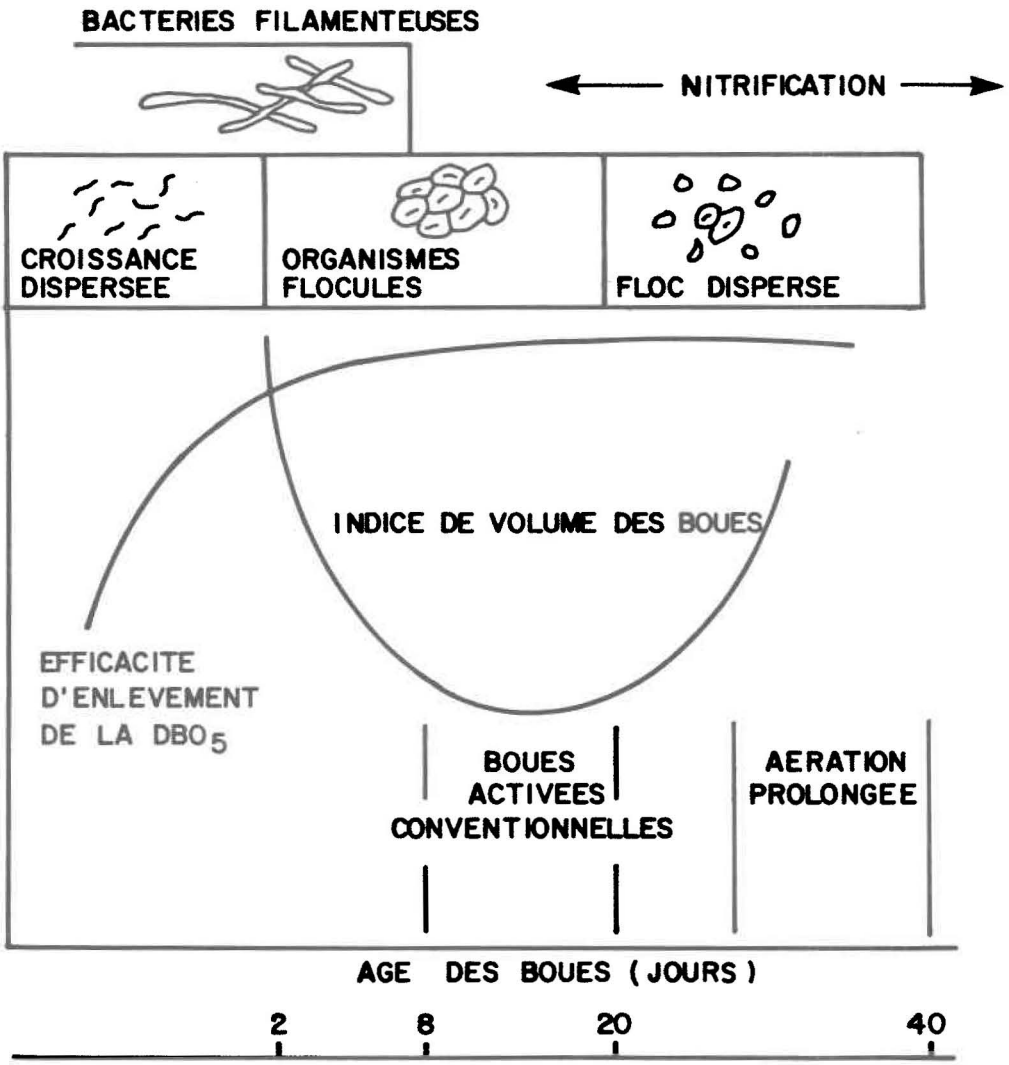
figure 2-1 et pour les conditions de régime permanent, l'âge des boues peut être exprimé de la façon suivante:

$$\Theta_c = \frac{\text{biomasse dans le réacteur}}{\text{taux net de génération de la biomasse}} = \frac{VX_{MVES,2}}{Q_3 \cdot X_{MVES,3} + Q_4 \cdot X_{MVES,4}}$$

$$\left(\frac{L^3 \cdot M \cdot L^{-3}}{L^3 \cdot T^{-1} \cdot M \cdot L^{-3}} = T\right)$$

Selon la littérature, les systèmes de traitement opèrent avec des valeurs de Θ_c comprises entre 3 et 14 jours. Ce choix est surtout basé sur l'obtention de bonnes propriétés de sédimentation des boues. La figure 2-5 illustre les variations de propriétés de la biomasse en fonction de son âge.

Tel que démontré dans l'équation définissant Θ_c, ce paramètre peut être contrôlé par la purge des boues ($Q_4 \cdot X_{MVES,4}$) (Béland, 1984; Sherrard et Schroeder, 1972). Plus la quantité de boues vidangées est élevée, plus la quantité de biomasse dans le réacteur est faible et plus Θ_c est faible; et inversement, plus la quantité de boues vidangées est faible, plus la quantité de biomasse dans le réacteur est élevée et plus Θ_c est élevé (Sherrard et Schroeder, 1972). Aussi, ce raisonnement permet de réaliser qu'à l'intérieur d'une certaine gamme, plus Θ_c est faible, plus la quantité de boues dont il faudra disposer est importante. Selon des résultats expérimentaux, la production de boues est maximale pour un âge de boues de deux jours et diminue de part et d'autre de cette valeur. Selon cette même étude, les propriétés de sédimentation sont meilleures pour des Θ_c élevés (Sherrard et



Référence: Eckenfelder, 1980

FIGURE 2-5 : Propriétés de floculation et de sédimentation en fonction de l'âge des boues

Lawrence, 1973). Ces mêmes auteurs ont trouvé qu'un système fonctionnant avec un âge de boues faible avait plus de chances de subir une détérioration de la qualité de la sédimentation de ces boues lors d'un effet-choc (Sherrard et Lawrence, 1975).

Plusieurs auteurs ont reconnu que l'âge des boues est un paramètre très important ou même le plus important d'un système biologique de traitement des eaux (Sherrard et Lawrence, 1973; Grady, 1971; Thérien et Perdrieux, 1981; James, 1982; Selna et Schroeder, 1978). L'idée générale qui ressort de ces études est qu'en période de surcharge organique, la qualité de l'effluent est meilleure pour les systèmes fonctionnant à des âges de boues élevés.

En plus d'influencer le comportement cinétique du système, l'âge des boues peut faire varier la valeur de certaines "constantes", soit le coefficient de rendement (Y) et le taux de diminution spécifique de la biomasse (b). Ces principes sont repris dans les sections traitant spécifiquement de ces constantes.

Finalement, il est intéressant de mentionner la relation qui existe entre l'âge des boues et le taux de croissance spécifique net. Par définition, on sait que:

$$\Theta_c = \frac{\text{biomasse dans le réacteur}}{\text{taux net de génération de la biomasse}}$$

On peut réécrire cette définition de la façon suivante:

$$\Theta_c = \frac{VX}{VX\mu} = \frac{1}{\mu}$$

où μ: taux de croissance spécifique net de la biomasse

Ainsi l'âge des boues, Θ_c, est la réciproque du taux de croissance spécifique net.

2.4.5 TAUX DE RÉACTION DE LA BIOMASSE

À l'intérieur du réacteur biologique, des réactions font varier la composition et la quantité de biomasse. Dans les sous-sections qui suivent, seuls les aspects quantitatifs de ces fluctuations sont étudiés. Mais avant d'examiner les différentes réactions qui font augmenter ou diminuer la quantité de microorganismes, il est nécessaire de préciser le modèle utilisé pour décrire la population biologique dans le réacteur.

2.4.5.1 Représentation de la biomasse

Un modèle simple est utilisé pour représenter la biomasse contenue dans le réacteur. L'hypothèse que toute la biomasse présente dans le réacteur est active (assimilation du carbone/respiration endogène) est admise. C'est la représentation traditionnellement employée.

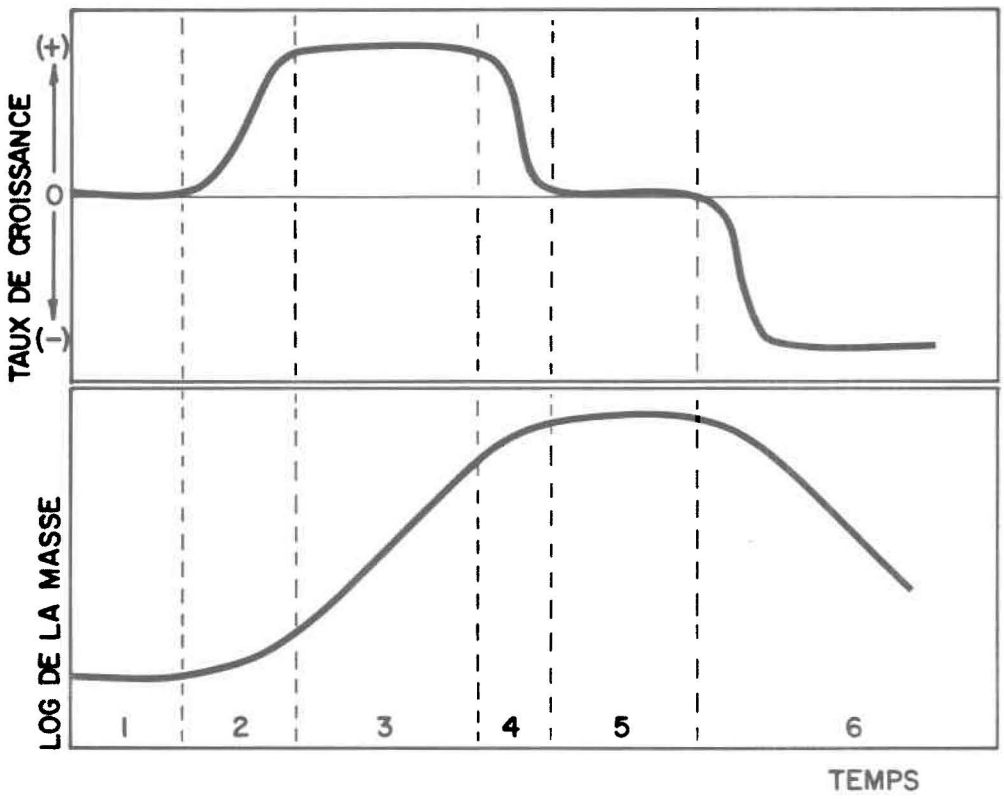
Il faut quand même reconnaître que certains auteurs utilisent des modèles plus sophistiqués, dits "structurés", pour décrire la biomasse. Cette

classe de modèles permet de tenir compte du potentiel d'emmagasinement du substrat par le floc ainsi que de faire une distinction entre la portion active de la biomasse et les solides biologiques inertes qui ne participent pas aux réactions (Clifft et Andrews, 1981; Busby et Andrews, 1975; Stenstrom et Andrews, 1979). D'autres auteurs se contentent de séparer la masse biologique active et celle non-active (Brett et al., 1973; Kunz et Landis, 1976).

L'idée générale qui se dégage de l'étude de ces articles est que les modèles structurés permettent de décrire avec plus de justesse certains phénomènes rencontrés lors de l'opération des systèmes biologiques de traitement des eaux. Cependant, ils ont le désavantage d'augmenter de façon significative la complexité des équations décrivant le système. Considérant l'objectif de ce projet et son caractère appliqué, il a été décidé d'opter pour un modèle simple, mais plus facile à manier et tout aussi indicatif compte tenu de nos besoins.

2.4.5.2 Taux de croissance spécifique de la biomasse

La croissance d'une culture bactérienne est caractérisée par une succession de phases pendant lesquelles le taux de croissance est variable. La figure 2-6 illustre ce phénomène. Ce type de courbe se produit pour chaque espèce de microorganismes d'une boue activée (Couillard, 1985b; Sundstrom et Klei, 1979). Les facteurs limitatifs de la croissance peuvent généralement être classés selon les groupes suivants:



PHASES DE CROISSANCE : 1.Phase de latence
2.Phase d'accélération
3.Phase exponentielle
4.Phase de ralentissement
5.Phase stationnaire
6.Phase de respiration endogène

Référence: Monod, 1949

FIGURE 2-6 : Phases de croissance d'une culture bactérienne.

a) l'épuisement des éléments nutritifs;

b) l'accumulation de produits métaboliques toxiques et;

c) le changement dans l'équilibre des ions, surtout du pH (Monod, 1949).

Tel que mentionné aux sections 2.3.4 et 2.3.5, il est considéré que la source carbonée est le facteur limitatif, que les autres éléments nutritifs sont en concentration suffisante et qu'il n'y a pas d'accumulation de produits toxiques, ni de changement dans l'équilibre des ions.

En travaillant avec une culture homogène, Monod (1949; 1950) a proposé une équation pour relier le taux de croissance exponentielle et la concentration d'un élément essentiel. L'équation de forme hyperbolique proposée par Monod est la suivante;

$$\mu = \frac{\mu_{max} \cdot S}{K_s + S} \qquad \left(\frac{M \cdot L^3}{T \cdot L^3 \cdot M} = T^{-1}\right)$$

où:

μ = taux de croissance spécifique de la biomasse correspondant à une concentration S d'élément limitatif (T^{-1});

μ_{max} = taux de croissance spécifique maximal de la biomasse (T^{-1});

S = concentration d'élément limitatif (matière organique dans ce cas) ($M \cdot L^{-3}$);

K_s = constante de saturation définie comme étant la concentration de substrat pour laquelle $\mu = \mu_{max}/2$ ($M \cdot L^{-3}$).

Le taux de synthèse de la biomasse par unité de volume de réacteur biologique peut donc être exprimé de la façon suivante:

$$\frac{dX}{dt}_{\text{croissance}} = \mu \cdot X = \frac{\mu_{max} \cdot S \cdot X}{K_s + S} \qquad \left(\frac{M \cdot L^3 \cdot M}{T \cdot L^3 \cdot M \cdot L^3} = M \cdot L^{-3} \cdot T^{-1}\right)$$

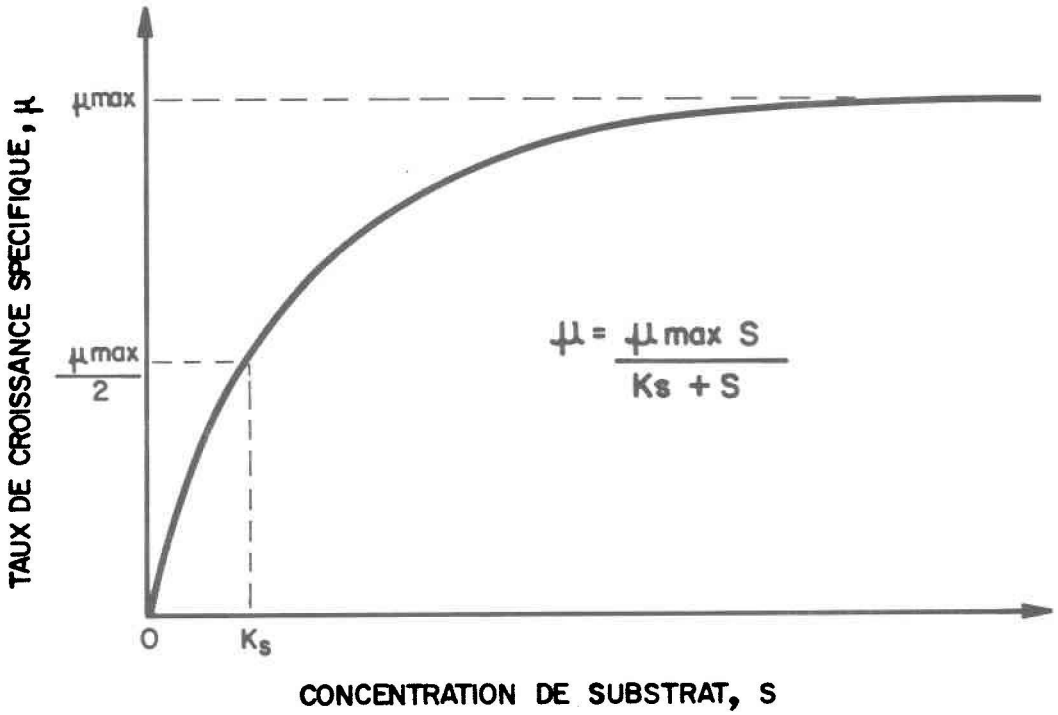
où:

X = concentration de biomasse dans le réacteur ($M \cdot L^{-3}$).

La figure 2-7 représente la forme graphique de la courbe de croissance. Tel qu'illustré, pour des concentrations très faibles de substrat, le taux de croissance est proportionnel à la concentration de substrat ($S \ll K_s$; $\mu = \mu_{max} \cdot S/K_S = K \cdot S$ où K est une nouvelle constante égale à μ_{max}/K_S) et pour des concentrations très élevées de substrat ($S \gg K_S$) , le taux de croissance est constant et égal à μ_{max} ($\mu = \mu_{max}$). Les constantes μ_{max} et K_s sont étudiées dans les sous-sections 2.4.5.2.1 et 2.4.5.2.2.

Plusieurs autres modèles ont été suggérés par divers auteurs dans les années subséquentes. Par contre, c'est le modèle proposé par Monod (1949) qui est employé pour la poursuite du développement des équations d'un système biologique de traitement des eaux. Ce choix a été motivé par les résultats de la revue de la littérature qui sont résumés dans les paragraphes suivants.

Depuis sa création, le modèle de Monod a été le sujet d'innombrables discussions. Plusieurs auteurs ont proposé des modifications à ce modèle.



Référence: Sundstrom et Klei, 1979

FIGURE 2-7 : Taux de croissance spécifique en fonction de la concentration de substrat

Quelques-uns des modèles suggérés sont présentés au tableau 2-3. Selon Moser (1958), l'exposant de la concentration de l'élément limitatif n'était pas nécessairement égal à l'unité et il a donc suggéré une modification pour tenir compte de ce fait. Ott et Bogan (1971) ont utilisé l'équation proposée par Teissier (voir tableau 2-3) en se basant sur des résultats voulant que ce modèle corresponde mieux aux valeurs expérimentales spécialement lorsque les concentrations de substrat sont élevées (Schulze, 1965).

Garrett et Sawyer (1952) ont proposé une fonction discontinue à deux phases pour décrire la cinétique de la croissance. Au-dessus d'une concentration critique de substrat, le taux de croissance est considéré constant et sous ce niveau, le taux de croissance est directement proportionnel au substrat restant (relation linéaire). Bien que certains auteurs laissent supposer que ce modèle serait en effet une "approximation" ou un cas particulier du modèle de Monod (Gaudy et Gaudy, 1966; Gaudy et al., 1967), le modèle de Garrett et Sawyer a quand même été utilisé par d'autres auteurs pour des développements théoriques (Adams et Eckenfelder, 1970; McKinney, 1962).

Benefield et Randall (1977) vérifient que leurs données expérimentales correspondent mieux à un modèle développé par Graw et Dohanyos qu'aux modèles de Monod ou de Garrett et Sawyer.

Quelques autres auteurs déconseillent d'utiliser l'équation de Monod en période transitoire en affirmant que le taux de croissance calculé avec cette équation manque toujours un maximum et est une douce transition entre deux états d'équilibre (Mateles et al., 1965). Ce principe fut repris par Young et al. (1970) et Young et Bungay (1973) qui rapportent aussi que

Tableau 2-3: Expressions cinétiques pour la synthèse de la biomasse

Formes	Noms
$\mu = \frac{\mu_{max}}{1 + K_S/S}$	Monod
$\mu = \mu_{max} (1 - e^{-S/K_T})$	Teissier
$\mu = \frac{\mu_{max}}{1 + (\mu_{max} X/S)}$	Contois
$\mu = \frac{\mu_{max}}{1 + (K_s S^{-\lambda M})}$	Moser
$\mu = K \cdot S$ (S élevé) $= \mu_{max}$ (faible S)	Garrett et Sawyer
$\mu = \mu_{max} \left(\frac{SE}{SO}\right)^n$	Grau et Dohanyos
$\mu = \frac{\mu_{max}}{1 + C/S}$ où C est une expression composée de plusieurs paramètres dont la concentration de Substrat	Andrews et Tien

l'équation de Monod ne correspond pas bien aux valeurs expérimentales obtenues en régime transitoire. Ils suggèrent d'utiliser une expression dynamique pour relier μ et S en régime transitoire. Pour leur part, Andrews et Tien (1977) soutiennent que le modèle simple de Monod ne décrit pas correctement le comportement transitoire des systèmes de boues activées. Ils proposent de le remplacer par un modèle du même type, mais dans lequel la constante de saturation est remplacée par une expression composée de plusieurs paramètres dont la concentration de substrat.

De plus, le fait de transposer des résultats obtenus avec des cultures pures à des populations hétérogènes suscite des questions. Certaines situations, telles que la prédominance d'une espèce de bactéries sur les autres, le changement de forme d'une espèce spécifique de bactéries ou le fait qu'une autre espèce de microorganismes puisse commencer à prédominer sur les bactéries, peuvent-elles faire significativement varier les relations cinétiques de l'équation de Monod? (Vasicek, 1982).

D'autres auteurs ont suggéré l'applicabilité générale du modèle de Monod dans le domaine des boues activées tout en y reconnaissant certaines faiblesses. Herbert (1961) a utilisé le modèle de Monod au cours de ses travaux sur les cultures en continu et Eckhoff et Jenkins (1966) ont employé une simplification de ce modèle pour leur étude d'un système de boues activées sans recirculation en conditions transitoires. Pour leur part, Selna et Schroeder (1978) démontrent que le modèle de Monod est satisfaisant pour décrire la croissance bactérienne en régime transitoire, plus spécifiquement pour des augmentations de substrat. Son application doit cependant être restreinte aux périodes précédant les diminutions de substrat.

Lawrence et McCarty (1970) affirment que l'usage d'une fonction continue, soit le modèle de Monod est plus satisfaisante de plusieurs façons comparativement à une fonction discontinue comme le modèle de Garrett et Sawyer. De plus, dans plusieurs articles issus des laboratoires de Gaudy, on retrouve la conclusion que c'est le modèle de Monod qui coïncide le mieux avec les valeurs expérimentales de croissance des populations microbiennes hétérogènes (Gaudy et Gaudy, 1966; Gaudy et al., 1967; Ramanathan et Gaudy, 1969; Peil et Gaudy, 1971; Gaudy et al., 1977).

Malgré le fait que ce groupe reconnaisse la validité du modèle de Monod, ces mêmes auteurs lui trouvent quand même des points faibles. En effet, les travaux des chercheurs des laboratoires de Gaudy ont démontré que les constantes (μ_{max}, K_s et Y) n'étaient pas de vraies constantes et qu'une gamme de valeurs devait être utilisée (Gaudy et Gaudy, 1966; Gaudy et al., 1967; Ramanathan et Gaudy, 1969; Peil et Gaudy, 1971; Gaudy et al., 1977). L'étendue de ces gammes est discutée dans les sections suivantes.

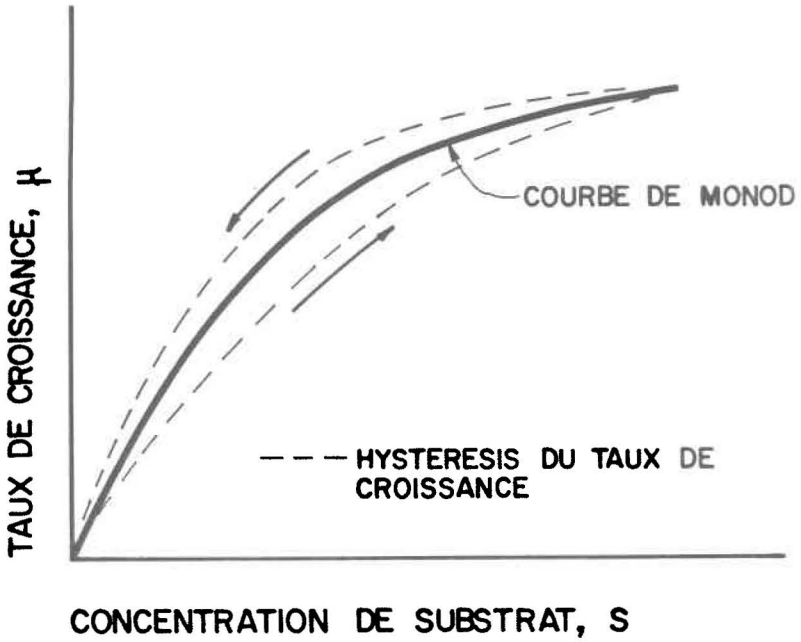
De plus, Storer et Gaudy (1969) ont étudié l'existence possible d'un phénomène d'hystérésis avec un réacteur sans recirculation. En effet, théoriquement, pour que le modèle soit valide, il faut que lorsque la concentration de substrat change, un changement instantané survienne dans le taux de croissance. Dans la réalité, un certain temps serait requis avant que le changement puisse s'opérer. Ainsi, en période d'augmentation de la concentration de substrat, on peut s'attendre à ce que le taux de croissance observé soit plus faible que celui prédit par l'équation de Monod. De la même façon, si la concentration de substrat est réduite à cause d'une augmentation de la quantité de cellules consécutive à une augmentation de

substrat dans l'alimentation, on peut s'attendre à ce que le taux de croissance observé dans le réacteur soit plus élevé que celui prédit par l'équation de Monod pour une valeur instantanée de la concentration de substrat.

Le phénomène d'hystérésis, originalement décrit par Perret (1960), est illustré à la figure 2-8. Les résultats obtenus par Storer et Gaudy (1969) confirment l'existence de ce phénomène. Ces auteurs concluent qu'il n'est donc pas souhaitable d'utiliser l'équation de Monod pour décrire la performance d'un système en régime transitoire. Ils ajoutent, cependant, que le modèle de Monod décrit bien la concentration maximale de substrat dans l'effluent pendant les conditions transitoires et que pour des augmentations de la concentration de substrat inférieures à celles utilisées, soit trois fois, le phénomène d'hystérésis pourrait être moins marqué.

Ce phénomène d'hystérésis a aussi été noté par d'autres auteurs (Mateles et al., 1965; Aiba et al., 1967; Gilley et Bungay, 1967; 1968). Ces études ont indiqué que même si le taux de croissance peut initialement répondre instantanément par un changement relativement petit de la concentration de substrat, les ajustements subséquents se produisent relativement lentement et accusent un certain retard par rapport aux changements de la concentration de substrat (Young et al., 1970).

Finalement, dans une étude publiée récemment, Manickam et Gaudy (1985) rapportent que pour une courte période suivant une augmentation de substrat, le système élimine plus de substrat que prévu. Ces résultats avaient déjà été obtenus par d'autres auteurs (Eckhoff et Jenkins, 1966; Powell, 1967; McLellan et Busch, 1969; Grady, 1971). Ainsi, il semble que pour une courte



Référence: Storer et Gaudy, 1969

FIGURE 2-8 : Relation entre μ et S selon le modèle de Monod et selon le concept de l'hystérésis.

période, les cellules ayant un taux de croissance faible, ont une meilleure capacité d'enlèvement du substrat que prévu par le modèle de Monod. Donc, pour les systèmes croissant lentement, c'est-à-dire les systèmes avec recirculation ou ayant une forte concentration de biomasse, il y a une inversion du délai cinétique ou de l'effet d'hystérésis (Manickam et Gaudy, 1985). Ce phénomène pourrait contrebalancer les effets d'hystérésis dans certains cas (Grady, 1971).

En examinant la littérature et tous ces points de vue, il ressort que le modèle de Monod n'est sûrement pas le modèle idéal pour prédire le fonctionnement d'un système de boues activées en régime transitoire. En effet, plusieurs auteurs lui ont trouvé des faiblesses. Mais, malgré tout, aucun autre modèle n'a été étudié assez profondément pour qu'on puisse le choisir en remplacement de celui de Monod. Ainsi, se dégage une conclusion semblable à celle que Grady (1971) cite dans un de ces articles: "Après la revue de littérature, il a été décidé d'utiliser un modèle similaire à celui de Monod car, malgré le fait qu'il ne simule pas parfaitement les conditions transitoires, il existe assez d'informations dans la littérature pour qu'il soit possible de prédire comment le modèle pourrait dévier des faits réels permettant ainsi l'interprétation des résultats obtenus pour compenser la faiblesse du modèle".

2.4.5.2.1 Taux de croissance maximum

Le taux de croissance maximum, symbolisé par μ_{max}, correspond à la valeur du taux de croissance lorsque la concentration de substrat devient très élevée. Cette valeur est montrée à la figure 2-7. De façon générale, la valeur de

μ_{max} se situe entre 0.5 et 0.6 heure^{-1} pour les systèmes de boues activées (Ramanathan et Gaudy, 1969).

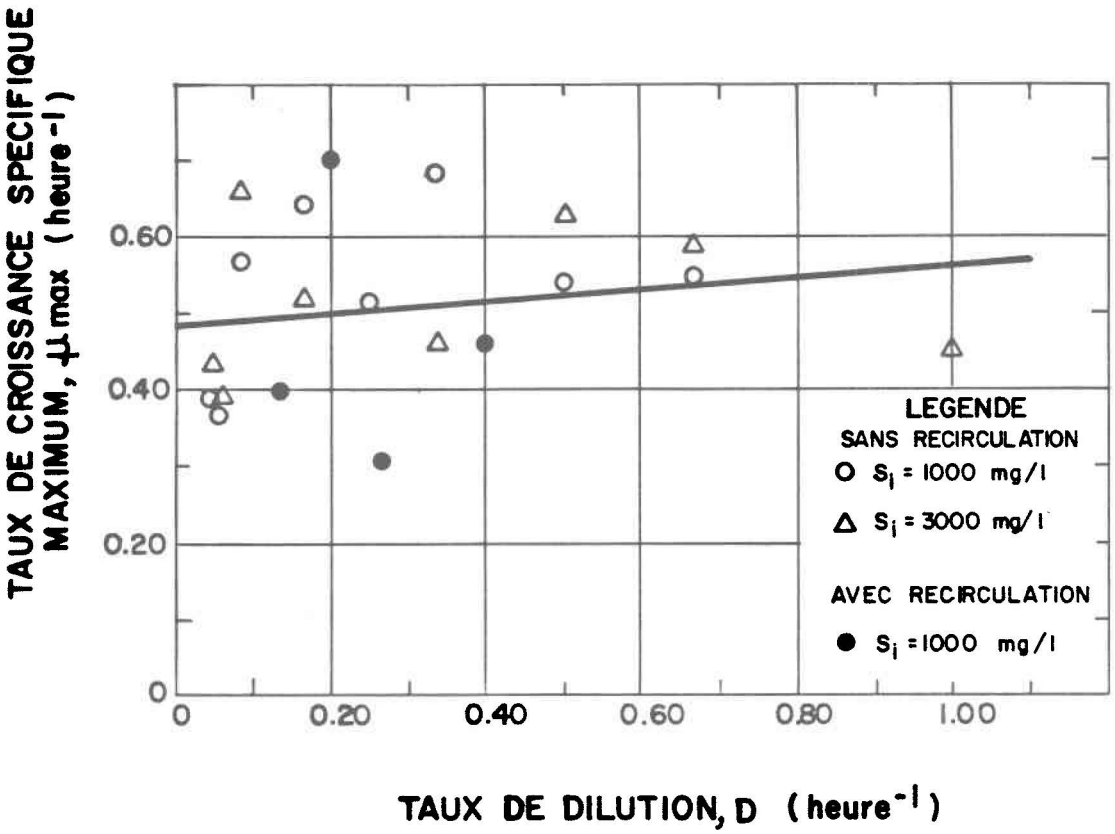
Originalement, en travaillant avec des cultures pures, Monod avait considéré μ_{max} comme une constante. Par contre, tel que mentionné dans la section précédente, des travaux subséquents ont démontré que pour des cultures hétérogènes, μ_{max} n'est pas une véritable constante. En effet, elle peut varier selon les espèces de microorganismes en présence, le substrat, la température, le pH, etc. (Gaudy et Gaudy, 1971). À la section 2.3.6, il a été supposé que, pour cette étude, les variations de température et de pH provoquées par l'arrivée des eaux de ruissellement à la station d'épuration sont négligeables. De plus, il existe très peu d'information dans la littérature pour quantifier les variations de μ_{max} en fonction des facteurs biologiques. Le tableau 2-4 présente des valeurs de μ_{max} en fonction de différents substrats.

Lors de leurs travaux expérimentaux, Ramanathan et Gaudy (1969) ont conclu que malgré une dispersion considérable des résultats expérimentaux, la droite calculée en utilisant la méthode des moindres carrés indique une augmentation de μ_{max} pour des taux de dilution (débit d'entrée (Q_1)/volume du réacteur) élevés. En examinant leurs résultats expérimentaux (figure 2-9), on se rend compte que cette conclusion n'est pas évidente. Dans une autre publication, Gaudy et al. (1967) affirment que cette tendance est raisonnable puisque l'opération du réacteur à des taux de dilution élevés devrait conduire à la sélection d'organismes croissant rapidement.

Tableau 2-4: Valeurs de μ_{max} et de K_s pour des populations hétérogènes croissant sur des substrats variés

Substrat	Numéro de l'expérience	μ_{max} (h^{-1})	K_s (mg/l)
Glucose	1	0.49	29
	2	0.38	11
Lactose	1	0.53	55
	2	0.44	37
	3	0.20	--
	4	0.43	33
Sucrose	1	0.55	17
	2	0.28	6
Sorbitol	1	0.60	18
	2	0.44	13
Alanine	1	0.33	27
	2	0.18	15
Acide glutamique	1	0.78	47
	2	0.59	95
Serine	1	0.43	50
	2	0.54	30
Histidine	1	0.50	17
	2	0.67	50
Phenylalanine	1	0.33	41
	2	0.33	54
Cystéine	1	0.16	23
Acide acétique	1	0.36	41
	2	0.29	47
Acide propionique	1	0.38	6
	2	0.37	17
Égouts	1	0.49	41
	2	0.43	62

Référence: Peil et Gaudy, 1971



Référence: Ramanathan et Gaudy, 1969

FIGURE 2-9 : Effet du taux de dilution sur la valeur du taux de croissance spécifique maximum.

Lors d'une étude subséquente, Gaudy et al. (1977) en sont venus à la conclusion que μ_{max} avait peu d'effet sur le comportement d'un système de boues activées. Cette affirmation est basée sur les résultats d'une simulation pendant laquelle les valeurs de la concentration de substrat dans l'effluent ainsi que de la biomasse dans le réacteur et dans la vidange des boues ont été prédites pour différentes valeurs de μ_{max} comprises entre 0.3 et 0.6 heure^{-1} et ce pour deux concentrations de substrat d'entrée. Ces résultats sont montrés au tableau 2-5.

Pour leur part, Tyagi et al. (1985) ont proposé une expression qui permet de modifier la valeur de μ_{max} pour tenir compte des concentrations de métaux présents dans les eaux usées, soit:

$$\frac{\mu_{max}'}{\mu_{max}} = 1 - \left(\frac{M}{XC}\right)^n$$

où:

μ_{max}' = taux de croissance spécifique maximum pour une concentration M de métaux (h^{-1});

μ_{max} = taux de croissance spécifique maximum pour une concentration nulle de métaux (h^{-1});

M = concentration de métaux (mg/l);

X = concentration de biomasse dans le réacteur (mg/l);

C et n = constantes d'inhibition des métaux.

Tableau 2-5: Effet de μ_{max} sur les valeurs prédites de S, X et X vidange

S entrée (S_1) (mg/l)	μ_{max} (heure^{-1})	S effluent (S_2) (mg/l)	X réacteur (X_2) (mg/l)	X vidange (X_4) (mg/l)
250	0.3	3	2 096	120
	0.4	2	2 096	120
	0.5	2	2 097	121
	0.6	2	2 097	121
1 000	0.3	11	2 447	559
	0.4	8	2 448	561
	0.5	6	2 450	562
	0.6	5	2 451	563

Note: K_S = 100 mg/l; Y = 0.6; b = 0.04 jour^{-1}; D = 0.125 heure^{-1};
$X_r = X_5$ = 10 000 mg/l

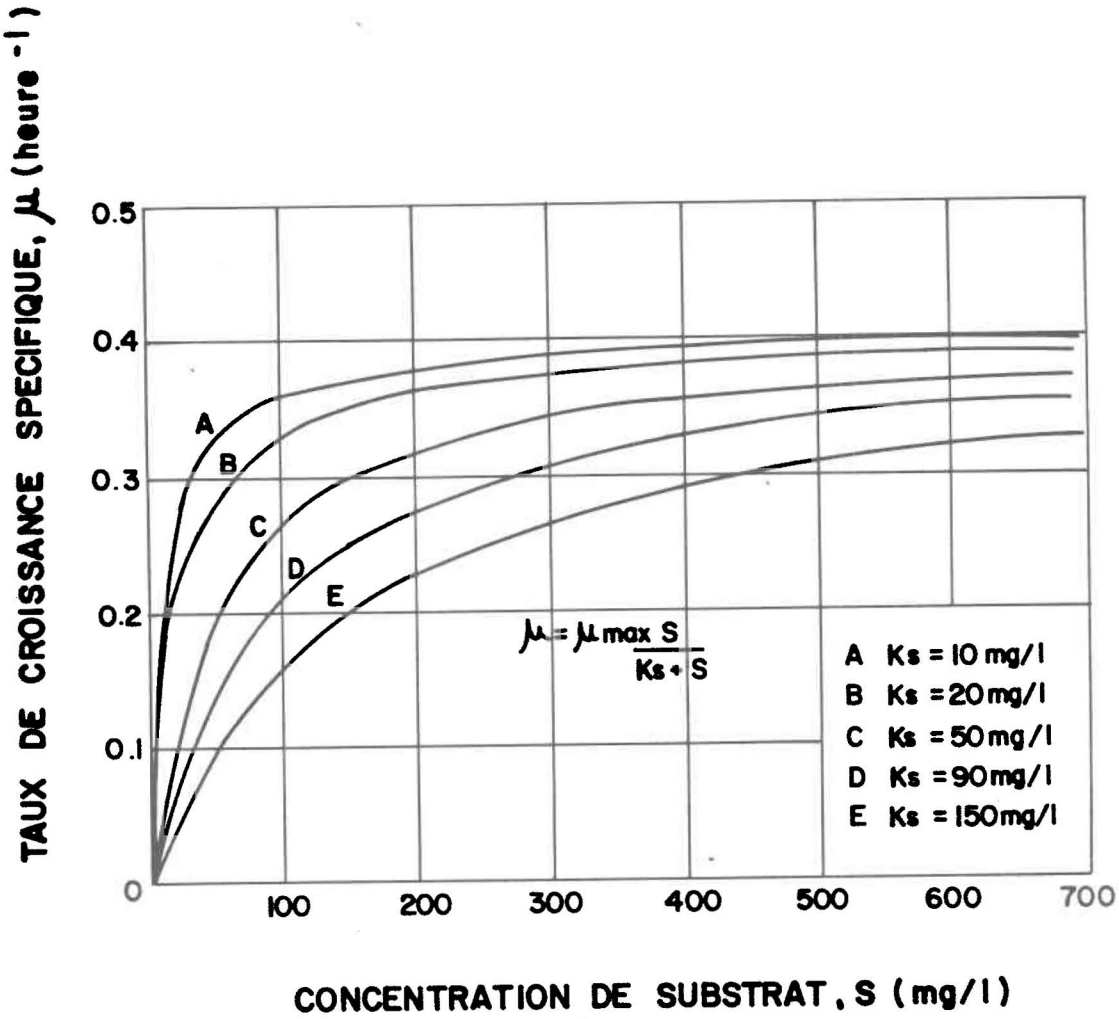
Référence: Gaudy et al., 1977

Finalement, ce que l'on retire de la littérature, c'est que μ_{max} n'est pas une vraie constante et que par conséquent, au lieu d'utiliser une valeur fixe, on doit employer une gamme de valeurs. Les variations de μ_{max} en fonction des différents paramètres d'opération sont difficilement quantifiables et ne semblent pas influencer grandement le comportement du réacteur. Ainsi, il n'est ni possible (sauf expérimentalement), ni nécessaire de considérer les variations de μ_{max} lors de l'arrivée d'eaux de ruissellement à l'usine de traitement.

2.4.5.2.2 Constante de saturation

La constante de saturation est définie comme étant la valeur de la concentration de substrat pour laquelle le taux de croissance spécifique est égal à la moitié du taux de croissance spécifique maximum. Cette définition est illustrée à la figure 2-7. L'influence de la valeur de K_s sur la courbe du modèle de Monod est démontrée à la figure 2-10. En général, les valeurs de K_s se situent entre 75 et 125 mg/l pour les systèmes de boues activées (Gaudy et al., 1967; Ramanathan et Gaudy, 1969).

De la même façon que pour μ_{max}, Monod avait initialement considéré K_s comme une constante. Les expériences subséquentes ont démontré que K_s pouvait varier selon plusieurs facteurs (Gaudy et Gaudy, 1966; Peil et Gaudy, 1971). Les valeurs de K_s déterminées pour différents substrats sont présentées au tableau 2-4. Aucune relation n'a été trouvée entre K_s et le taux de dilution (Gaudy et al., 1967).



Référence: Gaudy et al., 1967

FIGURE 2-10: Courbe du modèle de Monod pour différentes valeurs de K_S ($\mu_{max} = 0.4$ heure^{-1}).

À la suite d'une simulation, Gaudy et al. (1977) ont démontré que K_s, comme μ_{max}, avait peu d'effet sur le comportement du réacteur biologique. Les résultats de la simulation sont présentés au tableau 2-6.

En résumé, à la suite des études réalisées sur K_s, on peut conclure que l'on doit utiliser une gamme de valeurs pour la représenter et qu'il n'existe pas de relation pour quantifier ses variations en fonction des différents paramètres d'un réacteur biologique. Ainsi, tel que pour μ_{max}, il n'est pas possible (sauf expérimentalement) d'évaluer les effets des eaux de ruissellement sur K_s.

2.4.5.3 Taux de diminution de la biomasse

La diminution de la quantité de biomasse dans le réacteur est occasionnée par la mort ou la respiration endogène des cellules. Durant cette dernière phase, les cellules utilisent l'énergie qu'elles ont emmagasinée pour leur respiration et leur mouvement jusqu'à ce que cette énergie soit épuisée et que les cellules meurent. Les parois des cellules se rompent en libérant des composés du carbone qui serviront de nourriture pour les bactéries vivantes. De plus, pendant la phase de respiration endogène, les bactéries sont mangées par des espèces uni et pluri-cellulaires; ce qui fait que la courbe de croissance diminue plus rapidement que si la mort des cellules était uniquement due à des causes naturelles (Sundstrom et Klei, 1979).

Le taux de diminution de la biomasse est habituellement exprimé de la façon suivante (Couillard, 1985b; Ramalho, 1983; Andrews, 1974; Sherrard et Schroeder, 1972; Eckhoff et Jenkins, 1966):

Tableau 2-6: Effet de K_s sur les valeurs prédites de S, X et X vidange

S entrée (S_1) (mg/l)	K_s (mg/l)	S effluent (S_2) (mg/l)	X réacteur (X_2) (mg/l)	X vidange (X_4) (mg/l)
250	50	1	2 097	121
	100	2	2 097	121
	150	3	2 096	120
	200	3	2 096	119
	250	4	2 095	119
	300	5	2 094	118
1 000	50	3	2 452	565
	100	6	2 456	562
	150	10	2 448	560
	200	13	2 446	558
	250	16	2 444	554
	300	19	2 442	553

Note: μ_{max} = 0.5 heure^{-1}; Y = 0.6; b = 0.04 jour^{-1}, D = 0.125 heure^{-1}; $X_r = X_5$ = 10 000 mg/l

Référence: Gaudy et al., 1977

$$\left[\frac{dX}{dt}\right]_{\text{diminution}} = - b.X \quad \left(\frac{M}{T \cdot L^3}\right)$$

où:

b = taux de diminution spécifique de la biomasse (T^{-1});

X = concentration de la biomasse dans le réacteur ($M \cdot L^{-3}$).

Lors d'une étude expérimentale, Srinivasaraghavan et Gaudy (1975) ont démontré la nécessité et la pertinence de l'utilisation d'une telle expression pour tenir compte du phénomène de la respiration endogène. Le tableau 2-7 présente des valeurs de "b" suggérées par différents auteurs. Ainsi, les valeurs qui semblent acceptables pour les eaux usées d'origine domestique se situent entre 0.04 et 0.08 $jour^{-1}$ (Béland, 1984).

En plus de la température, plusieurs autres facteurs peuvent influencer la valeur du taux de diminution spécifique de la biomasse, soit la nature du substrat (Grady et Lim, 1980), la nature des microorganismes (Grady et Lim, 1980), l'âge des boues (Goodman et Englande, 1974) et le taux de croissance de la biomasse (Adams et Eckenfelder, 1970). Par contre, pour les réacteurs biologiques, ces variations n'ont pas été beaucoup étudiées et il n'existe pas de méthodes éprouvées pour les quantifier. Par conséquent, pour les fins de cette étude, le taux de diminution spécifique de la biomasse est considéré comme une constante.

Tableau 2-7: Valeurs typiques du taux de diminution spécifique de la biomasse (b)

Auteurs	b ($jour^{-1}$) base (MVES)
Eckenfelder (1980) Eaux usées domestiques	0.075
Grady et Lim (1980) Eaux usées domestiques	0.048 - 0.07 *
Metcalf et Eddy (1972) Eaux usées domestiques	0.055 - 0.07
Benefield et Randall (1980) Eaux usées municipales	0.05 - 0.10
Lawrence et McCarty (1970) Eaux usées domestiques	0.048 - 0.055

* Valeurs calculées à partir des valeurs en $heure^{-1}$

2.4.5.4 Taux de réaction net

À l'aide des équations développées au cours des sous-sections précédentes, il est maintenant possible d'exprimer le taux de réaction global de la biomasse de la façon suivante (Couillard, 1985b):

$$\left[\begin{matrix}\text{Taux de réaction} \\ \text{net}\end{matrix}\right] = \left[\begin{matrix}\text{Taux de croissance} \\ \text{de la biomasse}\end{matrix}\right] - \left[\begin{matrix}\text{Taux de diminution} \\ \text{de la biomasse}\end{matrix}\right]$$

$$\left[\frac{dX}{dt}\right]_{\text{réaction net}} = \left[\frac{dX}{dt}\right]_{\text{croissance}} - \left[\frac{dX}{dt}\right]_{\text{diminution}}$$

$$\left[\frac{dX}{dt}\right]_{\text{réaction net}} = \frac{\mu_{max} \cdot S \cdot X}{K_s + S} - b \cdot X$$

$$\left(\frac{M \cdot M \cdot L^3}{T \cdot L^3 \cdot L^3 \cdot M} = \frac{M}{T \cdot L^3}\right)$$

2.4.6 TAUX DE RÉACTION DU SUBSTRAT

Le taux de disparition du substrat (dS/dt) est souvent relié au taux de formation de la biomasse par l'équation suivante (Sundstrom et Klei, 1979; Storer et Gaudy, 1969):

$$\left[\begin{matrix}\text{Taux de disparition} \\ \text{du substrat}\end{matrix}\right] = -\left[\frac{1}{\text{coefficient de rendement}}\right] \cdot \left[\begin{matrix}\text{taux de croissance} \\ \text{de la biomasse}\end{matrix}\right]$$

$$\frac{dS}{dt} = -\frac{1}{Y}\left(\frac{dX}{dt}\right)_{croissance}$$

2.4.6.1 Coefficient de rendement

Tel que décrit au paragraphe précédent, le coefficient de rendement est égal au rapport du taux de production de solides dû à la croissance des cellules sur le taux de la consommation de substrat pendant la croissance (Storer et Gaudy, 1969).

Cependant, ce terme ne correspond pas au rendement mesuré dans le réacteur. En effet, le phénomène de la respiration endogène intervient pour diminuer la concentration de biomasse dans le réacteur. Ainsi, lorsqu'on parle du rendement pouvant être mesuré dans le réacteur, le terme "rendement observé" (Y_{obs}) est utilisé (Sundstrom et Klei, 1979).

Lors du développement de sa théorie, en utilisant des cultures pures, Monod (1949) avait considéré le coefficient de rendement (Y) comme étant une constante. Depuis lors, de nombreux auteurs ont démontré que pour des populations hétérogènes, le coefficient de rendement peut varier, donc qu'il n'est pas une véritable constante (Gaudy et Gaudy, 1966; Grady, 1971; Storer et Gaudy, 1969; Ramanathan et Gaudy, 1971; Sundstrom et Klei, 1979).

Des valeurs typiques de Y sont présentées au tableau 2-8. Pour leur part, Ramanathan et Gaudy (1972) ont proposé l'utilisation d'une gamme de valeurs comprises entre 0.4 et 0.6 mg MVES/mg DCO. Béland (1984) a suggéré que des gammes de valeurs de 0.4 à 0.8, lorsque le substrat est exprimé en DBO_5, et

Tableau 2-8: Valeurs typiques du coefficient de rendement (Y) pour des eaux usées municipales

Auteurs	Unités	Valeurs
Benefield et Randall (1980)	mg MVES/mg DCO	0.35 - 0.45
Eckenfelder Jr (1980) (eaux usées domestiques)	mg MVES/mg DBO_5	0.73
Eckenfelder et O'Connor (1955)	mg MVES/mg DBO_5	0.6 - 0.7
Eckenfelder et O'Connor (1955)	mg MVES/mb DBO_u	0.4 - 0.5
Metcalf et Eddy Inc. (1972)	mg MVES/mg DBO_5	0.5
Metcalf et Eddy Inc. (1972)	mg MVES/mg DCO	0.67

de 0.3 à 0.7, lorsque le substrat est exprimé en DCO, devraient être relativement sécuritaires pour des eaux usées municipales.

Plusieurs études ont été faites sur les facteurs qui peuvent influencer le coefficient de rendement. Grady et Lim (1980) ont affirmé que la nature du substrat affecte le coefficient de rendement. En effet, ils ont rapporté des valeurs du coefficient de rendement variant de 0.33 à 0.47 pour une même espèce de microorganismes croissant sur des substrats différents.

Il est généralement admis que le rendement est affecté par le taux de croissance (μ) (ou par l'âge des boues, $\Theta_c = 1/\mu$), c'est-à-dire que plus le taux de croissance est bas, plus le coefficient de rendement observé est bas. Ceci est attribué au fait que lorsque le taux de croissance est élevé, peu de substrat est utilisé pour satisfaire les besoins d'énergie de la cellule et peu d'autodigestion des cellules se produit (Srinivasaraghavan et Gaudy, 1975).

D'autres auteurs ont reconnu l'existence d'une telle relation. Sherrard et Lawrence (1973), ainsi que Sherrard et Schroeder (1972), ont présenté une courbe décrivant la diminution du coefficient de rendement observé en fonction de l'augmentation de l'âge des boues. Ces derniers auteurs ont aussi fourni une expression pour relier Y_{obs} à l'âge des boues, soit:

$$Y_{obs} = 0.406 \exp (-0.067\ \Theta_c)$$

Ils ont ajouté que les facteurs qui contribuent à la diminution de Y_{obs} lorsque l'âge des boues augmente sont: l'énergie de maintenance, la mort et la lyse des cellules, la formation de polymères extracellulaires, les activités des prédateurs et la prédominance de différentes espèces microbiennes ayant des caractéristiques énergétiques différentes (Sherrard et Schroeder, 1972).

En plus de la température et de l'environnement, d'autres facteurs pouvant aussi influencer la valeur du coefficient du rendement ont été suggérés. Parmi ceux-ci, on retrouve le rapport "S initial/X initial", le rapport "carbone disponible/azote disponible" ainsi que le taux de dilution (Ramanathan et Gaudy, 1972). Cependant, il n'est pas possible de tirer des conclusions claires sur l'influence de ces paramètres.

Finalement, le coefficient de rendement est affecté, de façon non-négligeable, par la nature des microorganismes. L'influence de ce facteur a été mentionnée par Gaudy et Gaudy (1966), Grady et Lim (1980), Eckenfelder (1980) et Ramanathan et Gaudy (1972). Concernant l'importance des différents facteurs relativement aux variations de Y, les études réalisées par Gaudy et Ramanathan (1971) et Ramanathan et Gaudy (1972) sont très révélatrices. Ils ont rapporté, entre autres, des coefficients de rendement variant de 0.36 à 0.88 pour des populations hétérogènes croissant sur du glucose. Cette gamme est constituée par les résultats de 118 expériences.

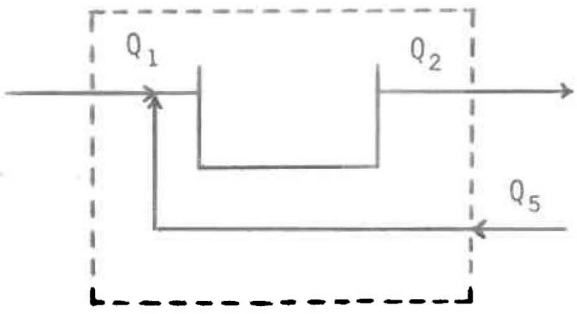
À la fin de leurs études, les auteurs concluent que l'unique variable à laquelle on peut attribuer de telles variations est la seule caractéristique intrinsèque des populations hétérogènes soit la prédominance des espèces. Ils ont ajouté qu'étant donné l'importance des variations causées par le

caractère "naturel" des populations, il devient passablement compliqué de déterminer l'effet des conditions d'opération sur le coefficient de rendement. Ils ont terminé en affirmant qu'il est possible que d'autres paramètres aient pu influencer le rendement mais que pour que leur importance soit appréciable, il faudra que leur effet soit plus grand que celui de la variabilité naturelle attendue à cause de l'usage des populations hétérogènes et des effets des changements de la prédominance des espèces.

Considérant les résultats de ces études ainsi que l'impossibilité de quantifier et de prévoir l'amplitude des variations du coefficient de rendement en fonction des modifications de la population de microorganismes, les variations de Y ne sont pas considérées dans le présent travail.

2.4.7 DÉBIT À LA SORTIE DU RÉACTEUR

La valeur du débit à la sortie du réacteur peut être calculée en effectuant un bilan autour du réacteur. On pose l'hypothèse que le système opère en régime permanent et que tous les fluides ont la même densité.



Entrée - Sortie = Accumulation

$$Q_1 + Q_5 - Q_2 = 0$$

$$Q_2 = Q_1 + Q_5$$

En régime transitoire, cette égalité pourrait n'être plus tout-à-fait juste. En effet, à cause de l'importance des volumes impliqués, il est possible qu'un décalage ou un amortissement se produise entre le débit d'entrée et de sortie (Olsson et Stephenson, 1984). Cependant, étant donné que sur une base de temps plus longue, la quantité qui entre doit inévitablement sortir, l'égalité déterminée en régime permanent est considérée valide en tout temps.

2.5 PARAMÈTRES RELIÉS AU DÉCANTEUR SECONDAIRE

Le but de ce travail n'est pas de réaliser une revue exhaustive concernant les décanteurs secondaires, ni d'appliquer un modèle sophistiqué afin de caractériser son fonctionnement. Ces activités sont en dehors du cadre de cette étude. Cependant, pour évaluer l'influence d'un effet-choc produit par l'arrivée d'eaux de ruissellement à une station d'épuration, il est nécessaire de reconnaître le rôle essentiel accompli par le décanteur secondaire et d'avoir une idée générale des facteurs qui peuvent influencer son opération.

Tel que décrit à la section 2.0, l'objectif principal du décanteur secondaire est de séparer la biomasse des eaux traitées. C'est une étape importante car si le décanteur secondaire n'est pas efficace, une quantité importante de biomasse risque de se retrouver dans le milieu récepteur. Chapman (1984) mentionne que les solides qui s'échappent du décanteur secondaire représentent la majeure partie de la DBO_5 rejetée. Chaque milligramme de solides perdu dans l'effluent du décanteur augmente la DBO_5 de l'effluent d'environ 0.6 mg (Dick, 1970). Il est donc essentiel que le décanteur soit

adéquatement construit et dimensionné et que les boues aient de bonnes propriétés de décantation.

Les propriétés de décantation des boues sont habituellement caractérisées par deux paramètres soit l'indice volumétrique des boues (IVB) et la vitesse de sédimentation en zone (VSZ). L'indice volumétrique des boues est une mesure empirique définie de la façon suivante (Sundstrom et Klei, 1979):

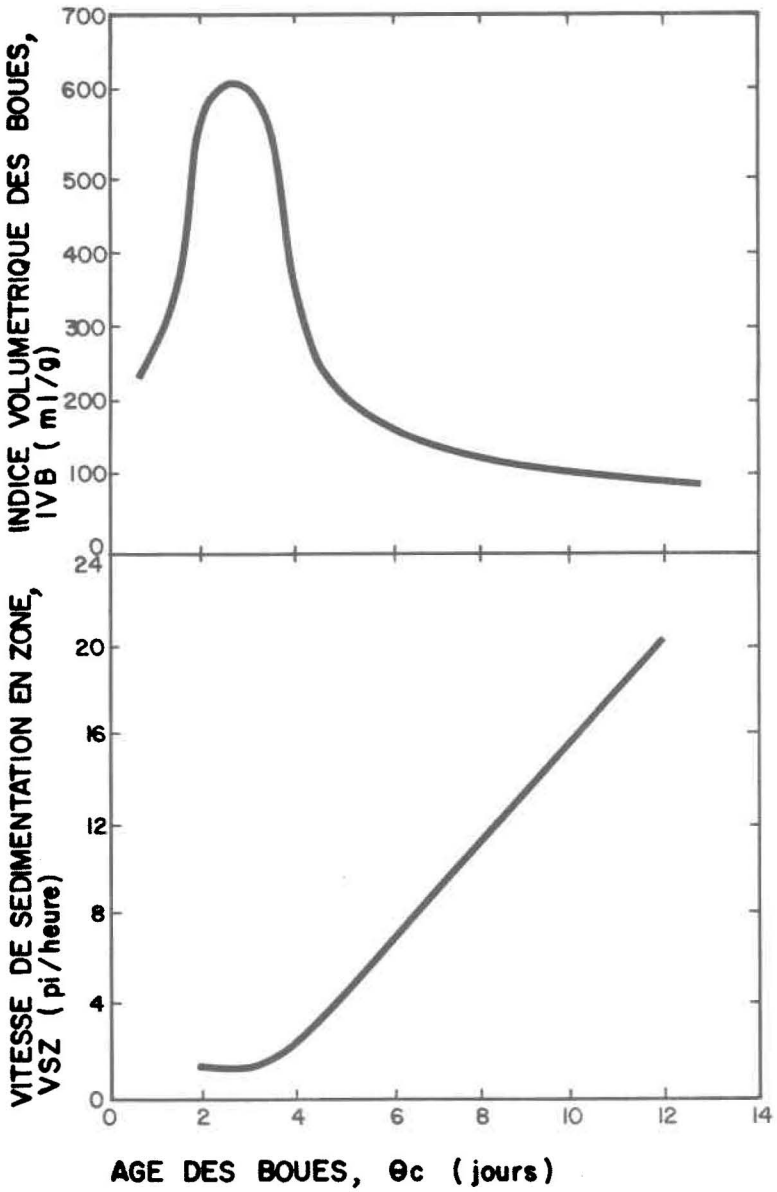
$$IVB = \frac{V}{V_o \cdot X} \quad \left(\frac{L_3}{L^3 \cdot M \cdot L^{-3}} = \frac{L^3}{M}\right)$$

où:

V = volume des solides sédimentés après 30 minutes (ml);
V_o = volume initial des boues testées (l);
X = concentration de MES dans la boue avant le test (g/l).

Les valeurs typiques de IVB pour obtenir de bonnes propriétés de décantation des boues à des concentrations de 800 - 3 500 mg/l se situent dans la gamme de 150 - 35 ml/g (Ramalho, 1983).

L'autre facteur souvent utilisé est la vitesse de sédimentation en zone (VSZ) qui correspond à la vitesse de sédimentation de la suspension pendant la phase de clarification, soit avant que le processus de compaction ne commence. Une boue qui sédimente facilement a une VSZ élevée qui se situe à environ 365 m/min (20 pi/h) (Ramalho, 1983). La figure 2-11 illustre la variation de ces deux facteurs en fonction de l'âge des boues.



Référence: Bisogni et Lawrence, 1971

FIGURE 2-11 : Indice volumétrique des boues et vitesse de sédimentation en zone en fonction de l'âge des boues.

Pour les décanteurs secondaires, la prévention contre l'inefficacité du système requiert que le design et l'opération permettent d'éviter l'inefficacité de l'épaississement. En effet, si la surface du décanteur est insuffisante ou le taux de recyclage trop bas, la charge de solides appliquée excède la capacité du décanteur. La hauteur du voile de boue dans le décanteur augmente et éventuellement une perte importante de solides en suspension se produit lorsque le voile est entraîné dans l'effluent (Chapman, 1983). Ainsi, dans le cadre de ce travail, on suppose que grâce à une opération adéquate du système, une telle situation ne survient pas.

En admettant que le système ne soit pas surchargé, on peut maintenant considérer un facteur essentiel à l'obtention d'une bonne séparation des solides, soit le développement d'une liqueur mixte ayant de bonnes caractéristiques de clarification et d'épaississement. Deux conditions sont particulièrement importantes à cet égard. Il faut que la concentration d'oxygène dissous soit assez élevée afin d'éviter le foisonnement des boues et il faut que les systèmes d'entrée et de sortie des effluents ne créent pas trop de turbulence, ce qui brise et érode les flocs de particules (Chapman, 1984). Pour la présente étude, tel que mentionné auparavant, on considère que le système d'aération est dimensionné selon les règles de l'art, ainsi, il a une capacité suffisante et il n'engendre pas de turbulence excessive à l'entrée et à la sortie de l'effluent.

Finalement, il est intéressant de faire une brève revue des facteurs qui peuvent faire varier l'efficacité d'un décanteur secondaire. Constatant l'absence de consensus dans la littérature au sujet de l'importance relative des variables de design et d'opération sur l'efficacité des décanteurs,

Chapman (1983) a réalisé une étude visant à quantifier les effets de plusieurs paramètres avec des techniques statistiques. Au départ, il reconnaît l'influence possible de la vitesse et de la direction du vent, de la température, de la concentration et de la composition de l'affluent mais ces facteurs ne sont pas considérés dans son étude. Parmi l'ensemble des variables étudiées, (débit d'air dans le bassin d'aération, vitesse de raclage, profondeur du puits d'alimentation, débit du soutirage, hauteur des murs du décanteur, concentration de solides en suspension dans la liqueur mixte et débit d'alimentation) seuls la hauteur des murs du décanteur, la concentration de solides en suspension dans la liqueur mixte et le débit d'alimentation se sont révélés significatifs. En effet, ces paramètres expliquent 78% de la variabilité observée dans la concentration de solides en suspension dans l'effluent du décanteur.

Pour les fins de notre étude, les caractéristiques physiques du décanteur secondaire sont fixes, ainsi seuls la concentration de solides en suspension dans la liqueur mixte et le débit d'alimentation peuvent avoir un effet sur l'efficacité de séparation. Dans ces conditions, un débit d'alimentation particulier correspond à une valeur de temps de rétention ou à une vitesse de déversement précis. Pour une boue activée conventionnelle, les valeurs recommandées pour ces deux paramètres du décanteur secondaire sont les suivantes (Clark et al., 1977):

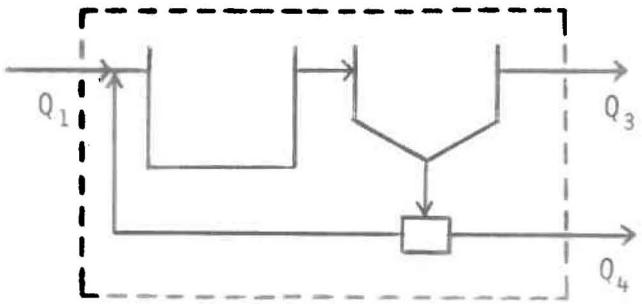
Débit de conception moyen (m^3/jour)	Temps de résidence minimum (h)	Vitesse de déversement maximum ($m^3/m^2.j$)
jusqu'à 1 900	3.0	24
1 900 - 5 700	2.5	28
5 700 et plus	2.0	32

Pour sa part, l'Agence de protection environmentale des États-Unis (EPA) recommande que les vitesses moyennes de déversement se situent dans la plage de 16.2 à 32.5 $m^3/m^2 \cdot j$ et que les vitesses de déversement de pointe soient comprises entre 40.6 et 48.7 $m^3/m^2 \cdot j$ (Chapman, 1985). Les modifications de ces paramètres sont examinées plus à fond dans la section traitant des effets-chocs (chapitre 3).

2.6 PARAMÈTRES DE SORTIE DES EFFLUENTS TRAITÉS

2.6.1 DÉBIT DE L'EFFLUENT

En régime permanent, considérant le volume fixe du système réacteur- décanteur, le débit de sortie des effluents (Q_3) est égal au débit d'entrée moins le débit de vidange des boues. En effet, en supposant que tous les fluides ont la même densité, on peut effectuer un bilan autour du volume de référence suivant:



Entrée - Sortie = Accumulation
$Q_1 - Q_3 - Q_4 = 0$
$Q_3 = Q_1 - Q_4$

Pour les mêmes raisons que celles invoquées à la section 2.4.7, cette relation est considérée valide en régime transitoire comme en régime permanent.

2.6.2 SUBSTRAT DANS L'EFFLUENT

En conditions normales, le processus qui survient dans le décanteur secondaire est de nature purement physique; il ne devrait pas y avoir de dégradation de substrat. Ainsi la concentration de substrat à la sortie du décanteur, $S_{DBO_5,3}$, (voir figure 2.1) devrait êtra égale à la concentration de substrat à la sortie du réacteur qui est, elle-même, égale à la concentration du substrat dans le réacteur. Ainsi:

$$S_{DBO_5,3} = S_{DBO_5,2}$$

Lors d'études en régime transitoire, certains auteurs ont rapporté que le décanteur secondaire agissait comme un second réacteur car des réactions de dégradation du substrat y survenaient. (Saleh et Gaudy, 1978; Manickam et Gaudy, 1979b; Manickam et Gaudy, 1985). Cependant, dans quelques-unes de

ces études, les décanteurs étaient surdimensionnés, ce qui peut avoir influencé les résultats. Néanmoins, dans le but de ne pas compliquer indûment le problème étudié, il est considéré qu'il n'y a pas d'activité biologique dans le décanteur secondaire.

2.6.3 BIOMASSE DANS L'EFFLUENT

Il a déjà été mentionné que pour cette étude, un décanteur bien conçu et bien dimensionné est considéré. Donc, ce décanteur devrait avoir une bonne efficacité et ainsi la concentration de biomasse dans l'effluent $X_{MVES,3}$ devrait être faible, voire négligeable:

$$X_{MVES,3} \rightarrow 0$$

2.7 **PARAMÈTRES DE RECYCLAGE**

Le but principal du recyclage est d'ensemencer et d'augmenter la concentration de biomasse dans le réacteur. Il permet de diluer la concentration de substrat entrant dans le réacteur et de diminuer le temps de résidence des liquides dans le réacteur (Sundstrom et Klei, 1979). De plus, la recirculation offre la possibilité de contrôler la vidange des boues pour maintenir un âge des boues (Θ_c) indépendant du temps de résidence hydraulique (Θ). Ainsi, l'existence d'un débit de recirculation permet une opération plus flexible.

Deux paramètres influencent la quantité de biomasse recirculée vers le réacteur. Ce sont le débit de recirculation (Q_5) et la concentration de

cellules dans cet écoulement ($X_{MVES,5}$) (Gaudy et Gaudy, 1971). En effet:

$$\begin{bmatrix}\text{Quantité de biomasse recirculé} \\ \text{par unité de temps}\end{bmatrix} = Q_5 \cdot X_{MVES,5}$$

$$(L^3 \cdot T^{-1} \cdot M \cdot L^{-3} = M \cdot L^{-1})$$

Ces deux variables ainsi que la quantité de substrat dans la recirculation sont étudiées dans les sections suivantes.

2.7.1 DÉBIT DE RECYCLAGE

Le débit de recyclage est habituellement exprimé comme une fraction (α) du débit d'entrée, soit:

$$Q_5 = \alpha\, Q_1$$

Des valeurs de α comprises entre 0.25 et 0.30 sont généralement utilisées pour des réacteurs biologiques conventionnels (Sundstrom et Klei, 1979). Comme α influence directement la quantité de biomasse recirculée, une augmentation de α cause une augmentation de la concentration de biomasse dans le réacteur et par conséquent une légère diminution de substrat dans l'effluent (Gaudy et al., 1977).

2.7.2 SUBSTRAT DANS LE RECYCLAGE

La concentration du substrat dans le recyclage ($S_{DBO_5,5}$) est généralement considérée égale à la concentration de substrat dans l'effluent ($S_{DBO_5,3}$)

(Herbert, 1961 Andrews, 1974). En effet, en conditions normales, aucune consommation de substrat ne survient dans le décanteur secondaire.

Lors du développement de leur modèle fonctionnant à concentration de biomasse dans le recyclage constante, Ramanathan et Gaudy (1971) ont considéré que la concentration de substrat dans le recyclage est négligeable, soit $S_{DBO_5,5} \rightarrow 0$. Leur raisonnement est basé sur le fait que pour un système opérant efficacement, $S_{DBO_5,5}$ est négligeable comparée à la valeur du substrat à l'entrée et que la présence d'un réservoir de réaération des boues permet d'éliminer les dernières traces de substrat. La même hypothèse est adoptée dans ce travail.

2.7.3 BIOMASSE DANS LE RECYCLAGE

La concentration de biomasse dans la recirculation se situe habituellement entre 10 000 et 15 000 mg/l (Ramalho, 1983). Deux écoles de pensées existent relativement à la façon de contrôler cette concentration de biomasse dans le recyclage. Dans le modèle développé par Herbert (1961), la constante employée est le facteur de concentration de la biomasse C, qui représente le rapport de la concentration des cellules dans le recyclage sur la concentration de cellules dans le réacteur, soit:

$$C = \frac{X_{MVES,5}}{X_{MVES,2}} \quad \left(\frac{M \cdot L^{-3}}{M \cdot L^{-3}}\right)$$

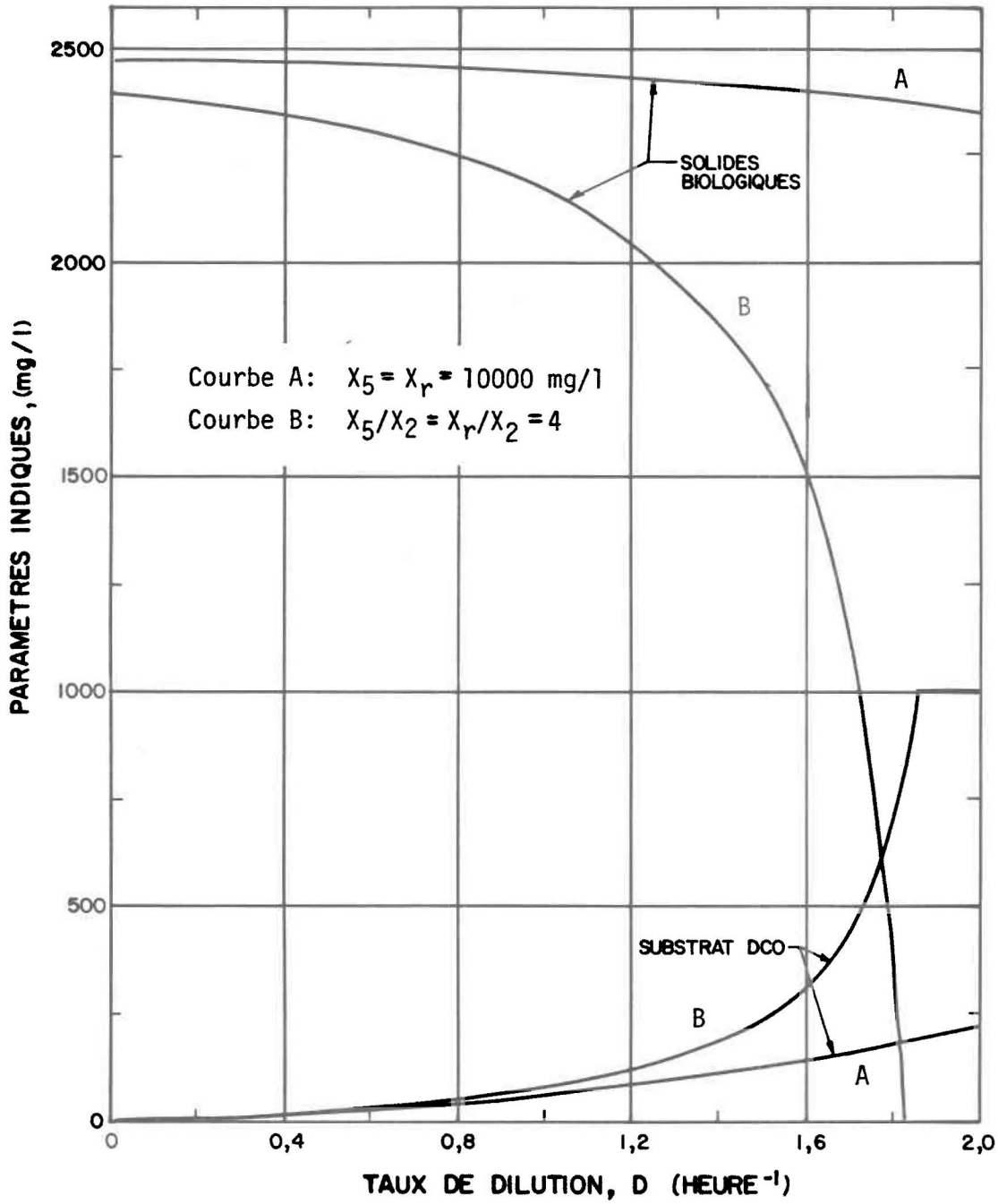
Des études (Ramanathan et Gaudy, 1969; Gaudy et al., 1967) ont démontré que ce modèle permet de représenter adéquatement le comportement d'un réacteur biologique. Cependant, ces études ont aussi mis en évidence qu'il est difficile d'opérer un système biologique en maintenant un C constant étant donné les variations fréquentes de la concentration de biomasse dans le réacteur. Ainsi, pour que C demeure fixe, il faut changer souvent la concentration de biomasse dans le recyclage. De plus, le fait de maintenir C constant tend à augmenter l'amplitude des variations de la biomasse dans le réacteur. En effet, si $X_{MVES,2}$ augmente et que C demeure fixe, il faut donc que $X_{MVES,5}$ augmente aussi, ce qui cause une autre augmentation de $X_{MVES,2}$ et ainsi de suite.

Considérant ces problèmes pratiques, Ramanathan et Gaudy (1969) ont suggéré d'utiliser une concentration constante de solides dans le recyclage, soit:

$$X_{MVES,5} = \text{constante}$$

Cette condition est plus facilement applicable dans la réalité. Un réservoir de réaération et d'épaissement des boues est cependant nécessaire afin de pouvoir exercer un contrôle sur la concentration de solides. Ainsi, la concentration de biomasse dans le recyclage est différente de celles dans l'effluent du réacteur et dans la vidange des boues.

La figure 2-12 présente la performance d'un réacteur fonctionnant à C constant comparativement à celle d'un réacteur pour lequel $X_{MVES,5}$ est maintenu fixe. Deux choses méritent d'être observées. Premièrement, l'opération avec $X_{MVES,5}$ constante aplanit la courbe de lessivage de la biomasse, c'est-



Référence: Gaudy et Gaudy, 1971

FIGURE 2-12 : Comparaison des valeurs de X et S à différents taux de dilution prédites par deux modèles cinétiques du recyclage des boues.

à-dire qu'elle permet une plus grande stabilité d'opération. Deuxièmement, pour les taux de dilution habituellement considérés, les valeurs de substrat dans l'effluent de chaque système sont semblables (Gaudy et Gaudy, 1971).

Il faut cependant noter que la validité du modèle dans lequel $X_{MVES,5}$ est constant diminue lorsque le taux de dilution devient très élevé. En effet, pour qu'il demeure valable, il faudrait qu'une quantité appréciable de cellules soit toujours disponible. Mais pour les taux de dilution normalement employés, les deux modèles peuvent être utilisés (Ramanathan et Gaudy, 1971).

Pour les fins de ce travail, un système opérant avec une concentration de biomasse constante dans le recyclage est utilisé, principalement à cause de la plus grande stabilité qu'il offre. Cette caractéristique est particulièrement importante pour l'étude des systèmes soumis à des effets-chocs.

Après avoir démontré la validité du modèle qu'ils proposaient, Ramanathan et Gaudy (1971) ainsi que Gaudy et al. (1977) ont étudié l'influence de la concentration de biomasse dans le recyclage ($X_{MVES,5}$) sur la concentration de biomasse dans le réacteur ($X_{MVES,2}$) et sur la concentration de substrat dans l'effluent ($S_{DBO_5,3}$). Ils ont trouvé qu'une augmentation de $X_{MVES,5}$ provoque une hausse de $X_{MVES,2}$ et une diminution de la concentration de $S_{DBO_5,3}$.

2.8 PARAMÈTRES DE LA VIDANGE DES BOUES

Plusieurs arrangements sont possibles pour la vidange des boues. La disposition utilisée pour ce travail est illustrée à la figure 2-1. Les caractéristiques des boues vidangées sont présentées dans les paragraphes suivants.

2.8.1 DÉBIT DE VIDANGE DES BOUES

Le débit de vidange des boues (Q_4) influence l'âge des boues. Dans la section 2.4.4, il a été démontré que l'âge des boues est un paramètre important d'un système biologique de traitement des eaux. En régime permanent, pour le type d'arrangement considéré:

$$\theta_c = \frac{VX_{MVES,2}}{Q_3 \cdot X_{MVES,3} + Q_4 \cdot X_{MVES,4}}$$

Ainsi, lorsque le débit de vidange diminue, la quantité de biomasse dans le réacteur augmente et l'âge des boues augmente. De façon inverse, une augmentation du débit de purge s'accompagne d'une diminution de la quantité de biomasse dans le réacteur et d'une diminution de l'âge des boues. Il faut aussi noter que plus Q_4 est élevé, plus la quantité de boues dont il faut disposer est élevée.

2.8.2 SUBSTRAT DANS LA VIDANGE DES BOUES

Comme on considère qu'il n'y a pas de consommation de substrat dans le décanteur, la concentration de substrat dans la vidange des boues est égale à la concentration de substrat dans l'effluent, qui est elle-même égale à la concentration de substrat dans le réacteur biologique. Ainsi,

$$S_{DBO_5,4} = S_{DBO_5,3} = S_{DBO_5,2}$$

2.8.3 BIOMASSE DANS LA VIDANGE DES BOUES

La concentration de biomasse dans la vidange des boues est la même que celle du liquide acheminé vers le réservoir de réaération. Cette concentration est nécessairement plus élevée que celle de l'effluent à cause du phénomène de décantation dans le réacteur.

2.9 ÉQUATIONS DU SYSTÈME BIOLOGIQUE

Dans les sections précédentes, chaque paramètre d'un système biologique de traitement des eaux a été étudié. Dans la prochaine sous-section, toutes les hypothèses considérées sont résumées et un schéma qui en tient compte est présenté. Les bilans de masse sur le substrat et la biomasse sont par la suite établis.

2.9.1 RÉSUMÉ DES HYPOTHÈSES

Paramètres d'entrée au réacteur biologique

1. Tout le substrat dans l'affluent du réacteur biologique est soluble.

2. La concentration de biomasse dans l'affluent du réacteur biologique est négligeable, $X_{MVES,1} \rightarrow 0$.

3. Les éléments nutritifs nécessaires à la croissance des microorganismes sont présents en quantité suffisante.

4. Le substrat carboné est l'élément limitatif du développement des microorganismes.

5. Il n'y a pas de substances toxiques pouvant affecter la croissance des microorganismes.

6. Les variations dans les facteurs environnementaux (température, pH, etc.) ne sont pas significatives.

Paramètres reliés au réacteur biologique

7. Le réacteur considéré est un réacteur complètement mélangé avec recirculation.

8. La capacité du système d'aération est suffisante pour maintenir une concentration d'oxygène dissous acceptable dans le réacteur biologique.

9. Toute la biomasse présente dans le réacteur est active.

10. La croissance des microorganismes est décrite par le modèle de MONOD.

11. Le taux de croissance maximum (μ_{max}) est constant.

12. La constante de saturation (K_s) est constante.

13. Le taux de diminution spécifique de la biomasse (b) est constant.

14. Le coefficient de rendement (Y) est constant.

Paramètres reliés au décanteur secondaire

15. Le décanteur secondaire est bien dimensionné et possède une bonne efficacité.

16. Il n'y a pas de consommation de substrat dans le décanteur secondaire.

Paramètres de sortie des effluents traités

17. Tous les fluides ont la même densité.

18. Le débit de sortie des effluents est égal au débit d'entrée moins le débit de vidange des boues ($Q_3 = Q_1 - Q_4$).

19. La concentration de substrat à la sortie du décanteur est égale à la concentration de substrat à la sortie du réacteur ($S_{DBO_5,3} = S_{DBO_5,2}$).

20. La concentration de biomasse dans l'effluent est négligeable ($X_{MVES,3} \rightarrow 0$).

Paramètre du recyclage

21. Le débit de recyclage est proportionnel au débit d'entrée ($Q_5 = \alpha\ Q_1$).

22. La concentration de substrat dans le recyclage est négligeable ($S_{DBO_5,5} \rightarrow 0$).

23. La concentration de biomasse dans le recyclage est constante ($X_{MVES,5}$ = constante).

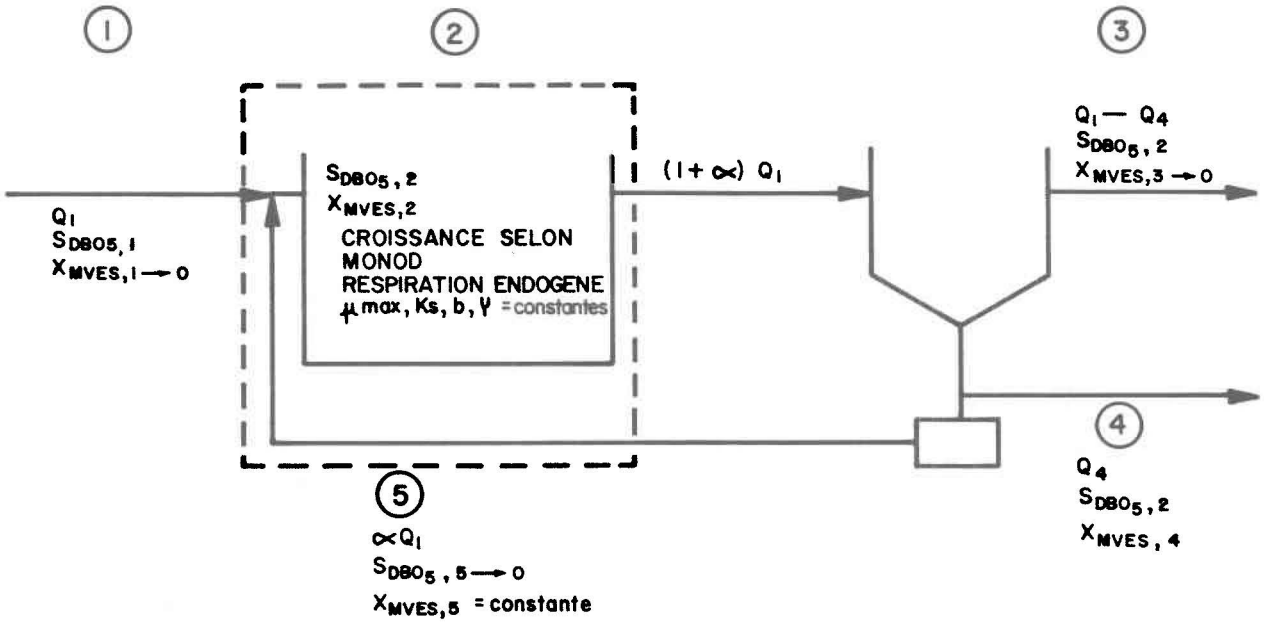
Paramètres de la vidange des boues

24. La concentration de substrat dans la vidange des boues est égale à la concentration de substrat dans l'effluent qui est égale à la concentration de substrat dans le réacteur ($S_{DBO_5,4} = S_{DBO_5,3} = S_{DBO_5,2}$).

Considérant toutes ces hypothèses, il est maintenant possible d'ajouter des détails à la figure 2-1. Le tableau 2-9 permet de faire le lien entre les expressions développées aux sections 2.0 à 2.8 et la figure 2-13.

Tableau 2-9: Principales variables d'un système réel exprimées selon la configuration de la figure 2-13

VARIABLES	SYMBOLES	EXPRESSIONS
Débit d'entrée au réacteur	Q_1	Q_1
Substrat à l'entrée du réacteur	$S_{DBO_5,1}$	$S_{DBO_5,1}$
Biomasse à l'entrée du réacteur	$X_{MVES,1}$	négligeable
Substrat dans le réacteur	$S_{DBO_5,2}$	$S_{DBO_5,2}$
Biomasse dans le réacteur	$X_{MVES,2}$	$X_{MVES,2}$
Temps de résidence hydraulique	Θ	$V/((1 + \alpha) \cdot Q_1)$
Âge des boues	Θ_c	$V \cdot X_{MVES,2}/(Q_3 \cdot X_{MVES,3} + Q_4 \cdot X_{MVES,4})$
Taux spécifique de croissance de la biomasse	μ	$\mu_{max} \cdot S_{DBO_5,2} / (K_S + S_{DBO_5,2})$
Taux de croissance maximum	μ_{max}	constante
Constante de saturation	K_s	constante
Taux spécifique de diminution de la biomasse	b	constante
Coefficient de rendement	Y	constante
Débit de l'effluent	Q_3	$Q_1 - Q_4$
Substrat dans l'effluent	$S_{DBO_5,3}$	$S_{DBO_5,2}$
Biomasse dans l'effluent	$X_{MVES,3}$	négligeable
Débit de recyclage	Q_5	αQ_1
Substrat dans le recyclage	$S_{DBO_5,5}$	négligeable
Biomasse dans le recyclage	$X_{MVES,5}$	constante
Débit de vidange des boues	Q_4	Q_4
Substrat dans la vidange des boues	$S_{DBO_5,4}$	$S_{DBO_5,2}$
Biomasse dans la vidange des boues	$X_{MVES,4}$	$X_{MVES,4}$



LEGENDE

Q = débit d'un liquide (L^3T^{-1})

S_{DBO5} = concentration de matières solubles exprimée sous forme de demande biochimique en oxygène pour cinq jours (ML^{-3})

X_{MVES} = concentration de particules exprimée sous forme de matières volatiles en suspension (ML^{-3})

---- = contour du volume de référence

FIGURE 2-13: Représentation schématique détaillée d'un système de traitement réel.

2.9.2 BILANS DE MASSE AUTOUR DU RÉACTEUR BIOLOGIQUE

Maintenant que les hypothèses ont été clairement identifiées, les équations régissant le fonctionnement d'un réacteur biologique peuvent être formulées. Le principe de l'établissement des bilans de masse consiste à appliquer l'équation suivante pour un constituant en particulier autour d'un volume de référence (Couillard, 1985b).

$$\text{Accumulation} = \text{Entrée} - \text{Sortie} + \text{Réaction}$$

Le volume de référence ainsi que les symboles utilisés sont identifiés sur la figure 2-13. Afin d'alléger les équations dérivées dans les sous-sections qui suivent, les indices "DBO_5" et "MVES" ont été omis.

2.9.2.1 Bilan de masse sur la biomasse

$$\text{Accumulation} = \text{Entrée} - \text{Sortie} + \text{Réaction}$$

$$V\left[\frac{dX}{dt}\right] = \text{Entrée} - \text{Sortie} + V\left[\frac{dX}{dt}\right]_{\text{réaction}}$$

$$= (\propto Q_1 \cdot X_5) - ((1 + \propto) Q_1 \cdot X_2) + V\left[\frac{\mu_{max} \cdot S_2 \cdot X_2}{K_s + S_2} - b \cdot X_2\right]$$

On peut diviser cette équation par le volume du réacteur, V, afin d'exprimer le bilan en terme de taux de dilution, soit $D = Q_1/V$. On obtient:

$$\frac{dX}{dt} = \alpha \cdot D \cdot X_5 - (1 + \alpha)\, D \cdot X_2 + \frac{\mu_{max} \cdot S_2 \cdot X_2}{K_s + S_2} - b \cdot X_2$$

2.9.2.2 Bilan de masse sur le substrat

Accumulation = Entrée - Sortie + Réaction

$$V \left[\frac{dS}{dt}\right] = \text{Entrée} - \text{Sortie} + V \left[\frac{dS}{dt}\right]_{\text{réaction}}$$

$$V \left[\frac{dS}{dt}\right] = Q_1 \cdot S_1 - ((1 + \alpha)\, Q_1 \cdot S_2) + V \left(-\frac{1}{Y} \cdot \frac{\mu_{max} \cdot S_2 \cdot X_2}{K_s + S_2}\right)$$

En divisant par V et en exprimant le bilan en terme de taux de dilution ($D = Q_1/V$), on obtient:

$$\frac{dS}{dt} = D \cdot S_1 - (1 + \alpha)\, D \cdot S_2 - \frac{1}{Y} \cdot \frac{\mu_{max} \cdot S_2 \cdot X_2}{K_s + S_2}$$

CHAPITRE 3

CARACTÉRISATION DES EFFETS-CHOCS

3.0 CARACTÉRISATION DES EFFETS-CHOCS

L'efficacité des installations d'épuration des eaux varie grandement en fonction de plusieurs facteurs dont les caractéristiques de l'affluent (Niku et Schroeder, 1981). De façon générale, on peut qualifier d'effet-choc, tout changement se produisant rapidement ou immédiatement dans les conditions environnementales, chimiques ou physiques du système. Ces modifications sont susceptibles d'affecter significativement les voies métaboliques établies dans le réacteur ainsi que les caractéristiques de floculation et de décantation du système (Gaudy et Engelbrecht, 1961).

Grady (1971) définit deux catégories principales d'effets-chocs soit les chocs qualitatifs et quantitatifs. Gaudy et Engelbrecht (1961) mentionnent l'existence d'un troisième groupe: les chocs toxiques. Ces variations soudaines sur une chaîne de traitement des eaux usées sont définies dans les paragraphes suivants et une brève revue de la littérature est présentée pour chaque type d'effets-chocs.

3.1 CHOCS QUALITATIFS

Le choc qualitatif est caractérisé par un changement soudain de la structure chimique du substrat dans l'affluent. Cela implique que la configuration structurale de la source de carbone ou d'une partie importante de celle-ci diffère de celle à laquelle la biomasse est normalement adaptée (Gaudy et Engelbrecht, 1961). Ainsi, la concentration de matière organique n'est pas modifiée et le nouveau substrat n'est pas une substance toxique; c'est seulement la structure des molécules du substrat organique qui change.

Selon la nature du changement de structure du substrat, le choc qualitatif peut causer des perturbations importantes au système de boues activées (Krishnan et Gaudy, 1965). De façon générale, il existe trois moyens par lesquels une population hétérogène peut répondre avec succès à un choc qualitatif (Gaudy et Engelbrecht, 1961); ce sont:

- par sélection ou par changement de prédominance des espèces de micro-organismes;
- par changement vers une voie métabolique alternative;
- par induction des enzymes nécessaires pour intégrer le nouveau composé dans les voies métaboliques établies.

Dans la réalité, c'est habituellement par une combinaison de ces moyens que la population microbienne réagit à une modification de la structure chimique du substrat.

Gaudy et Engelbrecht (1961) ont déterminé que la réponse à un choc qualitatif est dépendante de la présence d'une source extracellulaire d'azote. Cet élément est nécessaire à l'induction de nouveaux enzymes et pour la multiplication rapide des cellules.

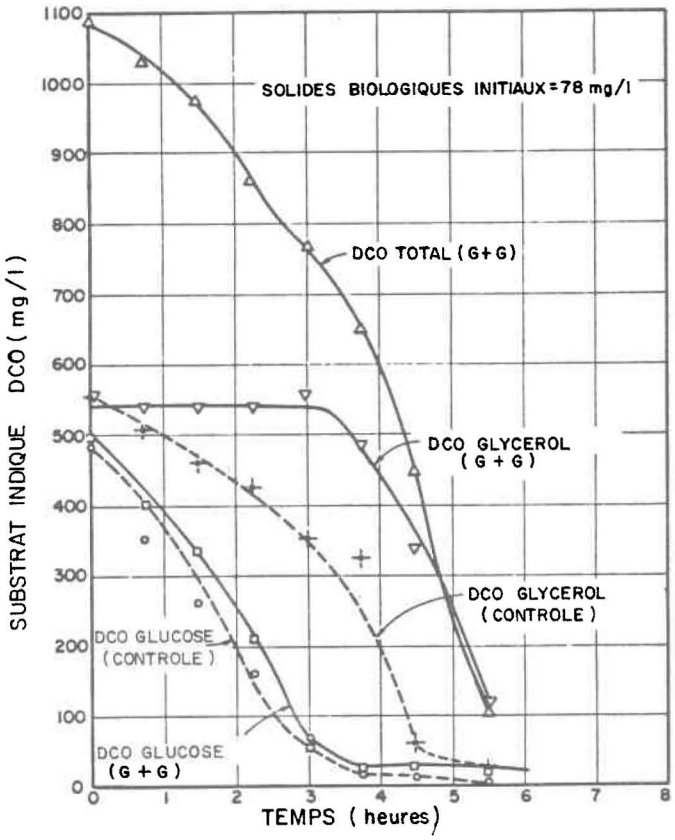
Le choc qualitatif a été l'objet de nombreuses études dans les laboratoires dirigés par Gaudy. Les conclusions de ces travaux démontrent que pour des populations hétérogènes, les différents substrats peuvent être éliminés de façon séquentielle. Ainsi, par exemple, lorsque du glucose est alimenté dans un réacteur où les microorganismes sont adaptés au glycérol, la dégradation du glycérol est bloquée jusqu'à ce que tout le glucose ait été éli-

miné. (Krishnan et Gaudy, 1965; Komolrit et Gaudy, 1966a). La figure 3-1 illustre un exemple typique de ce phénomène. Elle représente l'évolution de l'enlèvement du substrat dans un système glycérol-glucose et dans des échantillons de contrôle. On remarque que le glucose est utilisé plus rapidement même si les cellules étaient parfaitement adaptées au glycérol. Les résultats démontrent que le glucose a été enlevé essentiellement au même rythme dans le contrôle que dans le système contenant les deux sources de carbone. Par contre, le métabolisme du glycérol a été bloqué jusqu'à ce que le glucose ait été utilisé.

Les résultats décrits au paragraphe précédent ont été obtenus pour des réacteurs opérant de manière discontinue et continue. De plus, Komolrit et Gaudy (1966b) ont déterminé que l'enlèvement séquentiel peut se produire peu importe que le choc qualitatif soit graduel ou instantané.

L'enlèvement séquentiel est fonction des types de substrats en présence. Bien que ce phénomène ait été observé pour de nombreuses combinaisons de substrats (Komolrit et Gaudy, 1966b), il existe quand même des cas où l'enlèvement séquentiel n'intervient pas. Le paramètre le plus important est la structure du composé et non pas sa complexité ou la longueur de la chaîne (Gaudy et Engelbrecht, 1961). Des modifications mineures dans la structure du composé entraînent un changement radical dans la réponse immédiate du système.

L'enlèvement séquentiel dépend aussi de l'âge des cellules. En effet, pour un même type de changement, soit du sorbitol vers le glucose, les cellules



G + G: système glycérol-glucose

Référence: Krishnan et Gaudy, 1965

FIGURE 3-1: Enlèvement du substrat sous des conditions de croissance dans un système glucose-glycérol par de jeunes cellules adaptées au glycérol.

jeunes ont éliminé séquentiellement les substrats alors que les cellules plus vieilles les ont éliminés de façon concomitante.

Les auteurs ont émis plusieurs hypothèses pour expliquer les processus responsables de l'enlèvement séquentiel. Dans cette étude, il n'est pas justifié de les examiner en profondeur. Il est cependant utile de mentionner que les chercheurs ont attribué ce phénomène à l'inhibition immédiate de l'activité des enzymes existantes par le nouveau substrat ou par un produit métabolique de ce substrat (Komolrit et Gaudy, 1966a).

3.2 **CHOCS TOXIQUES**

Le choc toxique implique l'arrivée soudaine à l'usine d'épuration d'éléments organiques ou inorganiques, de radicaux ou de composés qui inhibent partiellement ou complètement et/ou causent des dommages aux voies métaboliques établies ou bien perturbent les conditions physiologiques établies de la population microbienne (Gaudy et Engelbrecht, 1961).

Parmi ces chocs, on retrouve ceux occasionnés par les sels de métaux lourds tels que le cuivre, le zinc, le chrome, le nickel, les composés du cyanure, etc. De plus, les changements rapides de pH sont inclus dans cette catégorie de chocs, mais ceux-ci ne sont pas considérés dans le présent travail.

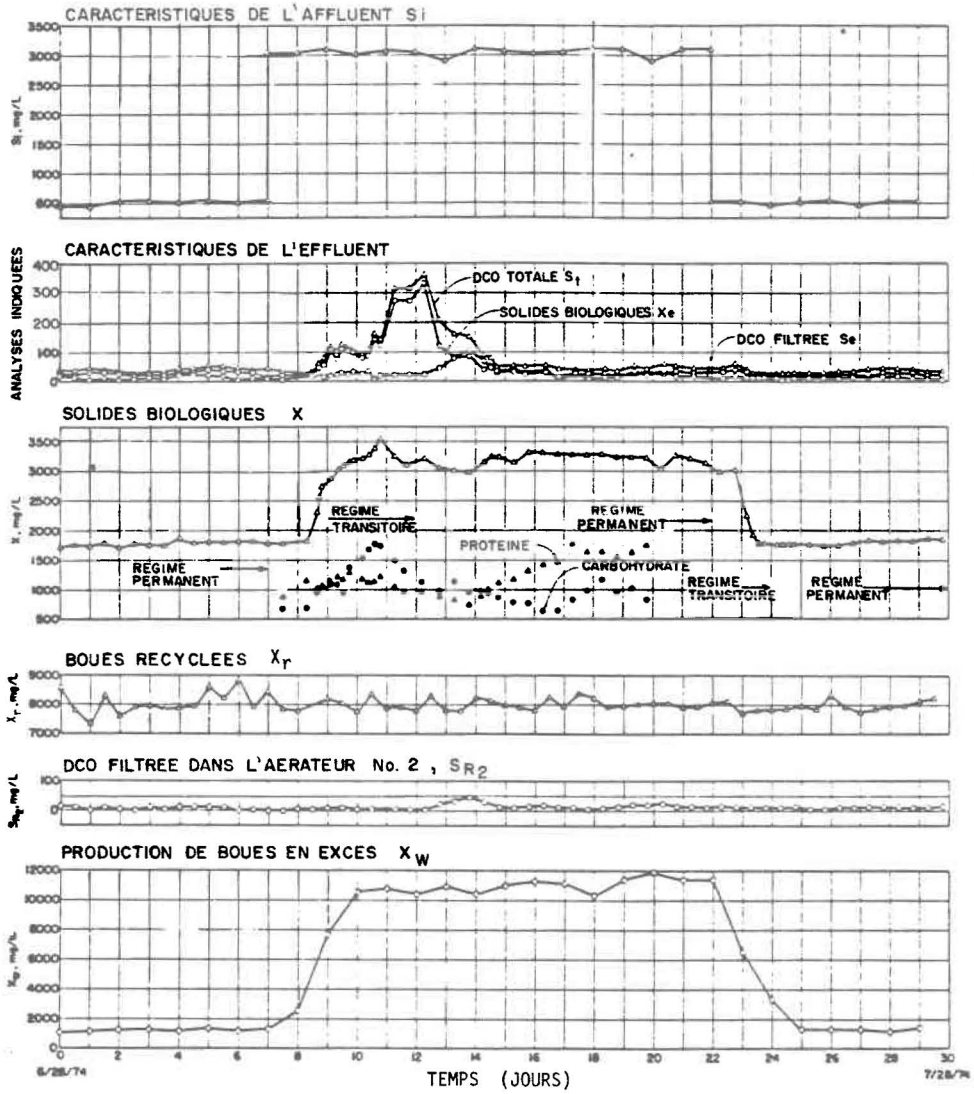
Les mécanismes responsables des chocs toxiques sont complexes et mal connus. Ils font appel à des connaissances poussées en de nombreux domaines: biologie, microbiologie, physiologie... Ainsi, il déborde du cadre de cette étude de définir ou d'expliquer ces processus ou encore de critiquer les

hypothèses proposées. Le problème des chocs toxiques est plutôt abordé en comparant les valeurs enregistrées dans la réalité avec les seuils tolérables ou admissibles pour les systèmes biologiques. Ces limites ont été présentées à la section 2.3.5.

3.3 **CHOCS QUANTITATIFS**

Le choc quantitatif est généralement décrit comme étant une augmentation ou une diminution rapide de la charge organique acheminée au réacteur biologique. Le changement porte sur la concentration ou la charge de substrat et non pas nécessairement sur la nature chimique du substrat. Si un tel changement se produit, le nouveau substrat doit être rapidement métabolisé selon la même voie que la source de carbone habituelle. (Gaudy et Engelbrecht, 1961). Le choc hydraulique est un cas particulier du choc quantitatif. Ainsi, il est traité séparément à la sous-section 3.3.1.

Des recherches se poursuivent depuis plusieurs années sur les chocs quantitatifs. Au début, les travaux ont surtout porté sur l'influence de ces chocs sur le foisonnement des boues. Au cours des années subséquentes, les recherches ont graduellement évolué vers l'influence des chocs quantitatifs sur l'efficacité du traitement. Les conséquences typiques d'un tel choc sur un réacteur biologique sont présentées à la figure 3-2. Comme on peut le constater, une augmentation de la concentration de substrat provoque une augmentation de la concentration de la biomasse dans le réacteur. Dans le cas présenté, la concentration de biomasse dans le recyclage est constante. Ainsi, l'augmentation de la concentration de biomasse dans le réacteur se traduit en une augmentation de la quantité de boues vidangées. Selon le cas



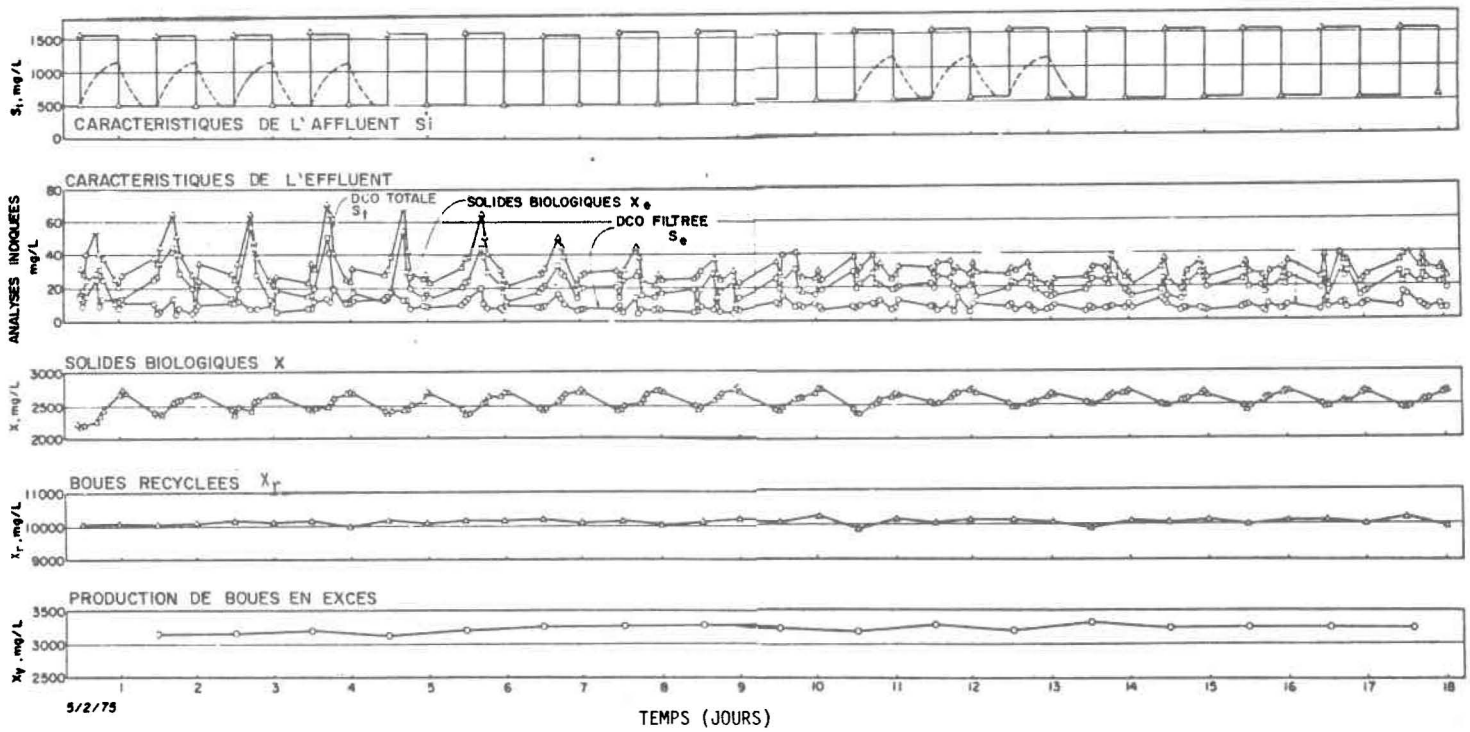
Référence: Saleh et Gaudy, 1978

FIGURE 3-2: Réponse d'un système de boues activées fonctionnant à X_r constant à une augmentation de la concentration de substrat à l'entrée de 500 à 3000 mg/l.

étudié, il peut y avoir ou non une augmentation de la concentration de substrat dans l'effluent. On considère qu'un système répond avec succès à un choc quantitatif si cette concentration à l'effluent ne subit peu ou pas de changement ou si les variations sont de courte durée.

Krishnan et Gaudy (1976) ont démontré qu'un réacteur biologique avec recyclage ($C = X_r/X$ = constante) peut s'accommoder d'une augmentation de substrat dans l'affluent de 200 pour cent avec peu ou pas de perte de substrat à l'effluent pendant la période transitoire. Ces résultats ont aussi été obtenus avec des systèmes opérant à X_r constant (Saleh et Gaudy, 1978). De plus, ces auteurs ont déterminé qu'un tel système peut supporter des variations journalières représentant un changement de 200 pour cent de la concentration de substrat dans l'affluent et après une courte période de perturbation minimale, présenter un effluent ayant les mêmes caractéristiques qu'un effluent obtenu avec une concentration de substrat à l'entrée stable et moins élevé. Un exemple de ces résultats est présenté à la figure 3-3. Pour leur part, Adams et Eckenfelder (1970), en travaillant sur des eaux usées synthétiques, ont trouvé qu'un système de boues activées peut tolérer des chocs quantitatifs jusqu'à trois fois la charge normale pour douze heures par jour sans montrer d'augmentation significative de matière organique dans l'effluent.

Par leurs travaux de recherche, Selna et Schroeder (1978) montrent que la réponse des organismes à un choc quantitatif sous forme d'onde carrée est presque immédiate telle qu'indiquée par les changements soudains des différents paramètres (concentration de la liqueur mixte, taux de croissance, taux d'utilisation du substrat, coefficient de rendement,



Référence: Saleh et Gaudy, 1978

FIGURE 3-3: Réponse d'un système de boues activées opérant à X_r constant à un changement cyclique de la concentration de substrat à l'entrée de 500 à 1500 mg/l.

concentration en oxygène dissous). Ils ont noté des variations faibles mais perceptibles de la concentration de substrat dans l'effluent pour des ondes carrées transitoires d'une amplitude de 2.84 fois la concentration initiale de substrat dans l'affluent (2.84 x). Des augmentations significatives ont été observées pour des charges transitoires ayant une amplitude supérieure à 4x.

Thérien et Perdrieux (1981) ont effectué une étude pour évaluer le comportement d'un réacteur biologique lors des conditions transitoires. Ils ont appliqué différents types de perturbations à l'entrée du système. Pour une variation de la concentration de substrat à l'entrée égale à huit fois la concentration originale, aucun changement n'a été enregistré dans la concentration de sortie. Les auteurs expliquent ces résultats en se référant au concept du "potentiel de réaction" développé par McLellan et Busch (1969). Selon cette théorie, les microorganismes ont une réserve de potentiel significative disponible pour "combattre" les chocs quantitatifs. Ce concept suggère que dans une usine de traitement des eaux usées fonctionnant en continu et en régime permanent, les microorganismes opèrent généralement à des charges inférieures à leur potentiel de réaction. Ainsi lorsqu'il y a des variations de charge, et si la croissance des microorganismes dans le temps de rétention hydraulique est telle que le potentiel de réaction n'est pas dépassé, il ne devrait pas y avoir d'augmentation de la concentration du carbone organique soluble dans le réacteur. Les auteurs se servent de ce principe pour expliquer les réponses obtenues suite à des perturbations sous forme d'ondes carrées de différentes amplitudes appliquées au système.

Finalement, il est intéressant de noter qu'à la suite de leurs travaux, Thabaraj et Gaudy (1969) ont conclu qu'en plus de la réponse transitoire et de l'obtention subséquente d'un nouvel état d'équilibre, une augmentation de la concentration de substrat dans l'affluent peut aussi engendrer une réponse secondaire de nature écologique qui sera plus dommageable que la réponse immédiate de la biomasse.

3.3.1 CHOCS HYDRAULIQUES

Les chocs hydrauliques sont occasionnés par des variations du débit d'eaux usées acheminées à la station d'épuration. Ce type de chocs est inclus dans la catégorie des chocs quantitatifs parce qu'ils ont un effet sur la concentration de substrat à l'affluent ou sur la quantité totale de matière organique alimentée au réacteur biologique. Par contre, les effets engendrés par les chocs hydrauliques sur le système de traitement diffèrent de ceux provoqués par des chocs purement quantitatifs tel que décrit à la section précédente (Gaudy et Engelbrecht, 1961). En effet, la variation du débit d'entrée impose non seulement des conditions transitoires au réacteur biologique mais affecte aussi l'opération du décanteur secondaire. Ainsi, les chocs hydrauliques représentent un phénomène plus complexe qu'une augmentation de la concentration survenant sans changement de débit (Selna et Schroeder, 1978).

De façon générale, les chocs hydrauliques n'ont pas fait l'objet de nombreuses recherches approfondies. En effet, il existe peu d'études dans lesquelles le débit d'entrée a été systématiquement varié afin d'évaluer les effets engendrés sur le traitement des eaux usées.

George et Gaudy (1973) ont divisé les chocs hydrauliques en deux catégories, soit:

- les chocs hydrauliques à concentration constante, pour lesquels le changement de débit ne s'accompagne pas d'un changement de la concentration de substrat à l'entrée du réacteur;

- les chocs hydrauliques à charge organique journalière constante, pour lesquels le changement de débit est accompagné par un changement compensatoire dans la concentration de substrat à l'entrée de façon à ce que la charge organique journalière, soit des milligrammes de substrat pour chaque période de vingt-quatre heures, demeure constante.

Les situations réelles se retrouvent généralement quelque part entre ces deux cas extrêmes. Ces auteurs mentionnent aussi que les réponses des systèmes aux chocs hydrauliques dépendent de leur "histoire", soit de la façon dont ils opéraient avant le choc. Des critères tels que le taux de dilution (George et Gaudy, 1973), l'âge des boues et la concentration de la biomasse (Thérien et Perdrieux, 1981) peuvent influencer les résultats obtenus.

L'étude de George et Gaudy (1973) rapporte des résultats intéressants; ceux-ci sont présentés en détails dans les paragraphes qui suivent. Dans ces expériences, les auteurs ont fait varier les débits de dilution tout en suivant l'évolution des autres paramètres. Ils ont travaillé sur un système sans recyclage opérant avec un temps de résidence hydraulique de huit

heures. George et Gaudy (1973) ont choisi d'effectuer leur étude sur un réacteur sans recyclage car les réponses biochimiques et écologiques de ces systèmes sont plus éloquentes que celles des réacteurs avec recirculation. Ainsi, ils obtiennent des estimés conservateurs des limites de changements de débit qu'un système de boues activées peut supporter avec succès. Les résultats obtenus sont les suivants:

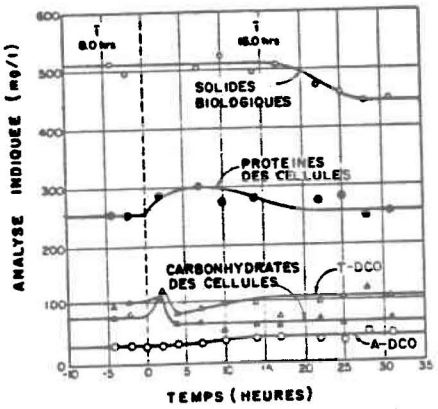
Chocs hydrauliques à concentration constante

a) Diminution de débit

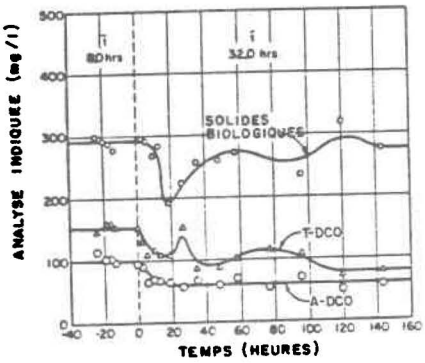
Le système supporte bien une diminution de l'ordre de 100% (figure 3-4A). Par contre, des diminutions plus importantes, par exemple 200%, occasionnent un certain lessivage de la biomasse (figure 3-4B). Le système parvient toutefois à récupérer.

b) Augmentation de débit

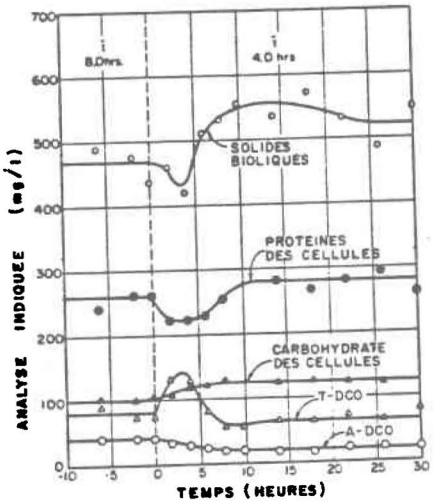
La réponse du système à une augmentation de débit de 100% (figure 3-4C) est considérée satisfaisante car celui-ci atteint un nouvel équilibre en-deça de huit heures (période égale au temps de rétention hydraulique). Pour des augmentations plus fortes, soit 150%, le système ne retrouve pas son efficacité antérieure lorsqu'il atteint un autre état de régime permanent (figure 3-4D).



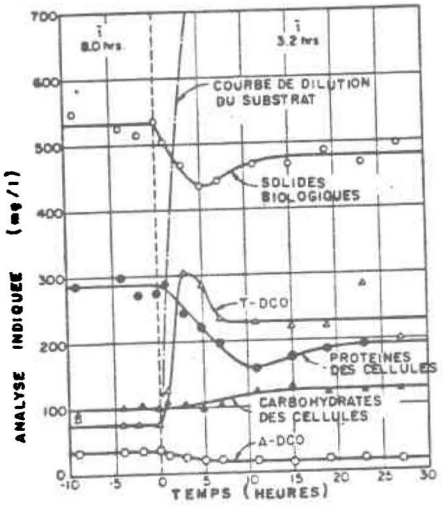
A: Diminution du taux de dilution de 0.125 heure^{-1} à 0.062 heure^{-1}



B: Diminution du taux de dilution de 0.125 heure^{-1} à 0.031 heure^{-1}



C: Augmentation du taux de dilution de 0.125 heure^{-1} à 0.25 heure^{-1}



D: Augmentation du taux de dilution de 0.125 heure^{-1} à 0.313 heure^{-1}

T-DCO: DCO totale
A-DCO: Concentration totale des hydrates de carbone (test "anthrone") exprimée sous forme de DCO.

Référence: George et Gaudy, 1973

FIGURE 3-4: Réponse à des chocs hydrauliques à concentration constante (Si = 1000 mg/l glucose)

Chocs hydrauliques à charge organique journalière constante

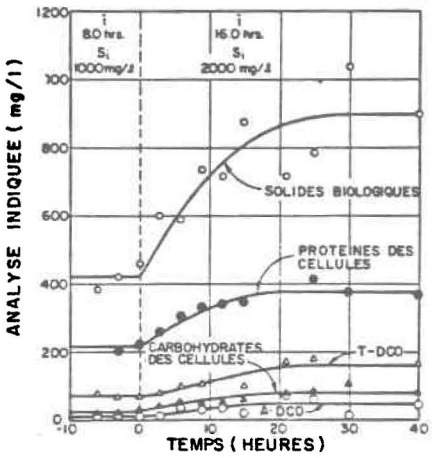
a) Diminution de débit

La figure 3-5A présente les résultats d'une diminution de débit de 100%. Celle-ci est qualifiée d'acceptable car la concentration de substrat dans l'effluent évolue graduellement vers un nouvel état d'équilibre sans qu'il n'y ait de pertes considérables de substrat au milieu récepteur; ce qui n'est pas le cas pour des diminutions plus importantes (figure 3-5B).

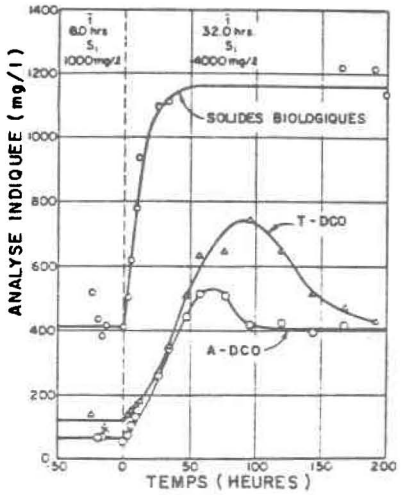
b) Augmentation de débit

Une augmentation de débit de 100% produit une diminution de la concentration de biomasse dans le réacteur. Après une certaine période de transition, la concentration de substrat dans l'effluent revient essentiellement au niveau d'avant le choc (figure 3-5C). George et Gaudy (1973) ne présentent pas de résultats obtenus avec des augmentations plus considérables, étant donné qu'elles produisent le même type de réponse et que la concentration de l'effluent est grandement déterminée par le fait que le système approche l'état de lessivage.

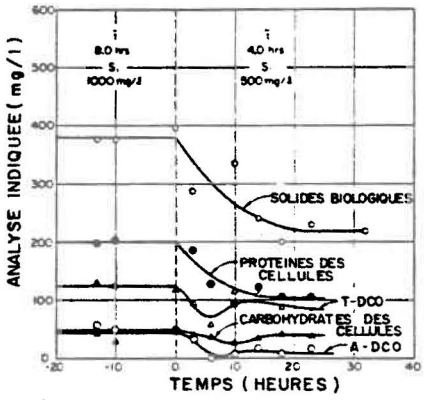
À la suite de ces études expérimentales, les auteurs concluent que des systèmes de boues activées ayant un temps de résidence hydraulique de huit heures peuvent supporter des augmentations ou des diminutions de débit de 100% quelque soit le type de choc hydraulique considéré, sans que la qualité de l'effluent ne soit affectée significativement.



A: Diminution du taux de dilution de 0.125 heure^{-1} (Si=1000 mg/l) à 0.062 heure^{-1} (Si=2000 mg/l)



B: Diminution du taux de dilution de 0.125 heure^{-1} (Si=1000 mg/l) à 0.031 heure^{-1} (Si=4000 mg/l)



C: Augmentation du taux de dilution de 0.125 heure^{-1} (Si 1000 mg/l) à 0.25 heure^{-1} (Si 500 mg/l)

T-DCO: DCO totale
A-DCO: Concentration totale des hydrates de carbone (test "anthrone") exprimée sous forme de DCO.

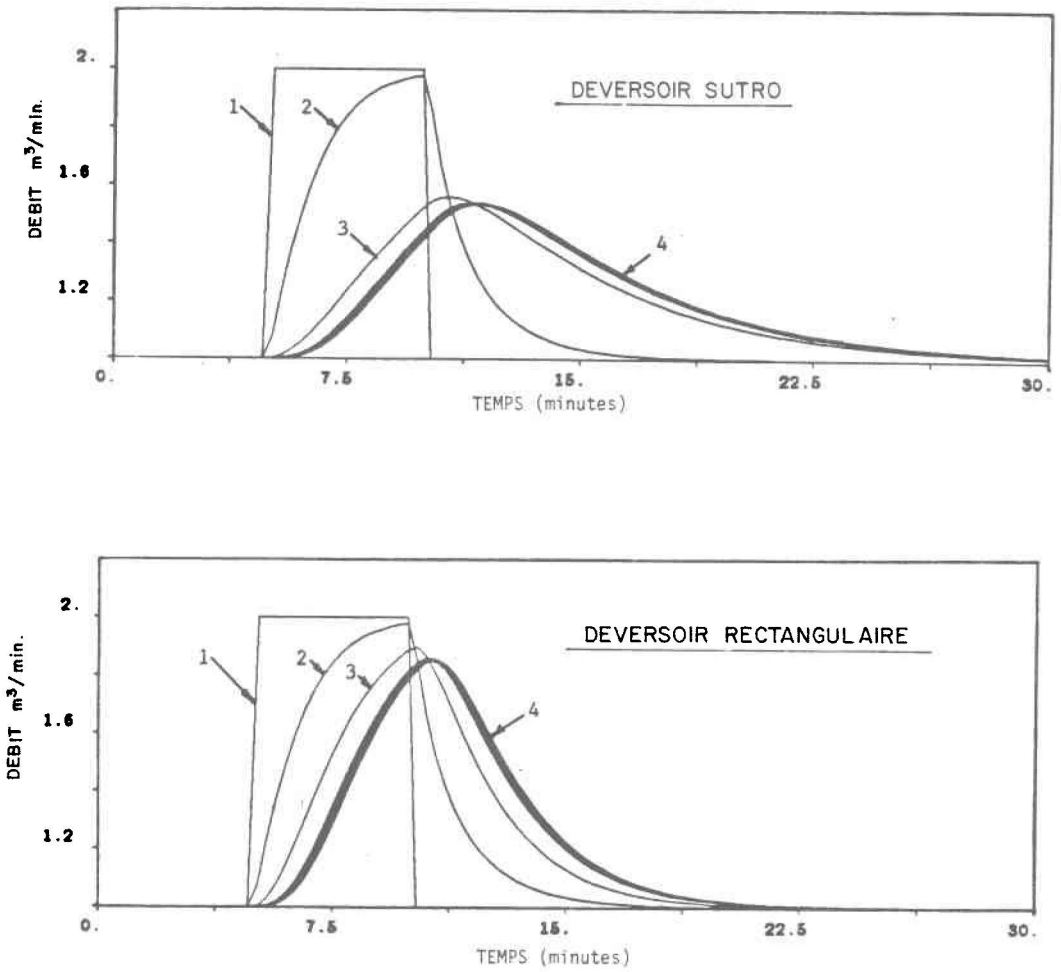
Référence: George et Gaudy, 1973

FIGURE 3-5 : Réponse à des chocs hydrauliques à charge organique journalière constante.

Thérien et Perdrieux (1981) ont aussi effectué une étude dans laquelle les réactions du système à deux types de perturbations hydrauliques ont été examinées soit un choc court de forte amplitude (945% pendant 20 minutes) et un choc long mais de plus faible amplitude (77% pendant 2 heures). Dans le premier cas, la concentration de substrat dans l'effluent a augmenté et un effet de lessivage a été observé tandis que pour le deuxième cas, aucune réponse significative n'a été enregistrée. Tel que pour les chocs quantitatifs purs, les auteurs ont expliqué ces résultats par le concept du potentiel de réaction décrit précédemment (voir section 3.3).

En plus de leur influence sur le réacteur biologique, les chocs hydrauliques affectent la performance du décanteur secondaire. Manickam et Gaudy (1985) mentionnent que selon les conditions d'opération, la géométrie et la dimension du décanteur et possiblement d'autres facteurs présentement non-identifiés, les chocs hydrauliques causent généralement une plus grande turbidité des effluents du décanteur comparativement aux chocs quantitatifs purs. Ils notent cependant que ce raisonnement peut être une simplification excessive car d'autres recherches (Adams et Eckenfelder, 1970) indiquent que l'augmentation de turbidité résulte d'une augmentation de la charge organique journalière plutôt que du choc hydraulique.

Selon Olsson et al. (1985), le choc hydraulique se répercute rapidement de l'entrée vers la sortie de l'usine. L'amortissement de la forme et de la vitesse de répercussion sont fonction du type de déversoir utilisé (figure 3-6).



Référence: Olsson et al., 1985

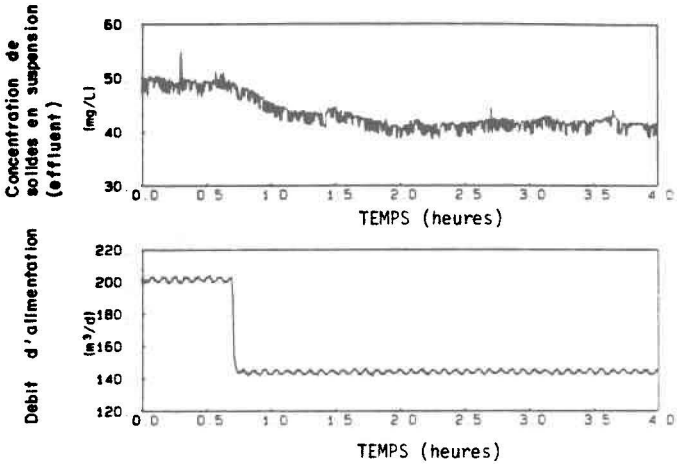
FIGURE 3-6: Propagation simulée d'une variation de débit à l'usine de Kirkeskoven (Danemark) pour deux types de déversoir.
(1) variation hydraulique à l'affluent,
(2) débit à la sortie du décanteur primaire,
(3) débit à la sortie du réacteur,
(4) débit à la sortie du décanteur secondaire.

Suite à une étude expérimentale, Chapman (1985) rapporte des résultats intéressants sur l'effet des chocs hydrauliques sur le décanteur secondaire. Il conclut que:

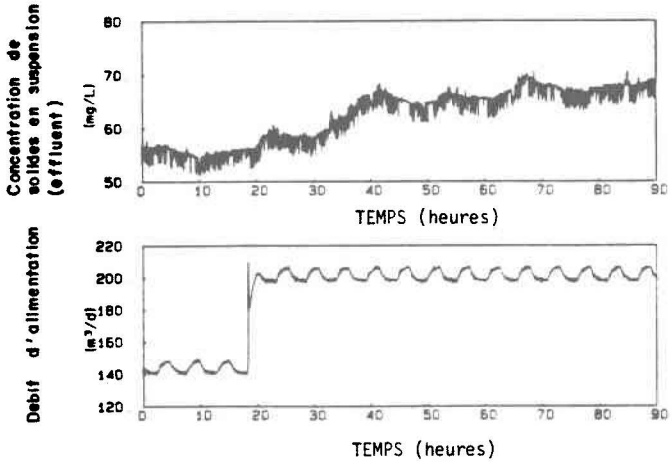
- la concentration et la variabilité des solides en suspension dans l'effluent du décanteur diminuent de façon exponentielle vers un nouvel état d'équilibre, à la suite d'une diminution brusque du débit. Une courbe typique est présentée à la figure 3-7A. La diminution moyenne enregistrée a été de 6.1 mg/l par 10 $m^3/m^2 \cdot j$ de diminution de débit.

- la concentration et la variabilité des solides en suspension dans l'effluent augmentent à la suite d'une augmentation de débit (figure 3-7B) et quelques résultats d'essais démontrent un dépassement (overshoot) (figure 3-7C). L'augmentation moyenne obtenue a été de 5.4 mg/l par 10$m^3/m^2 \cdot j$ d'augmentation.

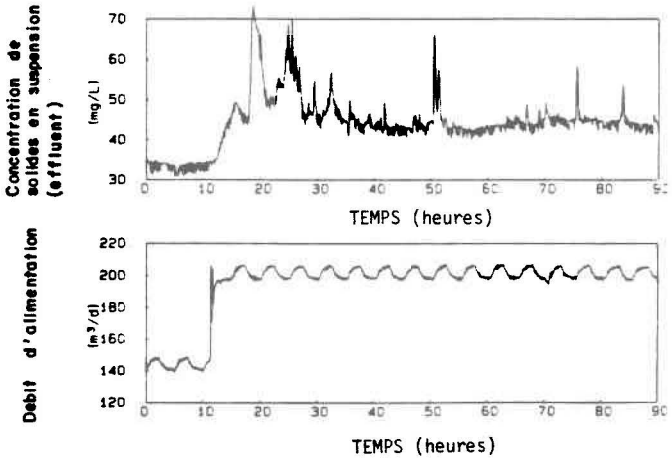
L'auteur ajoute que l'aspect non-linéaire ou asymétrique des réponses suggère que les perturbations sont générées plus rapidement qu'elles ne se résorbent.



A: Diminution de débit



B: Augmentation de débit
(pas de dépassement)



C: Augmentation de débit
(dépassement)

Référence: Chapman, 1985

FIGURE 3-7 : Réponse d'un décanteur secondaire à des variations de débits.

CHAPITRE 4

ÉTUDE D'UN CAS PRATIQUE - EFFETS DES EAUX DE RUISSELLEMENT URBAIN SUR UN SYSTÈME DE TRAITEMENT DES EAUX USÉES

4.0 ÉTUDE D'UN CAS PRATIQUE - EFFETS DES EAUX DE RUISSELLEMENT URBAIN SUR UN SYSTÈME DE TRAITEMENT DES EAUX USÉES

Le but de cette section est d'intégrer les différentes connaissances exposées dans les chapitres précédents et de les appliquer à un cas pratique basé sur des données réelles de la composition des eaux dans un réseau d'égoûts en temps de pluie.

Dans un premier temps, les données utilisées sont décrites. Leurs caractéristiques sont analysées afin de permettre de tirer des conclusions sur leurs effets éventuels sur le fonctionnement d'une station d'épuration.

4.1 DESCRIPTION DES DONNÉES

Les données utilisées dans ce travail proviennent du rapport sur la caractérisation des eaux usées de la communauté urbaine de Québec (Aireautec-Sohier, 1985). L'objectif principal de cette étude était d'établir le bilan des charges hydrauliques et polluantes (années 1985, 1991 et 2001) pour orienter la conception des équipements de traitement des eaux usées.

Parmi la gamme de données rapportées dans ce rapport, celles de la période du 6 au 22 juin 1985 recueillies sur les bassins SE-10 et SE-13 (voir figure 4-1) ont été sélectionnées pour une étude plus approfondie. En effet, elles répondent bien aux trois critères fixés pour la sélection des données, soit:

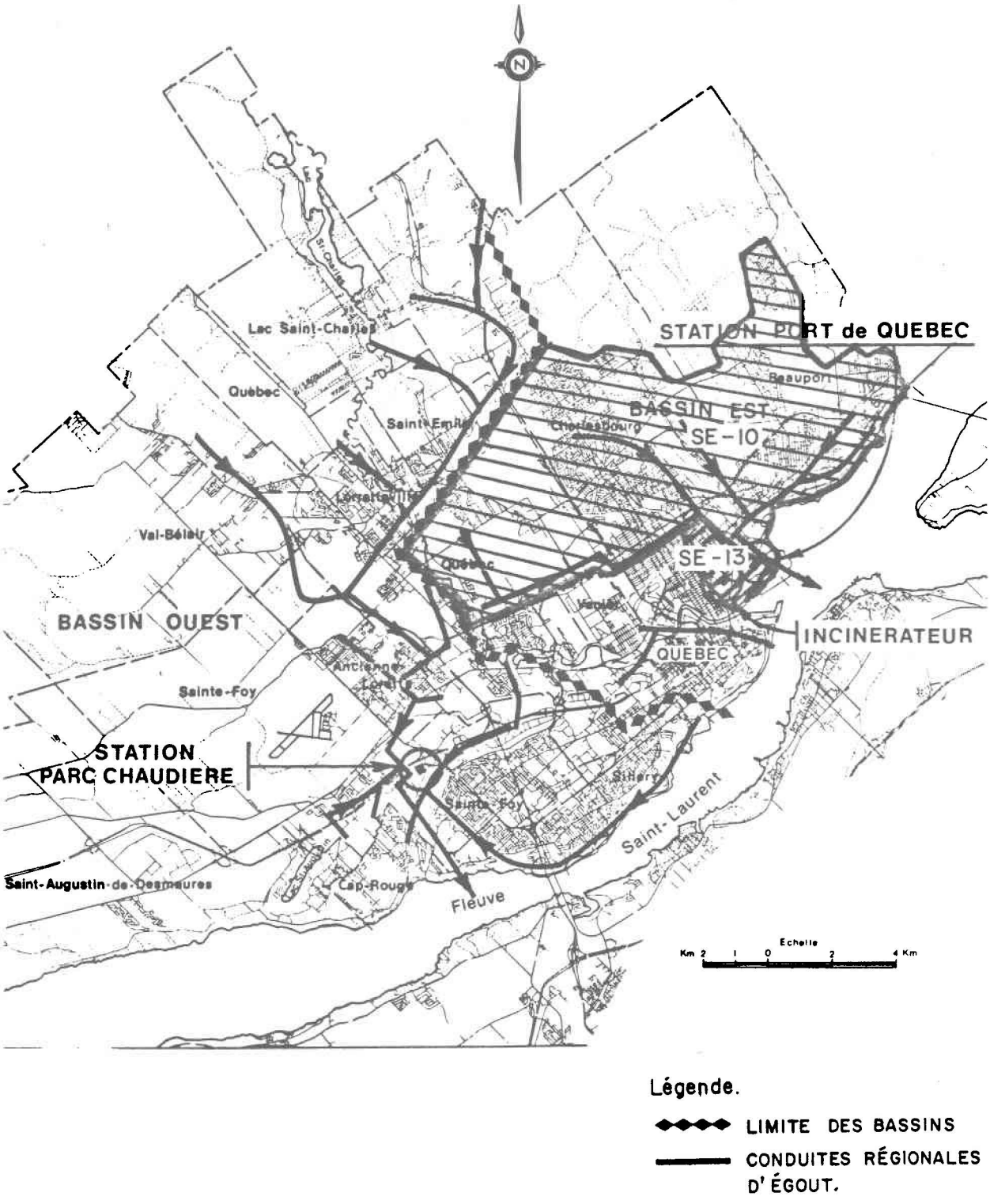


FIGURE 4-1 : Localisation des bassins échantillonnés.

Représentativité:

Les données sont des valeurs réelles provenant d'un territoire bien défini de la communauté urbaine de Québec. Les mesures utilisées ont eu lieu à l'émissaire du secteur considéré (SE-10/13). L'échantillonnage des bassins SE-10 et SE-13 a été combiné et mesuré au canal d'entrée du poste St-Pascal pour s'assurer d'obtenir des échantillons représentatifs des deux sites. Il s'est déroulé en continu sur des périodes de huit heures (0:00 à 8:00, 8:00 à 16:00 et 16:00 à 24:00 heures) selon une fréquence constante par rapport au temps (tableau 4-1). L'étendue de la période analysée, soit du 6 au 22 juin 1985, permet d'englober une variété de situations dont quatre événements pluvieux ayant des caractéristiques différentes. Une de ces pluies, celle du 18 juin 1985, possède des caractéristiques qui s'apparentent à celles d'une pluie d'occurence annuelle (tableau 4-2) telles qu'elles ont été établies à la suite d'une étude statistique des événements pluvieux sur une période de cinq ans (Lavallée et al., 1984).

Variété d'analyses effectuées:

Les données idéales auraient contenu une gamme d'analyses très complète. Cependant, de telles données sont rares, voire inexistantes. Les données utilisées présentent tout de même une bonne variété d'analyses. En effet, les paramètres suivants ont été analysés avant et après décantation:

- DBO_5 totale
- DBO_5 soluble

Tableau 4-1: Résultats de la campagne d'échantillonnage (6 - 22 juin 1985) (mg/l)

Date		Débit (l/s)	DBO_5 totale AV	DBO_5 totale AP	DBO_5 Dissoute AV	DBO_5 Dissoute AP	MES AV	MES AP	MVES AV	MVES AP	DCO Totale AV	DCO Totale AP	DCO Dissoute AV	DCO Dissoute AP	P totale AV	P totale AP	NTK AV	NTK AP	NH_3 AV	NH_3 AP
	N*	1 391	•	•	6	5	87	15	•	11	128	76	52	52	--	--	--	--	--	--
6	J	1 690	107	•	•	•	107	37	79	27	328	•	120	120	--	--	--	--	--	--
	S	1 422	108	49	24	25	116	44	94	29	•	128	92	91	--	--	--	--	--	--
	N	1 176	•	24	12	11	99	29	70	19	•	64	44	45	--	--	--	--	--	--
7	J	1 653	171	111	72	74	161	42	110	29	408	276	216	216	--	--	--	--	--	--
	S	1 416	102	49	29	31	136	33	97	23	232	136	80	81	--	--	--	--	--	--
	N	1 085	44	20	9	•	91	28	56	14	120	68	40	42	--	--	--	--	--	--
8	J	1 454	123	66	36	37	136	37	110	29	248	152	116	116	--	--	--	--	--	--
	S	1 378	105	55	30	31	119	26	100	•	240	132	64	61	--	--	--	--	--	--
	N	1 055	48	20	8	11	67	17	59	14	160	66	58	55	--	--	--	--	--	--
9	J	1 366	144	70	36	35	123	39	102	30	280	128	83	80	--	--	--	--	--	--
	S	1 502	154	44	26	25	173	28	129	24	300	110	78	74	--	--	--	--	--	--
	N	1 681	75	30	19	18	154	16	78	11	248	106	88	93	--	--	--	--	--	--
10	J	1 553	•	•	47	45	113	31	92	21	264	168	116	110	--	--	--	--	--	--
	S	1 392	141	•	52	52	137	45	107	42	260	148	77	77	--	--	--	--	--	--
	N	1 203	72	39	23	20	97	26	75	26	180	108	68	65	--	--	--	--	--	--
11	J	1 121	57	31	17	15	81	23	53	23	152	92	42	40	--	--	--	--	--	--
	S	1 047	45	28	16	18	58	18	44	18	132	75	48	48	--	--	--	--	--	--
	N	975	•	31	11	11	57	17	52	17	•	•	•	•	1.6	0.98	17	14	5.7	7.5
12	J	1 296	•	•	21	18	119	35	•	26	259	125	89	86	3.1	2.6	20	18	7.5	10.4
	S	1 275	106	54	31	28	120	30	94	•	253	124	72	69	3.2	2.5	23	20	9.0	9.3
	N	971	44	18	7	6	72	22	57	22	139	60	44	41	1.3	0.98	28	20	6.6	9.3
13	J	1 817	151	59	41	38	131	46	95	30	318	172	123	120	3.4	2.4	25	22	7.8	14
	S	1 672	126	68	34	34	115	34	96	24	360	250	184	175	2.5	2.0	21	16	6.9	8.2
	N	1 067	38	19	12	12	57	12	50	10	140	50	24	22	1.2	0.9	15	14	5.4	6.8
14	J	1 923	167	55	28	26	147	43	105	31	280	138	64	61	3.4	2.4	40	28	8.0	13
	S	2 665	85	36	26	25	173	29	89	12	228	120	88	86	2.4	1.4	10	7	3.7	3.7
	N	1 264	29	13	10	7	•	18	•	•	68	44	32	32	1.8	0.87	6	•	3.8	4.3
15	J	1 606	101	52	30	28	•	46	•	33	216	128	•	•	2.7	•	13	•	6.0	6.9
	S	1 976	88	51	40	37	133	40	79	17	260	168	128	122	2.0	1.5	13	10	4.7	4.5
	N	1 197	39	16	8	7	55	•	32	12	80	56	42	40	0.93	0.73	19	16	5.3	5.9
16	J	1 496	72	45	26	24	84	37	69	22	176	98	62	60	2.4	1.7	•	22	7.1	8.6
	S	1 417	84	45	25	21	105	26	83	21	198	90	•	•	2.0	1.6	21	19	7.4	6.1
	N	1 171	•	18	9	9	44	16	33	13	96	50	30	28	1.2	0.83	13	15	5.0	5.0
17	J	1 658	100	•	44	40	106	•	86	28	222	106	84	78	3.5	3.0	23	20	9.2	9.2
	S	1 477	90	39	25	24	132	30	104	25	248	108	76	72	2.8	2.0	31	29	9.2	7.0
	N	1 618	81	22	10	10	78	52	61	34	164	72	58	55	1.6	0.85	10	8	4.6	4.0
18	J	2 715	123	31	20	19	110	46	62	32	199	102	79	73	1.2	0.85	12	10	3.7	4.5
	S	1 992	81	51	29	26	92	10	71	10	166	104	74	72	2.0	1.4	11	10	4.0	6.0
	N	1 487	23	12	6	6	•	•	32	8	63	32	21	19	0.72	0.5	8	6.7	3	4
19	J	1 809	117	60	46	42	93	35	76	•	245	135	112	111	2.8	1.2	19	•	6	7.1
	S	1 875	80	39	25	24	111	21	81	18	•	64	42	42	1.5	1.2	16	13	5	6
	N	1 425	33	15	9	8	56	17	35	•	107	58	26	24	--	--	--	--	--	--
20	J	1 787	117	52	37	37	99	35	76	•	244	124	100	96	--	--	--	--	--	--
	S	1 639	•	•	22	20	77	23	65	23	196	107	67	64	--	--	--	--	--	--
	N	1 313	•	•	10	9	53	11	46	10	84	48	36	35	--	--	--	--	--	--
21	J	1 819	129	63	45	43	110	36	86	24	262	160	100	97	--	--	--	--	--	--
	S	1 579	63	34	•	•	102	24	82	22	183	120	60	•	--	--	--	--	--	--
	N	1 248	33	14	•	8	54	•	•	13	107	67	56	53	--	--	--	--	--	--
22	J	1 698	150	69	45	44	82	56	66	48	300	196	132	127	--	--	--	--	--	--
	S	1 496	78	45	25	24	84	23	69	17	242	80	54	54	--	--	--	--	--	--

N*: moyenne de nuit, J: moyenne de jour, S: moyenne de soir

Tableau 4-2: Caractéristiques de la pluie du 18 juin 1985 et de la pluie annuelle

Pluie	Pluviomètre	Précipitation totale (mm)	Intensité maximale (mm/heure)	Durée (heures)
Annuelle		15.2	38 mm/5 min.	3
18 juin 1985	Aéroport de Sainte-Foy	13.2	20.4	6
	Charlesbourg Parc Orléans	18.1	9.6	6
	P1 (CUQ) Québec	18	3.3 mm/15 min.	6
	P3 (CUQ) Beauport	21.8	4.3 mm/15 min.	6
	P4 (CUQ) Notre-Dame des Laurentides	8	1.3 mm/15 min.	5

- Matières en suspension
- Matières volatiles en suspension
- DCO totale
- DCO soluble
- Azote total kjeldahl
- Azote ammoniacal
- Phosphore total

Ces analyses ont été effectuées par le laboratoire Sodexen inc. de Ville de Laval. Un délai maximum de vingt-quatre (24) heures entre le prélèvement et le traitement de l'échantillon a été respecté tout au long de la campagne. Toutes les analyses ont été effectuées selon les procédures décrites dans "Standard Methods". Les concentrations "après décantation" ont été mesurées après une décantation d'une heure dans un cylindre gradué (hauteur: 40 cm, diamètre: 10 cm). Les résultats obtenus sont présentés au tableau 4-1.

L'analyse des eaux d'un réseau d'égout ne saurait être complète sans établir les concentrations de métaux. Or, ces données n'ont pas été recueillies lors de la campagne d'échantillonnage de l'été 1985. Pour pallier à ce manque, les données de métaux récoltées lors d'une campagne précédente sont utilisées. Ces valeurs proviennent d'une campagne de mesure réalisée en 1982 sur trois bassins de la Ville de Québec pouvant représenter, dans l'ensemble, les différentes caractéristiques du territoire étudié (Lessard et Lavallée, 1985). Le tableau 4-3 présente la moyenne des concentrations de métaux déterminée lors de cette campagne de mesure. Les résultats de l'étude indiquent que la qualité moyenne des eaux en temps de pluie ne varie pas énormément d'un bassin à l'autre, dans le cas de bassins fortement

Tableau 4-3: Concentration de métaux dans les eaux de réseau unitaire

Métaux	Temps de pluie (été 1982)		Temps sec
	Concentration moyenne * mg/l	Écart-type	Concentration moyenne * mg/l
Cuivre	0.077	0.042	0.048
Plomb	0.199	0.122	0.053
Zinc	0.407	0.249	0.082

* Concentration moyenne calculée sur trois bassins et sept événements pluvieux (8 événements pour le cuivre)

urbanisés et regroupant plusieurs modes d'occupation du sol. Ainsi, il paraît justifiable d'utiliser ces données pour compléter la caractérisation des eaux effectuée en 1985.

Validité:

Les données qui servent à l'étude du cas pratique proviennent de la dernière d'une série de quatre campagnes d'échantillonnage rapportées dans le rapport sur la caractérisation des eaux de la communauté de Québec (Aireautec - Sohier, 1985). Aux dires des auteurs du rapport et du responsable du projet, les résultats de la campagne de juin 1985 sont les plus complets et valables, en raison:

- du grand nombre d'échantillons et de leur représentativité;
- d'une bonne réussite des échantillons-témoins par le laboratoire;
- du respect du délai analytique de 24 heures;
- de la performance au niveau de la cueillette sur le terrain;
- de la constance dans les rapports entre paramètres;
- des données complètes pour tous les paramètres étudiés;
- des données de débits validés.

Pour ces raisons, on peut considérer que les valeurs rapportées représentent fidèlement la réalité.

4.2 ANALYSE DES DONNÉES

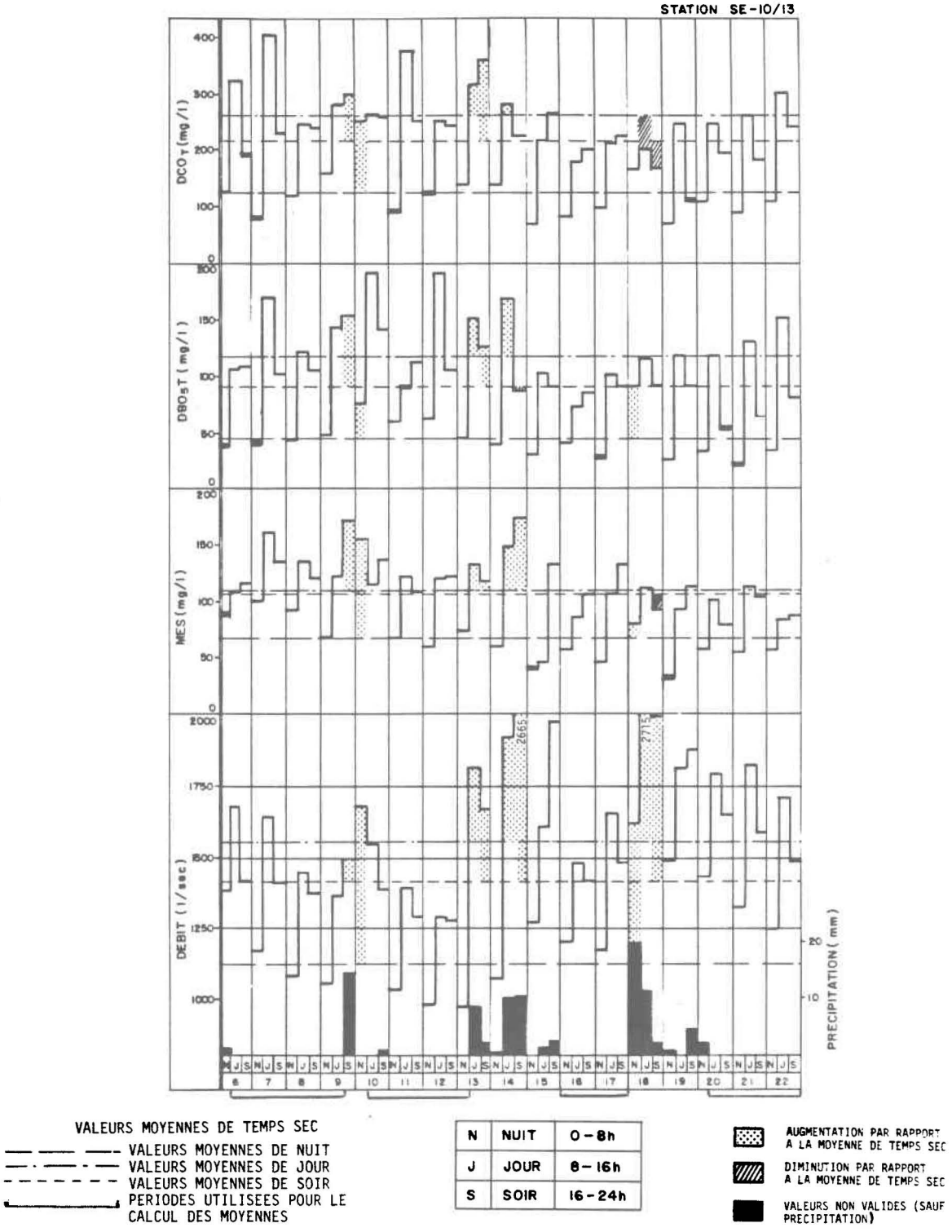
Afin de faciliter l'analyse des données présentées au tableau 4-1, celles-ci ont été reproduites à la figure 4-2. Les valeurs moyennes de temps sec de chaque paramètre pour les périodes de 0:00 à 8:00, de 8:00 à 16:00 et de 16:00 à 24:00 heures pendant la campagne de mesure ont été établies et apparaissent sur cette figure. On y retrouve aussi les périodes qui ont été utilisées pour le calcul des moyennes de temps sec.

Les valeurs moyennes de débit de temps sec pour la période considérée sont les suivantes:

- 0:00 à 8:00 : 1 132 l/s
- 8:00 à 16:00 : 1 548 l/s
- 16:00 à 24:00 : 1 413 l/s

En effectuant une moyenne de ces valeurs, on obtient un débit moyen de temps sec de 1 364 l/s pour la période du 6 au 22 juin 1985. Le débit moyen annuel de temps sec de ces bassins établi par les auteurs du rapport de caractérisation des eaux (Aireautec - Sohier, 1985) se chiffre à 1 306 l/s. L'écart entre les deux valeurs étant seulement de 4.4%, on peut considérer que les moyennes calculées sur la période du 6 au 22 juin 1985 sont semblables aux moyennes annuelles.

Pour mettre en évidence le comportement du réseau en temps de pluie, les différences entre les valeurs réelles et la valeur moyenne de temps sec ont


STATION SE-10/13
DCOT (mg/l)
DBOST (mg/l)
MES (mg/l)
DEBIT (l/sec)
PRECIPITATION (mm)
2665
2715
J S N J S N J S N

été déterminées pour les quatre événements pluvieux. Ces différences ont été identifiées sur la figure 4-2.

L'analyse de ces écarts permet de comparer l'effet du ruissellement urbain à l'émissaire des bassins SE-10/13 pendant la période de mesure avec les phénomènes caractéristiques des eaux de ruissellement urbain retrouvés dans la littérature et présentés au chapitre 1.

Pour les quatre événements pluvieux, on remarque une augmentation de débit significative. Les deux périodes de débit maximum (14 juin, soir et 18 juin, jour) surviennent pendant des pluies intenses. Les débits les plus élevés sont de l'ordre de deux fois le débit moyen de temps sec. On remarque aussi une augmentation des débits pendant les jours qui ont suivi la pluie du 18 juin, probablement due à une augmentation de l'infiltration dans le réseau suite à la recharge de la nappe phréatique.

Au cours de la période du 6 au 22 juin 1985, les événements pluvieux ont, globalement, coïncidé avec une augmentation de la concentration de la matière organique dans le réseau, mesurée soit par la DBO_5 ou la DCO. Il faut cependant noter que les valeurs maximales de DBO_5 et de DCO n'ont pas été atteintes lors des pluies. Ainsi, il se produit des variations de la concentration de la matière organique en temps sec aussi importantes sinon plus que celles occasionnées par l'arrivée d'eaux de ruissellement.

Néanmoins, il faut être conscient de l'effet combiné du changement de débit et de la concentration de la matière organique lors de l'analyse de la quantité de substrat véhiculée par le réseau. À cet effet, la figure 4-3 permet

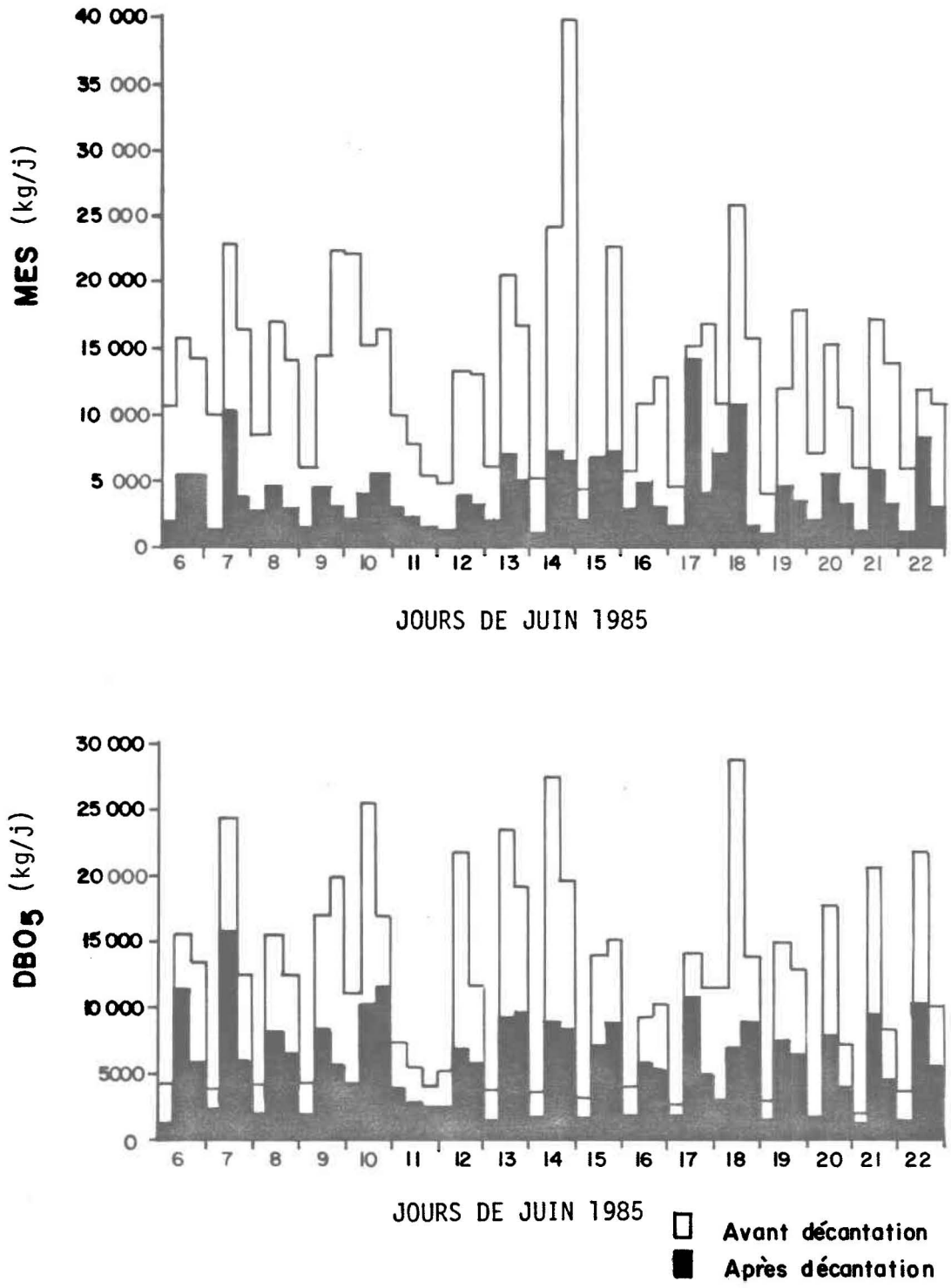


FIGURE 4-3 : Résultats (charges) de la campagne d'échantillonnage (6-22 juin 1985).

de visualiser la charge de matière organique transportée dans le réseau. On voit que la pluie provoque généralement une augmentation de la charge organique. En effet, les deux valeurs les plus élevées de la charge organique, qui ont été enregistrées sur la période de mesure, sont survenues au cours des pluies du 14 et du 18 juin.

Pendant la période étudiée, l'arrivée des eaux de ruissellement urbain cause, de façon générale, une augmentation de la concentration des matières en suspension. L'amplitude des changements varie en fonction des pluies. Le phénomène est important lors des pluies du 9 et du 14 juin pendant lesquelles les valeurs maximales de M.E.S. sont enregistrées. Le phénomène est moins prononcé lors de la pluie du 13 juin et imperceptible pour celle du 18 juin. Les variations de concentrations notées sont cohérentes avec les résultats d'études précédentes (Lavallée, 1986). En terme de charge (figure 4-3), les épisodes pluvieux provoquent une augmentation de la quantité de matières en suspension véhiculées dans le réseau. De plus, le tableau 4-3 permet de comparer les concentrations de métaux (Pb, Zn, Cu) en temps sec et en temps de pluie. Une augmentation de la concentration pendant les pluies est enregistrée pour tous les métaux considérés.

4.3 **DISCUSSION DES RÉSULTATS**

4.3.1 EFFETS SUR LE DÉCANTEUR PRIMAIRE

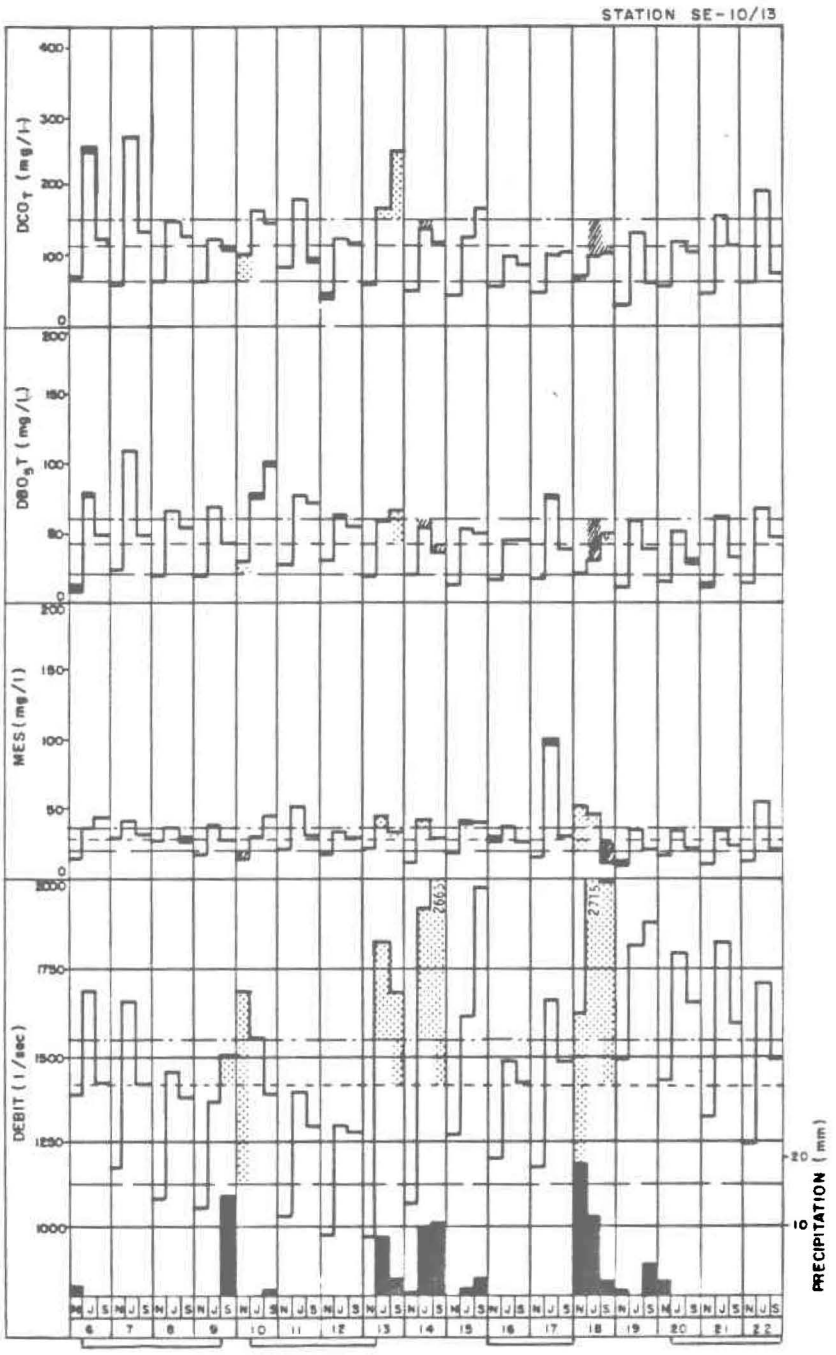
Le décanteur primaire permet d'éliminer une portion importante des matières en suspension, soit par flottation ou par sédimentation. La fraction des matières pouvant décanter est représentée au tableau 4-1 par la différence

entre les valeurs avant et après décantation pour chaque paramètre. Ainsi, le surnageant d'un décanteur idéal contiendrait des concentrations similaires à celles mesurées "après décantation" au laboratoire. Ces concentrations sont présentées à la figure 4-4.

Afin de déterminer l'effet des eaux de ruissellement sur les concentrations "après décantation", les concentrations enregistrées en temps de pluie sont comparées avec la concentration moyenne de temps sec. Ces écarts sont représentés sur la figure 4-4. Les périodes utilisées pour le calcul des moyennes de temps sec "après décantation" sont les mêmes que celles utilisées pour obtenir les moyennes des concentrations de temps sec avant décantation.

L'analyse de ces résultats permet d'affirmer que l'influence des eaux de ruissellement sur les concentrations "après décantation" est beaucoup moindre que sur les concentrations "avant décantation". En effet, les augmentations importantes remarquées dans les concentrations de M.E.S. avant décantation deviennent faibles ou inexistantes pour les concentrations de M.E.S. après décantation. Le même phénomène se produit pour les concentrations de matière organique. En raisonnant en terme de charge (figure 4-3), des conclusions similaires apparaissent.

Jusqu'ici dans cette section, il a été question d'un décanteur "idéal". Or, dans la réalité, ces décanteurs parfaits sont rares. Ainsi, tel que mentionné dans la section 2.2, l'efficacité du décanteur sera affectée par une augmentation de débit. En utilisant la courbe proposée par Peavy et al. (1985) pour déterminer le pourcentage d'enlèvement en fonction de la vitesse



VALEURS MOYENNES DE TEMPS SEC
VALEURS MOYENNES DE NUIT
VALEURS MOYENNES DE JOUR
VALEURS MOYENNES DE SOIR
PERIODES UTILISEES POUR LE CALCUL DES MOYENNES

N	NUIT	0-8h
J	JOUR	8-16h
S	SOIR	16-24h

AUGMENTATION PAR RAPPORT A LA MOYENNE DE TEMPS SEC
DIMINUTION PAR RAPPORT A LA MOYENNE DE TEMPS SEC
VALEURS NON VALIDES (SAUF PRECIPITATION)

FIGURE 4-4 : Résultats (concentrations après décantation) de la campagne d'échantillonnage (6-22 juin 1985)

de déversement, on obtient qu'une augmentation de débit de l'ordre de 100% tel que rencontré à deux occasions entre le 6 et le 22 juin entraînerait une baisse d'efficacité du décanteur primaire de l'ordre de 17 à 32%.

Ainsi, il est possible qu'à la sortie d'un décanteur primaire réel, les concentrations de M.E.S. ou de matières en suspension soient supérieures aux concentrations "après décantation" mesurées au laboratoire. Toutefois, considérant la réduction relativement faible de l'efficacité, le décanteur primaire réel devrait permettre une atténuation importante des variations de concentrations de M.E.S. et de matière organique occasionnées par l'arrivée du ruissellement urbain à la station d'épuration.

Une partie des métaux présents à l'entrée du décanteur sera enlevée par sédimentation dans le décanteur. En appliquant la valeur moyenne des gammes d'enlèvement (après deux heures) présentées au tableau 2.1C aux concentrations mesurées et rapportées au tableau 4-3, on obtient les concentrations suivantes dans le surnageant du décanteur:

Cuivre : 0.059

Plomb : 0.157

Zinc : 0.370

Cependant, en admettant que la surcharge hydraulique diminue l'efficacité du décanteur, les concentrations retrouvées pourraient être légèrement supérieures à ces valeurs.

4.3.2 EFFETS SUR LE RÉACTEUR BIOLOGIQUE

4.3.2.1 Éléments nutritifs

Tel que mentionné à la section 2.3.4, la biomasse a besoin d'une certaine quantité d'éléments nutritifs, particulièrement du phosphore et de l'azote, pour assurer sa croissance. Le rapport qui doit être respecté afin de s'assurer que ces éléments ne deviennent pas limitatifs est le suivant: DBO_5/N/P égal à 100/5/1.

En utilisant les valeurs rapportées au tableau 4-1, il est possible de calculer le rapport de DBO_5/N/P obtenu en temps de pluie. Comme les valeurs de phosphore et d'azote ne sont pas disponibles pour toute la durée de la campagne de mesure, l'étude de la concentration des éléments nutritifs a porté seulement sur deux pluies. Ainsi, en utilisant les valeurs de DBO_5 totale, d'azote totale Kjeldahl et de phosphore total après décantation pour les périodes de 8:00 à 24:00 du 13 et 14 juin (périodes les plus influencées par la pluie), un rapport moyen de DBO_5/N/P équivalent à 100/32.8/3.8 est obtenu. De plus, pour toutes les données disponibles, temps sec et temps de pluie, le rapport obtenu est toujours supérieur à 100/5/1 (tableau 4-4).

Cette analyse permet de conclure que c'est le substrat carboné qui sera l'élément limitatif de la croissance des microorganismes en tout temps. L'hypothèse nécessaire à l'application de la théorie de l'épuration biologique des eaux usées est donc respectée.

Tableau 4-4: Valeurs du rapport DBO_5/N/P pendant la période du 12 au 19 juin 1985

Date	Période	Rapport DBO_5/N/P (après décantation)
12	N	100/45.2/3.2
	J	--
	S	100/37.0/4.6
13	N	100/111.1/5.4
	J	100/37.3/4.1
	S	100/23.5/2.9
14	N	100/73.7/4.7
	J	100/50.9/4.4
	S	100/19.4/3.9
15	N	100/--/6.7
	J	--
	S	100/19.6/2.9
16	N	100/100/4.6
	J	100/48.9/3.8
	S	100/42.2/3.6
17	N	100/83.3/4.6
	J	--
	S	100/74.4/5.1
18	N	100/36.4/3.9
	J	100/32.3/2.7
	S	100/19.6/2.7
19	N	100/55.8/4.2
	J	100/--/2.0
	S	100/33.3/3.1

4.3.2.2 Choc qualitatif

L'analyse des données révèle que, de façon générale, l'arrivée d'eaux de ruissellement à l'usine ne provoque pas de phénomène de dilution de la matière organique. Ainsi, les eaux de temps de pluie contiennent du substrat en quantité appréciable. De façon intuitive, il est justifié de croire que la nature de ce substrat diffère de celui d'une eau usée domestique. De plus, suite à une étude réalisée en France, Ranchet et Philippe (1982) affirment que le rapport des concentrations DCO/DBO_5 lors des pluies varie de 2.9 à 6.3 (valeur moyenne = 4.1), alors qu'il n'est en moyenne que de 1.9 par temps sec. Ils ajoutent que ce résultat confirme bien que la biodégradabilité des effluents unitaires lors des pluies est moins bonne que par temps sec. Cependant, au cours de la réalisation du présent travail, aucune étude indiquant la composition détaillée du substrat en temps de pluie n'a pu être répertoriée pour corroborer cette hypothèse. L'analyse du choc qualitatif demeure donc dans le domaine spéculatif.

Les résultats permettent de constater que la caractéristique principale du choc qualitatif, soit le changement de nature du substrat, est présente. Par contre, lors des études citées dans la section 3.1, les populations hétérogènes étaient adaptées à un seul substrat alors que les boues activées sont, pour leur part, adaptées à une grande variété de substances. Il est donc possible qu'elles soient moins affectées par le choc qualitatif.

De plus, un point important doit être souligné concernant l'influence du choc qualitatif sur l'efficacité du traitement. En effet, même lors de la manifestation de l'enlèvement séquentiel dans le cas d'un choc qualitatif

marqué, l'efficacité globale du système n'est pas toujours affectée de façon significative. La figure 3-1 est un exemple de cette situation.

Ainsi, il existe des raisons qui portent à croire que le choc qualitatif produit par l'arrivée des eaux de ruissellement ne devrait pas perturber significativement le fonctionnement et l'efficacité du réacteur biologique. Cependant, de plus amples recherches seront nécessaires avant de pouvoir exprimer ce fait avec certitude.

4.3.2.3 Choc toxique

Plusieurs facteurs rendent difficile la comparaison des concentrations existantes de métaux lourds avec les seuils tolérables par les boues activées, retrouvés dans la littérature (tableau 2-2). Premièrement, quatre des cinq références répertoriées ne précisent pas si les concentrations citées sont données en terme de métaux solubles ou totaux alors que pour leur part, Anthony et Breimhurst (1981) mentionnent que la plupart des concentrations de métaux sont exprimées sous forme soluble bien que certaines soient données sous forme totale. Deuxièmement, seules quelques-unes des références précisent si les concentrations suggérées s'appliquent aux eaux brutes ou à l'affluent du réacteur. Finalement, les plages de valeurs présentées varient passablement d'un auteur à l'autre.

Pour contourner ces difficultés, il a été décidé d'utiliser les valeurs proposées par Eckenfelder (1980) comme base de référence; celles-ci sont généralement du même ordre de grandeur que celles citées par l'ensemble des autres références. Eckenfelder (1980) mentionne que ces données valent pour

les eaux brutes et afin de travailler avec le cas le plus sévère, il est considéré que ces valeurs sont exprimées en terme de métaux totaux. L'analyse qui suit porte uniquement sur les métaux qui ont été analysés lors de la campagne d'échantillonnage de l'été 1982. Une campagne de mesure plus détaillée serait nécessaire afin d'étudier un plus grand éventail de contaminants.

En comparant la concentration moyenne de cuivre dans l'affluent de la station d'épuration en temps de pluie (0.077 mg/l) avec la concentration pouvant avoir des effets inhibiteurs (1.0 mg/l) sur les boues activées, on doit conclure que les concentrations de cuivre n'auront pas d'effets marqués sur le fonctionnement du réacteur biologique.

L'analyse de la concentration moyenne de zinc (0.407 mg/l) selon la valeur proposée par Eckenfelder (1980) (5 mg/l) porte à la même conclusion. Cependant, la concentration moyenne de plomb (0.199 mg/l) est près du double de la concentration pouvant avoir des effets inhibiteurs (0.1 mg/l) sur les boues activées. En étudiant ces résultats, il faut se rappeler qu'en absence de détails sur la présentation des données (forme soluble ou totale), le pire cas a été considéré soit que les concentrations ayant des effets inhibiteurs sont rapportées sous forme de métal total. Il faut aussi être conscient que c'est la partie soluble qui cause la toxicité. Ainsi, par exemple, si dans un cas particulier, la fraction soluble associée à une même concentration de métal total était beaucoup plus faible, la concentration de métal total ayant des effets inhibiteurs serait alors plus élevée.

Ainsi, il est difficile d'évaluer les effets qu'entraîneront la concentration de plomb enregistrée. La toxicité dépend aussi de plusieurs facteurs dont la forme du métal et la présence d'agents complexants. Eckenfelder (1980) mentionne même qu'il est pratiquement impossible de prédire la toxicité d'un métal pour une eau usée spécifique et que des études expérimentales sont habituellement nécessaires.

L'analyse de ces résultats révèle, donc, que le cuivre et le zinc ne sont pas présents en quantité suffisante pour créer un choc toxique au système. Dans le cas du plomb, des études expérimentales sont nécessaires avant de pouvoir se prononcer. Il faut aussi reconnaître que des phénomènes d'accumulation dus à la recirculation des boues (Patterson et Kodukula, 1984) provoquent des concentrations de métaux sous forme totale beaucoup plus importantes dans le réacteur biologique que celles présentes à l'entrée. En effet, par exemple, ces auteurs ont noté des concentrations de fer et de zinc total dans la liqueur mixte équivalente à 16 fois la concentration de chacun de ces éléments dans l'affluent.

4.3.2.4 Choc quantitatif (Choc hydraulique)

Le choc quantitatif subit par le système sera majoritairement causé par la portion hydraulique des variations enregistrées. En consultant les résultats de la figure 4-4, le choc hydraulique en présence peut être classé parmi les chocs hydrauliques à concentration constante. De plus, le choc hydraulique occasionné par le ruissellement urbain peut être divisé en deux composantes soit premièrement une augmentation de débit suivie, après un certain temps, d'une diminution de débit.

Au cours des pluies du 14 et du 18 juin, l'amplitude du choc hydraulique a atteint une valeur égale à deux fois le débit moyen en temps sec. Les résultats de George et Gaudy (1973) présentés à la section 3.3.1 démontrent que la réponse du système à une augmentation ou à une diminution de 100% du débit est considérée satisfaisante. Il y a donc lieu de croire que suite à l'augmentation de débit causée par l'arrivée du ruissellement urbain, le système biologique subirait une période de perturbation, mais atteindrait un nouvel équilibre et retrouverait son efficacité antérieure après une certaine période de temps. Lors des essais représentés à la figure 3-4C, le système prenait environ huit heures avant d'atteindre un nouvel équilibre. Lors de la diminution de débit qui suit, le système tendrait graduellement vers un nouvel état d'équilibre sans que son efficacité ne soit affectée de façon significative.

Une note de prudence s'impose cependant lors de l'utilisation des résultats de George et Gaudy (1973). En effet, ils ont effectués leurs expériences en utilisant des concentrations de substrat à l'entrée très élevées soit de 1 000 mg/l de glucose. Dans le cas pratique analysé, les concentrations de substrat à l'entrée sont plus de vingt fois moins élevées. Cette situation pourrait peut-être influencer le comportement du réacteur face au choc hydraulique. Cependant, en l'absence de résultats plus détaillés, les données de George et Gaudy (1973) doivent être utilisées comme base de référence.

Ainsi, on peut conclure que hydrauliquement, l'arrivée des eaux de ruissellement peut avoir un effet néfaste pendant une courte période transitoire

mais n'entraînera pas de perturbation importante du fonctionnement du réacteur biologique à moyen et long terme.

4.3.2.5 Variables influencées

Même si aucun des chocs précédemment étudiés ne semble susceptible de causer des dommages irréversibles au réacteur biologique, il n'en demeure pas moins que certaines variables du système seront affectées. Celles-ci sont décrites dans les paragraphes suivants.

Temps de résidence hydraulique

Tel que défini au tableau 2-9, le temps de résidence hydraulique est égal au volume divisé par le débit d'entrée soit:

$$\Theta = \frac{V}{(1 + \alpha)\, Q_1}$$

Lors du choc hydraulique, le débit d'entrée augmente jusqu'au double du débit moyen de temps sec (tableau 4-1), ainsi le temps de résidence hydraulique diminue de moitié. D'après les résultats de certains auteurs (Grady, 1971; Sherrard et Lawrence, 1975), le temps de résidence hydraulique est un facteur secondaire pour déterminer la qualité de l'effluent du réacteur. C'est aussi la conclusion que l'on peut tirer suite à l'analyse des effets du choc hydraulique selon les résultats de George et Gaudy (1973). En effet, ces auteurs démontrent que lors de l'établissement d'un nouvel état d'équilibre suite à un choc hydraulique, la même efficacité de traitement

peut être atteinte même si le temps de résidence hydraulique diminue de moitié.

Âge des boues

L'âge des boues est défini comme étant la quantité de biomasse dans le réacteur divisée par le taux net de génération de la biomasse. Tel que démontré à la section 2.4.4, ce paramètre peut être contrôlé par la vidange des boues. Ainsi, même lors de l'arrivée des eaux de ruissellement urbain dans le réacteur, il est possible de maintenir un âge de boues à peu près constant.

La plupart des auteurs s'entendent pour dire que l'âge des boues est un paramètre très important, sinon le plus important d'un système biologique de traitement des eaux. Ainsi, par le contrôle de l'âge des boues, il est possible d'aider le système à maintenir une bonne efficacité de traitement.

Quantité de biomasse et de substrat dans le réacteur

Les équations développées dans la section 2.9 permettent de déterminer les concentrations de biomasse et de substrat présentes dans le réacteur. Pour résoudre ces équations en régime transitoire, des méthodes numériques doivent être employées. Afin de ne pas allonger indûment les calculs et la discussion, les équations en régime permanent (dX/dt et $dS/dt = 0$) sont utilisées pour comparer les conditions d'opération qui prévalent avant et pendant le choc hydraulique. Comme la composante transitoire est négligée, on ne peut s'attendre à définir instant par instant l'évolution des diffé-

rents paramètres. L'analyse des résultats indique plutôt les tendances générales des différents paramètres correspondant à deux états d'équilibre: celui prévalant avant le choc et celui correspondant aux conditions existantes lors de l'effet-choc si celui-ci se maintenait assez longtemps pour que le nouvel état d'équilibre s'établisse.

En effectuant les calculs selon les équations proposées par Manickam et Gaudy (1985), et en utilisant des valeurs moyennes pour les différentes constantes du système, on obtient les résultats suivants. Les calculs détaillés sont présentés en appendice. Supposons:

S_1 = 80 mg/l

X_5 = 10 000 mg/l

Y = 0.5

μ_{max} = 0.5 h^{-1}

K_S = 100 mg/l

b = 0.06 j^{-1} = 0.0025 h^{-1}

α = 0.25

Résultats:

Pour D = 0.125 h^{-1} S_2 = 0.5 mg/l, X_2 = 1999.8 mg/l, μ = 0.0025 h^{-1}

D = 0.250 h^{-1} S_2 = 1.0 mg/l, X_2 = 2015.4 mg/l, μ = 0.0049 h^{-1}

Les valeurs obtenues par ces calculs sont loin de celles enregistrées dans la réalité. Ce fait a déjà été noté par Manickam et Gaudy (1985). Cependant, elles peuvent tout de même servir à indiquer des tendances.

Ainsi, on constate que suite à une augmentation de débit, la concentration de substrat tend à augmenter légèrement dans le réacteur. Ce changement a pour effet de modifier le taux de croissance spécifique. En effet, le modèle de Monod définit que le taux de croissance spécifique de la biomasse est fonction de la concentration de substrat dans le réacteur. Comme la concentration de substrat augmente, le taux de croissance spécifique de la biomasse augmente aussi. Ceci corrobore les observations de George et Gaudy (1973) suite à leur étude sur les chocs hydrauliques.

En admettant que le taux de croissance spécifique augmente et que la concentration de biomasse dans le réacteur augmente aussi légèrement, une augmentation du taux de croissance est attendue.

Le taux de diminution de la biomasse est, pour sa part proportionnel à la concentration de biomasse dans le réacteur. Comme celle-ci augmente légèrement, le taux de diminution devrait aussi augmenter faiblement lors du choc hydraulique.

Suite à la discussion des deux derniers paragraphes, le taux de réaction net de la biomasse devrait subir une légère hausse lors de l'arrivée des eaux de ruissellement au réacteur.

Le taux de réaction du substrat est relié au taux de croissance de la biomasse par l'inverse du coefficient de rendement, soit:

$$\left[\frac{dS}{dt}\right] = - \frac{1}{Y} \left[\frac{dX}{dt}\right]_{\text{croissance}}$$

Or, il a déjà été déterminé que Y pouvait être considéré constant (voir section 2.4.6.1) et que le taux de croissance subissait une hausse lors du choc hydraulique. Ceci revient à dire qu'il y aura plus de biomasse produite, donc, plus de substrat sera utilisé et ainsi le taux de réaction du substrat augmente en valeur absolue.

En consultant le tableau 4-5 où les résultats de cette analyse théorique sont rapportés de façon schématique, les observations suivantes peuvent être faites: le choc hydraulique à concentration constante provoque de légères hausses de la concentration de biomasse et de substrat dans le réacteur. Il faut cependant garder en mémoire que ces résultats ont été obtenus en utilisant les équations de régime permanent et que certaines variations sont très légères, surtout en ce qui concerne les concentrations de biomasse dans le réacteur. En utilisant la même méthode pour un système ayant des conditions d'opération différentes, subissant un choc hydraulique d'une amplitude de quatre fois, Manickam et Gaudy (1985) arrivent aux mêmes conclusions. Ces résultats de leur simulation par ordinateur sont illustrés par des traits pointillés sur la figure 4-5.

Les figures 3-4C et 4-5 permettent de réaliser l'écart qui peut exister entre le développement théorique et la pratique. Ces différences peuvent être occasionnées par les différentes hypothèses qui ont dues être posées et par la faiblesse des modèles utilisées pour décrire les différents phénomènes.

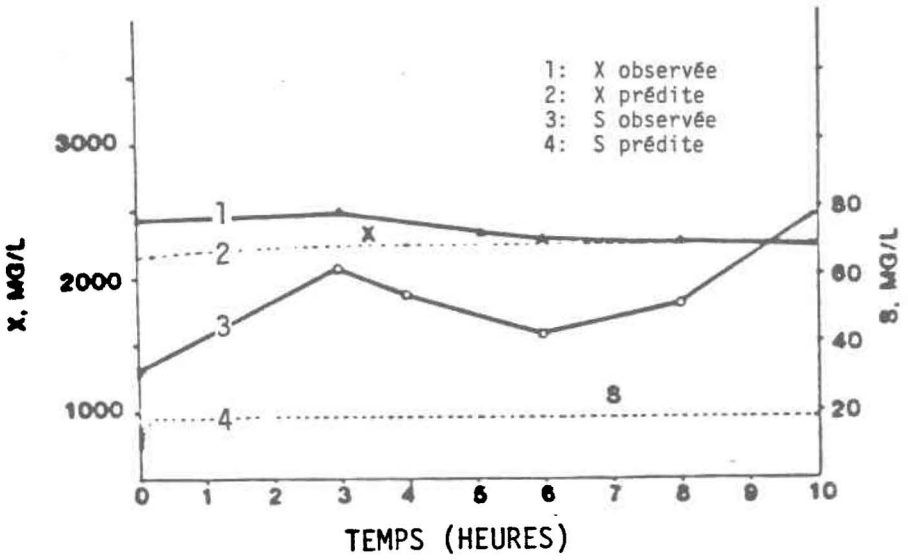
4.3.3 EFFETS SUR LE DÉCANTEUR SECONDAIRE

L'arrivée des eaux de ruissellement à la station d'épuration cause une augmentation de débit dans le décanteur secondaire. Cependant, les volumes considérables du décanteur primaire et du réacteur peuvent agir comme

Tableau 4-5: Comportement des variables du système de traitement lors de l'effet-choc produit par l'arrivée des eaux de ruissellement urbain

VARIABLES	SYMBOLES	EXPRESSIONS	VARIATION
Débit d'entrée au réacteur	Q_1	Q_1	↗
Substrat à l'entrée du réacteur	$S_{DBO_5,1}$	$S_{DBO_5,1}$	→
Biomasse à l'entrée du réacteur	$X_{MVES,1}$	négligeable	→
Substrat dans le réacteur	$S_{DBO_5,2}$	$S_{DBO_5,2}$	↗
Biomasse dans le réacteur	$X_{MVES,2}$	$X_{MVES,2}$	↗
Temps de résidence hydraulique	θ	$V/((1 + \alpha) \cdot Q_1)$	↘
Âge des boues	θ_c	$V \cdot X_{MVES,2}/(Q_3 \cdot X_{MVES,3} + Q_4 \cdot X_{MVES,4})$	→
Taux spécifique de croissance de la biomasse	μ	$\mu_{max} \cdot S_{DBO_5,2} / (K_S + S_{DBO_5,2})$	↗
Taux de croissance maximum	μ_{max}	constante	→
Constante de saturation	K_s	constante	→
Taux spécifique de diminution de la biomasse	b	constante	→
Coefficient de rendement	Y	constante	→
Débit de l'effluent	Q_3	$Q_1 - Q_4$	↗
Substrat dans l'effluent	$S_{DBO_5,3}$	$S_{DBO_5,2}$	↗
Biomasse dans l'effluent	$X_{MVES,3}$	négligeable	→
Débit de recyclage	Q_5	αQ_1	↗
Substrat dans le recyclage	$S_{DBO_5,5}$	négligeable	→
Biomasse dans le recyclage	$X_{MVES,5}$	constante	→
Débit de vidange des boues	Q_4	Q_4	→
Substrat dans la vidange des boues	$S_{DBO_5,4}$	$S_{DBO_5,2}$	↗
Biomasse dans la vidange des boues	$X_{MVES,4}$	$X_{MVES,4}$	↗

↗ : forte augmentation
↗ : faible augmentation
→ : pas d'effet
↘ : faible diminution
↘ : forte diminution



Référence: Manickam et Gaudy, 1985

FIGURE 4-5: Comparaison des réponses observées et prédites pour un choc hydraulique (4x). Valeurs utilisées pour la simulation: Si=535 mg/l, X_r=10272 mg/l, D=0.5 h^{-1}, V=2 litres, Y=0.49, μ_{max}=0.47 h^{-1}, K_s= 131 mg/l, α=0.25, b=0.0067 h^{-1}.

tampons et réduire l'amplitude des perturbations enregistrées à l'entrée du décanteur secondaire. De plus, les types de déversoirs utilisés peuvent influencer sensiblement la répercussion du choc hydraulique à travers les différentes composantes de la chaîne de traitement (figure 3-6).

Afin d'examiner le cas le plus critique, il est considéré, dans un premier temps, qu'il n'y a pas d'atténuation du choc hydraulique. Ainsi, par exemple, pour un décanteur secondaire fonctionnant normalement avec une vitesse de déversement de 20 $m^3/m^2 \cdot j$, cette vitesse pourrait atteindre 40 $m^3/m^2 \cdot j$ pendant le choc hydraulique.

Tel que mentionné à la section 3.3.1, très peu d'auteur ont tenté de quantifier l'effet d'un choc hydraulique sur un décanteur secondaire. Les résultats disponibles sont ceux de Chapman (1985). Selon cet auteur, une hausse moyenne de 5.4 mg/l de solides en suspension peut être anticipée dans l'effluent du décanteur pour chaque augmentation de 10 $m^3/m^2 \cdot j$ du débit. Considérant les hypothèses émises au paragraphe précédent, une augmentation de 10.8 mg/l de solides en suspension peut être attendue à l'effluent du décanteur.

Considérant que cette hausse correspond à une onde de choc non-atténuée, on peut affirmer que dans la réalité, l'augmentation sera moindre et ne représentera pas une modification inacceptable de l'opération de la chaîne de traitement.

CONCLUSIONS

CONCLUSIONS

L'originalité de ce travail repose sur l'intégration de connaissances appartenant aux domaines de la caractérisation du ruissellement urbain, des systèmes de traitement des eaux et des effets-chocs pour les appliquer à un cas particulier soit celui des effets causés par l'arrivée des eaux de ruissellement à une station d'épuration.

La revue bibliographique a permis de mettre en évidence les conclusions suivantes:

Eaux de ruissellement

- Les eaux de ruissellement affectent les caractéristiques des eaux usées véhiculées dans les réseaux unitaires: elles causent des augmentations de débit et de la quantité de contaminants transportés. De façon générale, ce sont les matières en suspension et les métaux qui constituent les polluants principaux des eaux de ruissellement.

Chaîne de traitement

- L'efficacité du décanteur primaire est influencée par de nombreux facteurs dont la vitesse de déversement et le temps de séjour qui sont reliés au débit des eaux usées.

- L'efficacité de l'enlèvement des métaux par le décanteur primaire est très variable.

- Une carence en éléments nutritifs peut nuire au bon fonctionnement du réacteur biologique.

- Les substances toxiques peuvent inhiber le processus biologique d'épuration des eaux usées.

- Une concentration d'oxygène dissous minimale est indispensable afin d'obtenir une bonne efficacité de traitement.

- L'âge des boues est un paramètre très important pour contrôler l'opération d'un système biologique. Il influence la réponse des systèmes à des effets-chocs.

- Le modèle de Monod, utilisé pour décrire le taux de croissance spécifique de la biomasse, possède plusieurs faiblesses importantes. Cependant, aucun autre modèle n'a été étudié assez profondément pour qu'on puisse l'utiliser en remplacement de celui de Monod.

- Le taux de croissance maximum (μ_{max}), la constante de saturation (K_s), le taux de diminution spécifique de la biomasse (b) et le coefficient de rendement (Y) ne sont pas de vraies constantes. Cependant, il n'existe peu ou pas de relation éprouvée pour déterminer leur valeur en fonction des différents paramètres qui les influencent.

- Le débit d'alimentation est l'un des trois principaux facteurs qui influencent l'efficacité du décanteur secondaire.

Effets-chocs:

- Les chocs qualitatifs sont susceptibles de provoquer l'enlèvement séquentiel des substrats. L'importance de ce phénomène est fonction du type de substrat en présence et de l'âge des cellules.

- Les chocs toxiques peuvent inhiber partiellement ou complètement les processus biologiques responsables de l'épuration des eaux.

- Les réacteurs biologiques peuvent s'accommoder d'une augmentation de substrat dans l'affluent de 200 pour cent avec peu ou pas de perte de substrat à l'effluent pendant la période transitoire.

- Les systèmes de boues activées ayant un temps de résidence hydraulique de huit heures peuvent supporter des augmentations ou des diminutions de débit de 100 pour cent sans que la qualité de l'effluent ne soit significativement affectée.

L'étude du cas pratique, basée sur des données recueillies lors de la campagne de caractérisation des eaux usées de la communauté urbaine de Québec entre le 6 et le 22 juin 1985, mène aux conclusions suivantes:

- Des augmentations de débit (jusqu'à deux fois le débit moyen de temps sec) ainsi que des concentrations de matières solides en suspension et de métaux avant décantation sont associées aux événements pluvieux analysés.

- Des augmentations de la charge de matière organique avant décantation sont aussi, généralement, enregistrées pendant les pluies.

- Considérant la partie décantable des composants des eaux usées en temps de pluie, le décanteur primaire permet une atténuation importante et souvent totale des variations de concentration des matières en suspension et de la matière organique.

- Les eaux de ruissellement contiennent des concentrations suffisantes de phosphore et d'azote pour que ces éléments ne deviennent pas des facteurs limitatifs de la croissance des bactéries.

- Les concentrations de cuivre et de zinc mesurées en temps de pluie sont inférieures aux concentrations pouvant avoir un effet inhibiteur sur des boues activées. La concentration moyenne de plomb enregistrée est par contre supérieure à la valeur pouvant influencer le système de traitement.

- Bien que les données disponibles ne permettent qu'une analyse partielle du choc qualitatif produit par l'arrivée des eaux de ruissellement urbain, celui-ci ne devrait pas perturber significativement le fonctionnement du réacteur biologique.

- Suite à l'augmentation de débit causée par l'arrivée du ruissellement, le système biologique devrait subir une certaine période de perturbation puis atteindre un nouvel équilibre et retrouver sensiblement son efficacité antérieure. Lors de la diminution de débit, le système

devrait tendre vers un nouvel état d'équilibre sans que son efficacité ne soit modifiée significativement.

Ainsi, l'analyse qualitative réalisée dans ce travail indique que les variations de débit et de la quantité des matières en suspension, de matière organique et d'éléments nutritifs, enregistrées dans le réseau unitaire d'une partie du territoire de la communauté urbaine de Québec, suite aux événements pluvieux survenus entre le 6 et le 22 juin 1985, n'auraient pas provoqué de changement dramatique dans le fonctionnement d'une chaîne de traitement. La même conclusion s'applique pour l'augmentation de concentration de cuivre et de zinc, mais de plus amples recherches sont nécessaires sur l'influence de la hausse de la concentration de plomb ainsi que sur le choc qualitatif.

RECOMMANDATIONS

RECOMMANDATIONS

Le choix des données pour l'étude du cas pratique a été compliqué par le fait qu'aucune source fiable disponible ne comportait une gamme complète d'analyses incluant les concentrations de métaux. Lors de futures campagnes de caractérisation, un soin particulier devrait être porté au choix des paramètres à analyser (avant et après décantation) afin de générer des informations et des banques de données complètes.

La revue de la littérature et l'analyse du cas pratique ont permis d'identifier des domaines de recherche nécessitant une plus grande attention de la part de la communauté scientifique. Ce sont:

- Une étude plus approfondie des répercussions des chocs hydrauliques à travers les différentes composantes d'une chaîne de traitement permettrait une conception plus éclairée en vue d'une atténuation de l'onde de choc.

- Les effets du choc hydraulique sur l'ensemble réacteur-décanteur n'ont peu ou pas été étudiés. Cependant, ces connaissances sont d'un grand intérêt pour définir d'une façon globale les réactions d'une chaîne de traitement aux augmentations de débit.

- Les résultats concernant les concentrations ayant des effets inhibiteurs sur un système biologique sont pour la plupart rapportés de façon peu rigoureuse et il existe des différences importantes entre les diverses sources. Des études réalisées de façon systématique et précise sont requises pour clarifier et uniformiser ces données.

- L'impact résultant de concentrations supérieures à celles ayant des effets inhibiteurs devrait être étudié pour mieux caractériser les niveaux de toxicité des métaux associés aux eaux de ruissellement urbain.

- L'étude des variations de composition de substrat pendant les pluies permettrait de déterminer si un choc qualitatif accompagne l'arrivée des eaux de ruissellement urbain à la station d'épuration. Si tel est le cas, d'autres études devraient être menées pour identifier les différents mécanismes en jeu et les effets concrets sur l'efficacité d'enlèvement de la matière organique.

- Des recherches sont nécessaires afin d'adapter les connaissances acquises sur les effets-chocs (qualitatif-toxique-quantitatif) aux conditions qui prévalent au Québec, surtout en ce qui a trait au caractère dilué de ces eaux usées.

Finalement, dans ce travail, les effets du ruissellement urbain ont été examinés de façon qualitative. La prochaine étape réside dans la vérification de ces résultats sur un modèle réduit de laboratoire (type usine-pilote). Par la suite, une étude à l'échelle réelle devrait être envisagée afin de corroborer les résultats précédents.

L'ensemble de ces informations auront des applications autant pour les eaux d'origine urbaine, qu'industrielle. Elles permettront de dimensionner et de concevoir des installations plus aptes à résister aux effets-chocs et contribueront à une gestion plus efficace des eaux usées. Un pas de plus sera alors réalisé vers le contrôle de la pollution.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

ADAMS, C.E. (Jr) & ECKENFELDER, W.W. (Jr) (1970). Response of activated sludge to organic transient loadings. Journal Sanitary Engineering Division, Proceedings American Society of Civil Engineers, 96: 333-352.

AIBA, S., NAGAI, S., NISHIZAWA, Y. & ONODERA, J. (1967). Energetic and nucleic analyses of a chemostatic culture of Azotobacter Vinelandii. Journal General Applied Microbiology, 3: 78-83.

AIREAUTEC-SOHIER (1985). Caractérisation des eaux usées de la Communauté urbaine de Québec, volumes I (325 pages), II (540 pages) et III (16 annexes). (Pour la Communauté urbaine de Québec dans le cadre du programme d'assainissement des eaux du Québec.)

ANDREWS, J.F. (1974). Review paper. Dynamic models and control strategies for wastewater treatment processes. Water Research, 8: 261-289.

ANDREWS, G.F. & TIEN, C. (1977). New approach to bacterial kinetics in wastewater. Journal Environmental Engineering Division, American Society of Civil Engineers, 103: 1057-1074.

ANTHONY, R.M. & BREIMHURST, L.H. (1981). Determining maximum influent concentrations of priority pollutants for treatment plants. Journal Water Pollution Control Federation, 53(10): 1457-1468.

BÉLAND, Y. (1984). Design d'un bioréacteur à boues activées basé sur les bilans de masses en matières volatiles en suspension (MVS) et en matières en suspension (MES). Sciences et Techniques de l'eau, 17(4): 341-351.

BENEFIELD, L.D. & RANDALL, C.W. (1977). Evaluation of a comprehensive kinetic model for the activated sludge process. Journal Water Pollution Control Federation, 49(7): 1636-1641.

BENEFIELD, L.D. & RANDALL, C.W. (1980). Biological process design for wastewater treatment. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J. 0732, 526 pages.

BISOGNI, J.J. & LAWRENCE, A.W. (1971). Relationships between biological solids retention time and settling characteristics of activated sludge. Water Research, 5: 753-763.

BRETT, R.W.J., KERMODE, R.I. & BURRUS, B.B. (1973). Feed forward control of an activated sludge process. Water Research, 7: 525-535.

BUSBY, J.B. & ANDREWS, J.F. (1975). Dynamic modeling and control strategies for the activated sludge process. Journal Water Pollution Control Federation, 47(5): 1055-1080.

CHAPMAN, D.T. (1983). The influence of process variables on secondary clarification. Journal Water Pollution Control Federation, 55(12); 1425-1434.

CHAPMAN, D.T. (1984). Optimizing suspended solids removal in the activated sludge process, presented at the 36th Annual Conference of the Western Canada Water and Sewage Conference, Regina, Saskatchewan, September, 16 pages.

CHAPMAN, D.T. (1985). Final settler performance during transient loading. Journal Water Pollution Control Federation, 57(3): 227-234.

CLARK, J.W., VIESSMAN, W. (Jr) & HAMMER, M.J. (1977). Water supply and pollution control. Harper Row Publishers, New-York, 857 pages.

CLIFFT, R.C. & ANDREWS, J.F. (1981). Predicting the dynamics of oxygen utilization in the activated sludge process. Journal Water Pollution Control Federation, 53(7): 1219-1232.

COTTINET, D., COUILLARD, D., DARTOIS, J., DEMARD, H. & MASCOLO, D. (1975). Réseaux de collecte des eaux usées, Tome 1: Méthodologie. INRS-Eau, rapport scientifique no 59 (Pour les Services de Protection de l'Environnement, Québec, et l'Office de développement de l'Est du Québec), 241 pages.

COUILLARD, D., CROTEAU, G. & COUTURE, P. (1980). Évaluation du potentiel de toxicité des eaux de ruissellement urbain et des eaux usées de temps sec; par des analyses physico-chimiques et par des bioessais. INRS-Eau, rapport scientifique no 119, 301 pages.

COUILLARD, D. (1984). Processus de traitement et d'assainissement des eaux. Notes de cours de l'unité Eau-7243, INRS-Eau, Université du Québec, 101 pages.

COUILLARD, D. (1985). Origines et caractéristiques des eaux usées. Notes de cours de l'unité Eau-7243.1, INRS-Eau, Université du Québec 83 pages.

COUILLARD, D. (1985a). Traitements primaires des eaux usées. Notes de cours de l'unité Eau-7243.3, INRS-Eau, Université du Québec, 234 pages.

COUILLARD, D. (1985b). Traitements secondaires biologiques des eaux usées. Notes de cours de l'unité Eau-7243.4, INRS-Eau, Université du Québec, Québec, 130 pages.

DICK, R.I. (1970). Role of activated sludge final settling tanks. Journal Sanitary Engineering Division, Proceedings American Society of Civil Engineers, 96(2): 423-436.

DICK, R.I. & VESILIND, P.A. (1969). The sludge volume index what is it. Journal Water Pollution Control Federation, 41(7): 1285-1291.

DUGGAN, J.B. & CLEASBY, J.L. (1976). Effect of variable loading on oxygen uptake. Journal Water Pollution Control Federation, 48(3): 540-550.

ECKENFELDER, W.W. (Jr) & O'CONNOR, D.J. (1955). The aerobic treatment of organic wastes. Proceedings 9th Industrial Waste Conference, Purdue University, Lafayette, Indiana: 512.

ECKENFELDER, W.W. (Jr) (1980). Principles of water quality management. CBI Publishing Company Inc., Boston, Mass., 717 pages.

ECKHOFF, D.W. & JENKINS, D. (1966). Transients loading effects in the activated sludge process, Advances in Water Pollution Research Proceedings. 3rd International Conference on Water Pollution Research, Section 2, Paper 14, Munich, Germany.

ENVIRONNEMENT CANADA (1981). Conception et sélection de petits systèmes d'épuration des eaux usées, Rapport EPS 3-WP-80-3F, Direction générale de la lutte contre la pollution des eaux, Service de la protection de l'environnement, Environnement Canada, 325 pages.

FIELD, R. & STRUZESKI, E.J. (1972). Management and control of combined sewer overflows. Journal Water Pollution Control Federation, 44(7): 1393-1415.

FIELD, R. (1985). Urban runoff: Pollution sources, control and treatment. Water Resources Bulletin, 21(2): 197-206.

GARRETT, M.T. & SAWYER, C.N. (1952). Kinetics of removal of soluble BOD by activated sludge. Proceedings 7th Industrial Waste Conference, Purdue University, Lafayette, Indiana: 51-77.

GAUDY, A.F. (Jr) & ENGELBRECHT, R.S. (1961). Quantitative and qualitative shock loading of activated sludge systems. Journal Water Pollution Control Federation, 33(8): 800-816.

GAUDY, A.F. (Jr) & TURNER, B.G. (1964). Effect of airflow rate on response of activated sludge to quantitative shock loading. Journal Water Pollution Control Federation, 36(6): 767.

GAUDY, A.F. (Jr) & GAUDY, E.T. (1966). Microbiology of waste waters. Annual Review Microbiology, 20: 319-336.

GAUDY, A.F. (Jr), RAMANATHAN, M. & RAO, B.S. (1967). Kinetic behavior of heterogeneous populations in completely mixed reactors. Biotechnology and Bioengineering, 9: 387-411.

GAUDY, A.F. (Jr) & GAUDY, E.T. (1971). Biological concepts for design and operation of the activated sludge process. Project Report for the Water Quality Office. Environmental Protection Agency. 17090FQJ 09171.

GAUDY, A.F. (Jr) & RAMANATHAN, M. (1971). Variability in cell yield for heterogeneous microbial populations of sewage origin grown on glucose. Biotechnology and Bioengineering, 13: 113-123.

GAUDY, A.F. (Jr) & KINCANNON, D.F. (1977). Functional design of activated sludge processes, Water Sewage Works, 124(9): 76-81.

GAUDY, A.F. (Jr), SRINIVASARAGHAVAN, R. & SALEH, M. (1977). Conceptual model for design and operation of activated sludge process. Journal Environmental Engineering Division, American Society of Civil Engineers, 103(1): 71-85.

GAUDY, A.F. (Jr) & MANICKAM, T.S. (1978). Some effects of influent COD on effluent COD. Proceedings National Conference on Environmental Engineering, American Society of Civil Engineers: 397-404.

GEORGE, T.K. & GAUDY, A.F. (Jr) (1973). Response of completely mixed systems to hydraulic shock loads. Journal Environmental Engineering Division, American Society of Civil Engineers, 99: 593-606.

GILLEY, J.W. & BUNGAY, H.R. (1967). Oscillatory growth rate responses of S. cerevisiae in continuous culture. Biotechnology and Bioengineering, 9: 617-622.

GILLEY, J.W. & BUNGAY, H.R. (1968). Frequency response analysis of dilution rate effects on yeast growth. Biotechnology and Bioengineering, 10: 99-103.

GOODMAN, B.L. & ENGLANDE, A.J. (Jr) (1974). A unified model of the activated sludge process. Journal Water Pollution Control Federation, 46(2): 312-332.

GRADY, C.P.L. (Jr) (1971). A theoretical study of activated sludge transient response. Proceedings 26th Industrial Waste Conference, Purdue University, Lafayette, Indiana: 318-335.

GRADY, C.P.L. (Jr) & WILLIAMS, D.R. (1975). Effects of influent substrate concentration on the kinetics of natural microbial populations in continuous culture. Water Research, 9: 171-180.

GRADY, C.P.L. (Jr) & LIM, H.C. (1980). Biological wastewater treatment, theory and applications. Pollution Engineering and Technology /12, Marcel Dekker Inc., New-York, 963 pages.

GRAU, P., SUTTON, P.M., HENZE, M., ELMALEH, S., GRADY, C.P., GUJER, W. & KOLLER, J. (1982). Recommanded notation for use in the description of biological wastewater treatment processes. Water Research, 16: 1501-1505.

HEINKE, G.W., QAZI, M.A. & TAY, A. (1977). Design and performance criteria for settling tanks for the removal of physical-chemical flocs-Volume II, Research Report No. 56, Canada-Ontario Agreement on Great Lakes Water Quality, Ottawa and Toronto, 115 pages.

HEMAIN, J.C. (1979). Étude bibliographique des modèles de qualité des eaux drainées par les réseaux d'assainissement urbain. Ministère de l'Environnement et de cadre de vie, Paris, France, 246 pages.

HERBERT, D. (1961). A theoretical analysis of continuous culture systems. Society Chemical Industries, Monograph 12: 21-53.

JAMES, A. (1982). Some perspectives in the modelling of biological treatment of wastewaters. Water Sciences Technology, 14: 227-240.

KLEMETSON, S.L. (1985). Factors affecting stream transport of combined sewer overflow sediments. Journal Water Pollution Control Federation, 57(5): 390-397.

KOMOLRIT, K. & GAUDY, A.F. (Jr) (1966a). Biochemical response of continuous-flow activated sludge processes to qualitative shock loadings. Journal Water Pollution Control Federation, 38(1): 85-101.

KOMOLRIT, K. & GAUDY, A.F. (Jr) (1966b). Substrate interaction during shock loadings to biological treatment processes. Journal Water Pollution Control Federation, 38: 1259-1272.

KRISHNAN, P. & GAUDY A.F. (Jr) (1965). Studies on the response of activated sludge to shock-loadings. Biotechnology and Bioengineering, 7: 455-470.

KRISHNAN, P. & GAUDY, A.F. (Jr) (1976). Response of activated sludge to quantitative shock loading. Journal Water Pollution Control Federation, 48(5): 906-919.

KUNZ, R.G. & LANDIS, J.G. (1976). Considerations in biological treatability studies for industrial wastewaters. Proceedings of the 31st Industrial Waste Conference, Purdue University, Lafayette, Indiana: 1080-1089.

LAVALLÉE, P. (1980). Les impacts sur les eaux réceptrices de la pollution diffuse urbaine. Mémoire de maîtrise. Université du Québec, INRS-Eau, 107 pages.

LAVALLÉE, P. & LESSARD, P. (1984). Importance de la contamination des débordements de réseau unitaire. Sciences et techniques de l'eau, 17(4): 353-357.

LAVALLÉE, P., LESSARD, P. & VILLENEUVE, J.P. (1984). Water quality variations in running waters due to combined sewer overflowing. Evaluation of negative influence, Third International Conference of Urban Storm Drainage, Göteborg, Suède, 3: 761-770.

LAVALLÉE, P. (1986). Service de l'assainissement urbain, ministère de l'Environnement du Québec, communication personnelle.

LAWRENCE, A.W. & McCARTY, P.L. (1970). Unified basis for biological treatment design and operation. Journal Sanitary Engineering Division, Proceedings American Society of Civil Engineers, 96(3): 757-778.

LESSARD, P. & LAVALLÉE, P. (1985). Caractérisation des eaux usées de débordements de réseau unitaire. Canadian Journal of Civil Engineering, 12: 527-537.

MANICKAM, T.S. & GAUDY, A.F. (Jr) (1979a). Studies on the relationship between feed COD and effluent COD during treatment by activated sludge processes. Proceedings of the 34th Industrial Waste Conference, Purdue University, Lafayette, Indiana: 854-866.

MANICKAM, T.S. & GAUDY, A.F. (Jr) (1979b). Qualitative-quantitative shock of activated sludge. Journal Water Pollution Control Federation, 51(8): 2033-2042.

MANICKAM. T.S. & GAUDY, A.F. (Jr) (1985). Comparison of activated sludge response to quantitative, hydraulic, and combined shock for the same increases in mass loading. Journal Water Pollution Control Federation, 57(3): 241-252.

MATELES, R.I., RYU, D.Y. & YASUDI, T. (1965). Measurement of unsteady state growth rates of micro-organisms. Nature, 208: 263-265.

MAYSTRE, Y. & PETITCLERC, P.H. (1977). Notes de cours de 2e cycle: 2a Réseaux d'égouts, Institut du génie de l'environnement, École Polytechnique de Lausanne.

McKINNEY, R.E. (1962). Mathematics of complete-mixing activated sludge. Journal Sanitary Engineering Division, Proceedings American Society of Civil Engineers, 88(3): 87-113.

McLELLAN, J.C. & BUSCH, A.W. (1969). Hydraulic and process aspects of reactor design II - Response to variations. Proceedings of the 24th Industrial Waste Conference, Purdue University, Lafayette, Indiana: 493-506.

METCALF & EDDY INC. (1972). Wastewater engineering: collection, treatment and disposal. McGraw-Hill Inc., New-York, N.Y., 782 pages.

MONOD, J. (1949). The growth of bacterial cultures. Annual Review of Microbiology, 3: 371-394.

MONOD, J. (1950). La technique de culture continue: théorie et applications. Annales de l'Institut Pasteur, 79: 390-410.

MOSER, H. (1958). The dynamics of bacterial populations maintained in the chemostat. Carnegie Institute, Washington, Publication no 614.

NELSON, P.O., CHUNG, A.K. & HUDSON, M.C. (1981). Factors affecting the fate of heavy metals in the activated sludge process. Journal Water Pollution Control Federation, 53(8): 1323-1333.

NEILSEN, J.S. & HRUDEY, S.E. (1983). Metal loadings and removal at a municipal activated sludge plant. Water Research, 17(9): 1041-1052.

NIKU, S. & SCHROEDER, E.D. (1981). Factors affecting effluent variability from activated sludge processes. Journal Water Pollution Control Federation, 53(5): 546-559.

OLSSON, G. & STEPHENSON, J.P. (1984). The propagation of hydraulic disturbances and flow rate reconstruction in activated sludge plants, presented at the 2nd IAWPRC Instrumentation and Control Workshop, Florence, Italy, september.

OLSSON, G., STEPHENSON, J. & CHAPMAN, D. (1985). Hydraulic shocks and their impact on secondary settler performance, presented at the 57th Annual Conference, Water Pollution Control Federation, New Orleans, Louisiana, 30 september - 4 october.

OTT, C.R. and BOGAN, R.H. (1971). Theoretical analysis of activated sludge dynamics. Journal Sanitary Engineering Division, Proceedings American Society of Civil Engineers, 97(1): 1-17.

PALM, J.C., JENKINS, D. & PARKER, D.S. (1980). Relationship between organic loading, dissolved oxygen concentration and sludge settleability in the completely mixed activated sludge process. Journal Water Pollution Control Federation, 52(10): 2484-2506.

PATTERSON, J.W. & KODUKULA, P.S. (1984). Metals distributions in activated sludge systems. Journal Water Pollution Control Federation, 56(5): 432-441.

PEAVY, H.S., ROWE, D.R. & TCHOBANOGLOUS, G. (1985). Environmental engineering, McGraw-Hill Inc., 699 pages.

PEIL, K.M. & GAUDY, A.F. (Jr) (1971). Kinetic constants for aerobic growth of microbial populations selected with various single compounds and with municipal wastes as substrates. Applied Microbiology, 21: 253-256.

PERRAS, J. (1984). Critères de faisabilité pour le traitement biologique du mélange des eaux usées municipales et industrielles. Mémoire de maîtrise, INRS-Eau, Université du Québec, Québec, 135 pages.

PERRET, C.J. (1960). A new kinetic model of a growing bacterial population. Journal of General Microbiology, 22(2): 589-617.

POWELL, E.O. (1967). The growth rate of microorganisms as a function of substrat concentration. Microbial Physiology and Continuous Culture (Edited by Powell E.O. et al.), HMSO, London: 34-55.

RAMALHO, R.S. (1983). Introduction to wastewater treatment processes. Academic Press Inc., 2e Edition, New-York, 580 pages.

RAMANATHAN, M. & GAUDY, A.F. (Jr) (1969). Effect of high substrate concentration and cell feedback on kinetic behavior of heterogeneous populations in completely mixed systems. Biotechnology and Bioengineering, 11: 207-237.

RAMANATHAN, M. & GAUDY, A.F. (Jr) (1971). Steady state model for activated sludge with constant recycle sludge concentration. Biotechnology and Bioengineering, 13: 125-145.

RAMANATHAN, M. & GAUDY, A.F. (Jr) (1972). Sludge yields in aerobic systems. Journal Water Pollution Control Federation, 44(3): 441-450.

RANCHET, J. & PHILIPPE, J.P. (1982). Pollution véhiculée par les eaux de ruissellement en réseau unitaire: le bassin versant de Mantes-la-ville. La technique de l'eau et de l'assainissement, 432: 17-29.

ROQUES, H. (éd.) (1980). Fondements théoriques du traitement biologique des eaux. Technique et Documentation, Paris, 1813 pages.

RUSSELL, L.L., CAIN, C.B. & JENKINS, D.J. (1982). Impact of priority pollutants on publicly owned treated works processes: a litterature review. Proceedings of the 37th Industrial Waste Conference. Purdue University, Lafayette, Indiana: 871-885.

SALEH, N.M. & GAUDY A.F. (Jr) (1978). Shock load response of activated sludge with constant recycle sludge concentration. Journal Water Pollution Control Federation, 49(4): 764-774.

SCHULZE, K.L. (1965). A mathematical model for the activated sludge process developments in industrial microbiology, 7: 258-266.

SELNA, M.W. & SCHROEDER, E.D. (1978). Response of activated sludge processes to organic transients-kinetics. Journal Water Pollution Control Federation, 50(5): 944-956.

SHERRARD, J.H. & SCHROEDER, E.D. (1972). Relationship between the observed cell yield coefficient and mean cell residence time in the completely mixed activated sludge process. Water Research, 6: 1039-1049.

SHERRARD, J.H. & LAWRENCE, A.W. (1973). Design and operation model of activated sludge. Journal Sanitary Engineering Division, Proceedings American Society of Civil Engineers, 99: 773-784.

SHERRARD, J.H. & LAWRENCE, A.W. (1975). Response of activated sludge to step increase in loading. Journal Water Pollution Control Federation, 47(7): 1848-1856.

SRINIVASARAGHAVAN, R. & GAUDY, A.F. (Jr) (1975). Operational performance of an activated sludge process with constant sludge feedback. Journal Water Pollution Control Federation, 47(7): 1946-1960.

STENSTROM, M.K. & ANDREWS, J.F. (1979). Real-time control of activated sludge process. Journal Environmental Engineering Division, American Society of Civil Engineers, 105(2): 245-260.

STORER, F.F. & GAUDY, A.F. (Jr) (1969). Computational analysis of transient response to quantitative shock loadings of heterogeneous populations in

continuous culture. Environmental Science & Technology, 3(3): 143-149.

SUNDSTROM, D.W. & KLEI, H.E. (1979). Wastewater treatment, Prentice-Hall Inc. New-Jersey, 444 pages.

THABARAJ, G.J. & GAUDY, A.F. (Jr) (1969). Effects of dissolved oxygen concentration on the metabolic response of completely mixed activated sludge. Journal Water Pollution Control Federation, 41(8): 322-335.

THERIEN, N. & PERDRIEUX, S. (1981). Dynamics of activated sludge in terms of organic carbon. Journal Water Pollution Control Federation, 53(5): 576-586.

TYAGI, R.D., COUILLARD, D., VILLENEUVE, J.P. & TRAN, F. (1985). Kinetics of heavy metals inhibition in biological treatment process. 35th Canadian Chemical Engineering Conference, Calgary, Alberta, 6-9 octobre 1985, Proceedings: 414-428.

VASICEK, P.R. (1982). Use of a kinetic study to optimize the activated sludge process. Journal Water Pollution Control Federation, 54(8): 1176-1184.

WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION (1977). Manual of practice No 8, Wastewater treatment plant design. Water Pollution Control Federation, Washington, D.C., 550 pages.

WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION (1985). Manuel de pratique no 11, Exploitation des stations d'épuration des eaux usées. Water Pollution Control Federation, Washington, D.C., 526 pages.

WHIPPLE, W. (Jr) & HUNTER, J.V. (1981). Settleability of urban runoff pollution. Journal Water Pollution Control Federation, 53(12): 1726-1731.

YOUNG, T.B. III, BRULEY, D.F. & BUNGAY, H.R. III (1970). A dynamic mathematical model of the chemostat. Biotechnology and Bioengineering, 12: 747-769.

YOUNG, T.B. III & BUNGAY, H.R. III (1973). Dynamic analysis of a microbial process: a system engineering approach. Biotechnology and Bioengineering, 15: 377-393.

APPENDICE

APPENDICE

Quantité de biomasse et de substrat dans le réacteur correspondant à certains régimes permanents.

Hypothèses de départ

S_1 = 80 mg/l

X_5 = 10 000 mg/l

Y = 0.5

μ_{max} = 0.5 h^{-1}

K_s = 100 mg/l

b = 0.06 j^{-1} = 0.0025h^{-1}

α = 0.25

Formules (en régime permanent)

$$\frac{dX}{dt} = \alpha \cdot D \cdot X_5 - (1 + \alpha)\, D \cdot X_2 + \frac{\mu_{max} \cdot S_2 \cdot X_2}{K_s + S_2} - b \cdot X_2 = 0$$

$$\frac{dS}{dt} = D \cdot S_1 - (1 + \alpha)\, D \cdot S_2 - \frac{1}{Y} \cdot \frac{\mu_{max} \cdot S_2 \cdot X_2}{K_s + S_2} = 0$$

$$X_2 = \frac{Y\,(S_1 - (1 + \alpha)\, S_2) + \alpha \cdot X_5}{(1 + \alpha) + \frac{b}{D}}$$

$$S_2 = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a}$$

où $a = \mu_{max} - (1 + \alpha)\, D - b$

$$b = D\,(S_1 - (1 + \alpha)\, K_s) - \frac{\mu_{max}}{1 + \alpha}\left[S_1 + \frac{\alpha \cdot X_5}{Y}\right] + b\left[\frac{S_1}{1 + \alpha} - K_s\right]$$

$$c = K_s \cdot D \cdot S_1 + \frac{b}{1 + \alpha} \cdot K_s \cdot S_1$$

$$\mu = D\left[1 + \alpha - \frac{\alpha \cdot X_5}{X_2} + b\right]$$

A) Pour $D = 0.125\ h^{-1}$

$$a = 0.5\ h^{-1} - (1 + 0.25)\,(0.125\ h^{-1}) - 0.0025\ h^{-1} = 0.3413\ h^{-1}$$

$$b = 0.125\ h^{-1}\,[80\ mg/l - (1 + 0.25)\,(100\ mg/l)] - \frac{0.5\ h^{-1}}{(1 + 0.25)}\left[80\ mg/l + \frac{0.25\,(10\,000\ mg/l)}{0.5}\right] + 0.0025\ h^{-1}\left[\frac{80\ mg/l}{(1 + 0.25)} - 100\ mg/l\right]$$

$$= -2037.7\ mg/l \cdot h$$

$$c = 100\ mg/l\,(0.125\ h^{-1})\,(80\ mg/l) + \frac{0.0025\ h^{-1}}{(1 + 0.25)}\,(100\ mg/l)\,(80\ mg/l)$$

$$= 1016\ mg^2/l^2 \cdot h$$

$$S_2 = \frac{2037.7 \pm \sqrt{(-2037.7)^2 - 4(0.3413)\ (1016)}}{2(0.3413)} = 0.5 \text{ mg/l}$$

$$X_2 = \frac{0.5\ \left[80 \text{ mg/l} - (1 + 0.25)\ (0.5 \text{ mg/l})\right] + 0.25\ (10\ 000 \text{ mg/l})}{(1 + 0.25) + \frac{0.0025 \text{ h}^{-1}}{0.125 \text{ h}^{-1}}}$$

$$= 1999.8 \text{ mg/l}$$

$$\mu = 0.125 \text{ h}^{-1} \left[1 + 0.25 - \frac{0.25\ (10\ 000 \text{ mg/l})}{1999.8 \text{ mg/l}}\right] + 0.0025 \text{ h}^{-1} = 0.0025 \text{ h}^{-1}$$

B) Pour $D = 0.250 \text{ h}^{-1}$

$$a = 0.5 \text{ h}^{-1} - (1 + 0.25)\ (0.250 \text{ h}^{-1}) - 0.0025 \text{h}^{-1} = 0.1850 \text{ h}^{-1}$$

$$b = 0.250 \text{ h}^{-1}\ [80 \text{ mg/l} - (1 + 0.25)\ (100 \text{ mg/l}] - \frac{0.5 \text{ h}^{-1}}{(1 + 0.25)} \left[80 \text{ mg/l} + \frac{0.25\ (10\ 000 \text{ mg/l})}{0.5}\right] + 0.0025 \text{ h}^{-1} \left[\frac{80 \text{ mg/l}}{(1 + 0.25)} - 100 \text{ mg/l}\right]$$

$$= -2043.3 \text{ mg/l} \cdot \text{h}$$

$$c = 100 \text{ mg/l}\ (0.250 \text{ h}^{-1})\ (80 \text{ mg/l}) + \frac{0.0025 \text{ h}^{-1}}{(1 + 0.25)}\ (100 \text{ mg/l})\ (80 \text{ mg/l})$$

$$= 2016 \text{ mg}^2/\text{l}^2 \cdot \text{h}$$

$$S_2 = \frac{2043.3 \pm \sqrt{(-2043.3)^2 - 4(0.1850)\ (2016)}}{2(0.1850)} = 1.0 \text{ mg/l}$$

$$X_2 = \frac{0.5\left[80\ \text{mg/l} - (1 + 0.25)\ (1.0\ \text{mg/l})\right] + 0.25\ (10\ 000\ \text{mg/l})}{(1 + 0.25) + \frac{0.0025\ h^{-1}}{0.250\ h^{-1}}}$$

$$= 2015.4\ \text{mg/l}$$

$$\mu = 0.250\ h^{-1}\left[1 + 0.25 - \frac{0.25\ (10\ 000\ \text{mg/l})}{2015.4\ \text{mg/l}}\right] + 0.0025\ h^{-1} = 0.0049\ h^{-1}$$