

THIBAUD MARUEJOULS

**GESTION INTÉGRÉE DES EAUX USÉES
URBAINES:
CARACTÉRISATION ET MODÉLISATION DU
COMPORTEMENT DES POLLUANTS DANS UN
BASSIN DE RÉTENTION EN RÉSEAU UNITAIRE**

Thèse présentée
à la Faculté des études supérieures et postdoctorales de l'Université Laval
dans le cadre du programme de doctorat en génie des eaux
pour l'obtention du grade de Philosophiæ Doctor (Ph.D.)

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL ET DE GÉNIE DES EAUX
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE GÉNIE
UNIVERSITÉ LAVAL
QUÉBEC

2012

*À Joséphine et Suzanne,
à Quentin, Guilhem, Geneviève et Jean-Paul*

Avant-propos

Cette thèse s'inscrit dans le cadre du projet *retEAU* qui a bénéficié d'un financement par le Fonds Québécois de la Recherche sur la Nature et les Technologies (FQRNT) et la Chaire de Recherche du Canada en Modélisation de la Qualité de l'Eau. Je tiens à souligner l'implication de la Ville de Québec qui nous a permis l'accès aux infrastructures et à leur banque de données.

Mes premiers remerciements s'adressent tout naturellement à mes directeur et co-directeur, Prof. Paul Lessard et Prof. Peter Vanrolleghem, pour m'avoir accordé leur confiance et permis de mener à terme mes travaux.

Paul, ta sagesse et ta disponibilité ont été primordiaux dans la rationalisation de mes questionnements. Te côtoyer durant ces trois années n'a pas seulement été une formation professionnelle d'une grande richesse, mais a aussi été un sincère plaisir à chaque discussion. Peter, le bouillon d'idées intarissable que tu incarnes et ton dynamisme constant sont un exemple pour tout jeune chercheur. La confiance que tu m'as accordé me touche tout particulièrement, car elle n'a pas cessé de grandir au point de continuer notre collaboration au-delà du doctorat. C'est une marque de reconnaissance que je n'oublierai pas.

Je tiens à remercier Prof. Geneviève Pelletier pour son implication dans le projet et les membres du jury qui ont examiné ma thèse pour la pertinence de vos commentaires.

Je souhaite aussi adresser mes remerciements à chaque membre de l'équipe *retEAU* qui ont gardé le moral pendant les longues heures d'échantillonnage et d'analyse, de jour comme de nuit, la semaine comme la fin de semaine. Jeanne, Philippe, Benjamin, Elisabeth, Morgane, Myriam et Guillaume, merci encore. Enfin, un grand merci au membre le plus enthousiaste et énergique de l'équipe *retEAU*, Bastien Wipliez.

Je tiens évidemment à remercier également tous mes collègues du groupe *modelEAU* et du groupe de recherche en génie des eaux pour les échanges scientifiques et l'ambiance excellente de camaraderie qui s'est créée et qui a perduré au travail comme en dehors.

Enfin, merci Esther, ton soutien au quotidien est peut-être le moins visible ici mais certainement le plus important.

Résumé

Si les débordements de réseaux unitaires sont reconnus comme étant un facteur important de l'impact environnemental du traitement des eaux usées urbaines, l'efficacité de l'implantation de bassins de rétention (BR) comme solution n'en demeure pas moins un questionnement. En effet, de plus en plus d'études tendent à prouver que l'impact de la vidange des BR sur l'efficacité de traitement d'une usine, et donc l'impact sur l'environnement, peut être négatif. L'interdisciplinarité et l'échelle géographique et temporelle de la problématique rendent l'appréhension de la problématique difficile par la seule mesure *in situ*. L'intégration de plusieurs modèles du système urbain d'eaux usées se révèle être un outil puissant dans ce contexte. La simulation de différents scénarios amène à mieux anticiper les problèmes liés à la gestion des eaux usées, en temps de pluie comme en temps sec. Par conséquent, les coûts économiques et écologiques associés soit à la mise en place de nouvelles infrastructures, soit à la prise de décision concernant les stratégies de gestion du système, peuvent être optimisés. Il devient ainsi nécessaire de produire des modèles performants décrivant la qualité des eaux tout au long de leur cheminement.

Les données sur le comportement des polluants dans les BR sont peu nombreuses et la caractérisation des eaux retournées à l'usine de traitement est rarement étudiée. Par conséquent, si les connaissances des phénomènes en jeu sont souvent supposées, leur observation reste assez rare. Une partie importante du projet a donc été consacrée à la réalisation d'une campagne d'échantillonnage. Ce type d'échantillonnage s'est révélé être un exercice complexe et très contraignant en raison de l'imprévisibilité des événements orageux. L'objectif de cette campagne était de récolter des données en entrée et en sortie de BR, principalement en ce qui concerne la matière en suspension (MeS), la demande chimique en oxygène (DCO) et la distribution des vitesses de chute (Vs). Les résultats ont montré des dynamiques typiques de vidange révélant une forme en "U" des concentrations en polluants. Cette forme souligne trois phases appelées "*initiale, milieu et finale*" où chacune est caractérisée par une fourchette de concentrations et une distribution de vitesses de chute de particule qui lui est propre. De manière plus générale, il a été observé que plus les concentrations en MeS augmentent, plus la distribution des vitesses de chute est "lourde". Ces données couplées à des mesures en temps sec dans le collecteur et dans un bassin de décantation ont permis de comprendre les phéno-

mènes en jeu, les interactions possibles entre les systèmes, et d'établir une structure solide pour le modèle.

La littérature scientifique contient un grand nombre d'études de modélisation de la qualité de l'eau concernant les procédés de traitement. Cependant, elle est moins riche concernant la description de la qualité des eaux en réseau et assez pauvre concernant la description de la qualité des eaux stockées en réseau ou en BR. Les quelques modèles de BR existants décrivent assez simplement la décantation et la resuspension, qui sont pourtant les phénomènes dominant de ces systèmes. Ces modèles ont rarement été validés avec des données réelles car ces phénomènes sont difficiles à observer et à quantifier.

Le projet de doctorat visait à développer un modèle de BR décrivant le comportement de la MeS et de la DCO à l'effluent d'un BR (retour des eaux à l'usine). Il doit aussi être compatible avec les modèles de boue activées de type ASM de l'*International Water Association*. La description des phénomènes de décantation et de resuspension est basée sur un fractionnement en classes de particules ayant différentes vitesses de chute. Ce fractionnement est directement issu de mesures de terrain réalisées en vue d'observer la variation de la distribution des vitesses de chute. Les effets d'un puits de pompage sur la sédimentation et la resuspension sont aussi décrits. Deux évènements récoltés ont servi à la calibration du modèle et un autre a été utilisé pour sa validation. La validation n'a jamais été réalisée sur un modèle de BR.

L'objectif final du travail de doctorat était qu'il soit intégré dans un système plus global (réseau - usine - rivière). Des stratégies de gestion des vidanges de bassins de rétention ont mis en évidence les interactions entre les différents sous-systèmes en termes de masse de MeS et de masse de classes de particules. En effet, l'étude de l'évolution de la distribution des vitesses de chute des particules le long de la chaîne de l'eau peut être une information utile pour anticiper les problèmes au traitement secondaire. Par exemple, une plus grande fraction de particules ayant une forte vitesse de chute (généralement des particules plus grosses) sortant d'un décanteur primaire peut engendrer : 1) une augmentation du temps d'hydrolyse des particules dans un système par boues activées ; ou 2) un plus grand risque de colmatage des biofiltres. Une meilleure compréhension de ces interactions peut permettre la mise en place de règles d'opération et de contrôle plus efficaces pour diminuer l'impact des rejets d'eaux usées sur l'environnement.

Abstract

Combined Sewer Overflows (CSOs) are known to contribute considerably to the environmental impact of the urban wastewater system. However, the efficient implementation of retention tanks (RT) to mitigate such pollution remains a challenge. Indeed, a growing number of studies tend to prove that RT emptying has a negative impact on the wastewater treatment plant (WWTP) performance, and hence on the environment. Studying this question uniquely by way of *in situ* measurements can be difficult due to its multidisciplinary nature, and the large spatial and time scales of the issue. In this context, the integration of several models describing the urban wastewater system offers a powerful tool. Scenario simulations can lead to a better understanding and prediction of the effects of wastewater management options, under both dry and wet weather conditions. Thus, economical and ecological costs due either to the development of new infrastructure or to decision-making about system management can be optimized. The need is therefore identified to produce efficient models that are able to describe water quality all along the course of wastewater in the urban wastewater system.

Little data exist on the pollutant behaviour in RTs and the wastewater returned to the WWTP is poorly studied. As a consequence, the RT-behaviour is often more assumed than observed. An important part of this PhD study has thus focused on performing a sampling campaign to characterize these phenomena. This field work was a difficult exercise since the occurrence of storm events is hardly predictable. The goals of the sampling campaign were to harvest data at the inlet and the outlet of the RT, mainly for Total Suspended Solids (TSS), Chemical Oxygen Demand (COD) and settling velocity (V_s) distributions, the latter using the ViCAs batch settling test. The results have shown typical dynamics during emptying revealing a “U” shape of pollutant concentrations. This shape underlines three phases called : initial, middle and final, where each phase is characterized by a specific range of TSS and COD concentrations and a specific settling velocity distribution. In general, it was observed that higher concentrations correspond with a so-called heavy settling velocity distribution, i.e. with a higher mass fraction with higher settling velocities. These data coupled with measurements carried out for a collector and for a Primary Clarifier allowed a better understanding of the involved phenomena and the interactions between the subsystems of the urban wastewater system, and building a solid model framework.

The scientific literature contains a large number of wastewater quality modelling studies concerning treatment processes. However, it is not as rich regarding the description of the evolution of the quality of the wastewater stored in sewers or in RTs. Only few RT models exist describing quite simply the settling and resuspension of particles, which are the dominant processes of the system. Moreover, these models are rarely validated against field data since the involved phenomena are difficult to observe and quantify.

The PhD project aimed at developing an RT model describing TSS and COD behaviour at the RT's outlet (the wastewater sent to the WWTP). The model also had to be compatible with the activated sludge models (ASMs) of the International Water Association (IWA). The description of the settling and resuspension phenomena is based on a fractionation of solids in different particle classes which are characterized by specific settling velocities. This fractionation is the result of in situ measurement of the variation of the settling velocity distribution. Since the RT studied is emptied by pumping, the resulting effects on settling and resuspension also had to be described. Two observed events were used for model calibration and another was used for validation. This validation had never been done for an RT model.

The final objective of the PhD study was to integrate the model in a more global model of the system (sewer - WWTP - river). RT emptying strategies were set to highlight interactions between sub-systems in terms of TSS and particle class distribution. Indeed, studying the fate of particle settling velocity distribution along the water course can be useful to anticipate problems in secondary treatment processes. For example, a higher fraction of particles with higher settling velocity (typically larger particles) leaving a primary clarifier can lead to : 1) an increase in the necessary time for hydrolysis in activated sludge systems ; or 2) a higher risk of biofilter fouling. A better understanding of these interactions can result in proposals for improved management and control rules that aim at decreasing the impact of wastewater treatment on the environment.

Table des matières

Avant-propos	iii
Résumé	iv
Abstract	vi
Table des matières	xii
Liste des figures	xvii
Liste des tableaux	xx
1 Introduction	1
1.1 Contenu et articulation de la thèse	7
1.2 Communications scientifiques	8
2 Revue de littérature	11
2.1 Réseau unitaire	13
2.2 Hydraulique en réseau unitaire	15
2.2.1 Temps sec	15
2.2.2 Temps de pluie	16
2.3 Qualité des eaux unitaires	17
2.3.1 Premier flot d'orage	18
2.3.2 Polluants particuliers et vitesses de chute	20
2.3.3 Demande chimique en oxygène (DCO) et fractionnement	26
2.3.4 Autres polluants	28
2.4 Gestion des rejets urbains en temps de pluie (RUTP)	29
2.4.1 Stockage des eaux en réseau	32
2.4.2 Qualité des eaux de vidange de bassins de rétention	34
2.4.3 Impact des vidanges de bassins de rétention sur l'usine de traitement	37
2.4.4 Vitesses de chute des particules en bassins de rétention	38
2.5 Modélisation intégrée	39
2.5.1 Qu'est-ce que la modélisation intégrée ?	39
2.5.2 Modélisation du sous-système réseau d'assainissement en vue de son intégration avec les autres sous-systèmes	41
2.5.3 Exemples	48
2.5.4 Les défis de la modélisation intégrée	53
2.5.5 Modélisation des phénomènes en jeu dans un bassin de rétention	55
2.6 Modèles de bassins de rétention	59
2.6.1 Modèles physiques	59

2.6.2	Computational Fluid Dynamics (CFD)	66
3	Problématique et objectifs	69
3.1	Problématique	71
3.2	Définition des objectifs	73
4	Matériel et méthodes	77
4.1	Site d'étude : bassin de rétention	79
4.1.1	Localisation et caractéristiques	79
4.1.2	Fonctionnement du bassin de rétention et points d'échantillonnage	81
4.1.3	Cellules de nettoyage	82
4.1.4	Système de mesure des niveaux d'eau	83
4.1.5	Protocole d'échantillonnage	85
4.2	Analyses en laboratoire	90
4.2.1	MeS, MVeS, DCO totale et azote ammoniacal	90
4.2.2	Vitesses de chute des particules	91
4.2.3	Fractionnement de la DCO	92
4.3	Site d'étude : traitement par décantation primaire	93
4.4	Environnement de modélisation	93
5	Characterisation of retention tank water quality: particle settling velocity distribution and retention time	95
5.1	Introduction	98
5.2	Material and methods	100
5.2.1	Case study	100
5.2.2	Sampling campaigns	101
5.2.3	Laboratory analyses	101
5.2.4	Event Mean Concentration (EMC)	102
5.3	Results and discussion	102
5.3.1	Rainfall characteristics	102
5.3.2	Water quality	103
5.4	Retention time impact on settling efficiency	111
5.5	Conclusion	113
6	Characterisation of the potential impact of retention tank emptying on wastewater primary treatment: a new element for CSO management	115
6.1	Introduction	119
6.2	Methodology	121
6.2.1	Watershed characteristics	122
6.2.2	Tank operation	122
6.2.3	Sampling campaign	123
6.2.4	Laboratory analyses	124
6.2.5	Flux calculation	124
6.3	Results and discussion	125
6.3.1	Rain event characteristics	125
6.3.2	Water quality: dry weather	125

6.3.3	Water quality: tank emptying	127
6.4	Conclusion	130
7	A phenomenological retention tank model using settling velocity distributions	133
7.1	Introduction	136
7.2	Materials and methods	138
7.2.1	Measurement campaign	138
7.2.2	Lessard and Beck (1991), original model	141
7.3	Results and discussion	143
7.3.1	Lessard and Beck model implementation	143
7.3.2	Lessard and Beck simulation using full-scale data	143
7.3.3	Model upgrade	145
7.3.4	Simulation results and discussion	152
7.4	Conclusion	155
8	Urban stormwater management: calibration and validation of an off-line retention tank dynamic model for water quality	157
8.1	Introduction	160
8.2	Material and methods	162
8.2.1	Data	162
8.2.2	Retention tank model	162
8.2.3	Calibration method	164
8.3	Results and discussion	167
8.3.1	Calibration	167
8.3.2	Validation	171
8.4	Conclusion	172
9	Implantation du modèle de BR dans un système intégré "réseau - STEP" : impact de la vidange de BR sur le traitement primaire	175
9.1	Introduction	178
9.2	Matériel et méthodes	180
9.2.1	Composition du modèle intégré	180
9.2.2	Définition des scénarios	181
9.2.3	Description de chaque modèle du système	182
9.2.4	Intrants du modèle	183
9.2.5	Paramètres du système	184
9.2.6	Un fractionnement dynamique des vitesses de chute	184
9.3	Résultats et discussion	186
9.3.1	Scénario 0 : Validation du modèle intégré basée sur la distribution des vitesses de chute des particules	186
9.3.2	Scénarios TP : Pollutographes simulés	188
9.3.3	Scénarios TP : Répartition des charges	189
9.4	Conclusion	194

10 Conclusion générale	195
10.1 Bilan et conclusions	197
10.1.1 Caractérisation	197
10.1.2 Modélisation	199
10.2 Perspectives	201
10.2.1 Quelles améliorations possibles?	201
10.2.2 Et après?	203
Bibliographie	205
Annexes	227
Annexe A Pollutographes	229
Annexe B Essais ViCAs	256
Annexe C Récapitulatif des échantillons récoltés	272
Annexe D Courbes de corrélation	277
Annexe E Correction du débit mesuré au déversoir	280
Annexe F Résultats des tests de respirométrie	284
Annexe G Protocole ViCAs	289
Annexe H Protocole de respirométrie	309

Liste des figures

2.1	Schéma conceptuel d'un réseau unitaire. (Butler et Davies, 2011)	14
2.2	Débit observé en réseau unitaire à l'entrée de l'usine de traitement Norwich, Royaume-Uni (Lessard, 1989).	15
2.3	Courbes de premier flot d'orage. Rapport d'accumulation du volume par rapport à l'accumulation de la masse de polluant. Le critère défini par Bertrand-Krajewski <i>et al.</i> (1998) est aussi représenté.	19
2.4	Courbes de vitesses de chute obtenues sur un même échantillon pour trois protocoles différents (Lucas-Aiguier <i>et al.</i> , 1998).	24
2.5	Courbes de vitesses de chute (en cm/s) (Chebbo <i>et al.</i> , 2003).	24
2.6	Courbes de vitesses de chute comparant trois études réalisées en réseau unitaire (Michelbach et Weiß, 1996 (noté M & W sur la figure); Tyack <i>et al.</i> , 1996; Boxall <i>et al.</i> , 2007). <i>Low</i> , <i>mid</i> et <i>high</i> illustrent les courbes minimales, moyennes et élevées de chaque étude (extrait de Boxall <i>et al.</i> , 2007).	25
2.7	Échelle de temps et d'espace pour les impacts sur le milieu récepteur (tiré de Butler et Davies, 2011).	30
2.8	Schémas des deux types de bassins existants.	33
2.9	Pollutographe de MeS échantillonnées au niveau de la canalisation de débordement (<i>surplus flow</i>) et de la sortie vers l'usine de traitement d'un bassin de rétention en-ligne (<i>throttle discharge</i>) (Pecher et Haußmann, 1996).	35
2.10	Hydrographe (en haut) et pollutographe (en bas) d'une vidange de bassin de rétention hors-ligne (Rondeau, 2009).	36
2.11	Courbes de vitesses de chute obtenues sur des échantillons provenant de l'entrée (à gauche) et de la sortie (à droite) d'un bassin de rétention (Michelbach et Weiß, 1996).	39
2.12	Schéma d'un système intégré et des sous-systèmes (adapté de Rauch <i>et al.</i> , 2002)	40
2.13	Schéma conceptuel de réservoirs en séries. <i>R</i> symbolise la recirculation (en m ³ /s) (adapté de Schuetze, 1998).	45
2.14	Concept de la modélisation des transformations en réseau (extrait de la revue de littérature de Rauch <i>et al.</i> , 2002).	49
2.15	États opérationnels du bassin de rétention (Lessard et Beck, 1991).	60
2.16	Comparaison des prévisions de MeS dans le bassin de rétention réalisées avec Lessard et Beck (1991) et avec SQS (extrait de Blanksby <i>et al.</i> , 2003).	63

2.17	Schéma du modèle hydraulique. Les parties a) et b) présentent la variation du volume des couches avec le temps ; c) présente les débits pris en compte pour chaque couche dans le modèle (Vallet, 2011).	65
3.1	Schéma illustrant les interactions entre les objectifs permettant de répondre à la problématique.	73
4.1	Plan des différents bassins versants urbains du réseau Est. Le bassin versant de Saint-Sacrement (U226) est celui sélectionné pour l'étude.	80
4.2	Plan d'occupation des sols et limites du bassin versant urbain de Saint-Sacrement.	81
4.3	Schéma de fonctionnement du couple chambre de contrôle - réservoir.	83
4.4	Photo de déclenchement d'une porte de cellule de nettoyage.	84
4.5	Bras distributeur et bouteilles de stockage de l'échantillonneur <i>SIGMA 900max</i> .	86
4.6	Installation du point d'échantillonnage en entrée de bassin, situé à l'aval du déversoir.	87
4.7	Image radar donnée par le site météo du Gouvernement du Canada, Environnement Canada.	89
4.8	Instrumentation composant le ViCAs.	91
5.1	Event pollutographs at the tank inlet for the events of: (a) July 27 th 2009; (b) July 18 th 2009; (c) September 27 th 2009; and (d) June 28 th 2010. Hatched zones represent the volume fraction identified as the first flush effect (TSS > 100 g/m ³).	106
5.2	ViCAs curves from various events collected within: (a) the "wash-off"; and (b) the "dilution" period. In parenthesis, the TSS concentrations for each sample in g/m ³ . The grey color gradient reflects the TSS concentrations (dark = high concentrations).	107
5.3	Event pollutographs at the tank outlet for the events of: (a) July 27 th 2009; (b) July 18 th 2009; (c) September 27 th 2009; and (d) June 28 th 2010. Hatched zones represent the volume fractions identified as "initial" and "final" phases.	108
5.4	ViCAs curves from various events collected within: (a) the "initial" (I) and the "final" (F) phases; and (b) the "middle" phase. In parentheses, the TSS concentrations for each sample in g/m ³ . The grey color gradient reflects the TSS concentrations (dark = high concentrations).	111
5.5	Middle phases concentrations as function of retention time for each event: TSS concentration.	112
5.6	Settling efficiency versus retention time for ten events sampled during the 2009 and 2010 summers.	113
6.1	Urban catchments and retention tanks linked to the Quebec City's East WwTP with their respective surfaces. The study case is the retention tank U226.	121
6.2	Schematic of the retention tank (lit-00X means level meter N°X).	123
6.3	Vs distribution curves for dry weather wastewater. "Dark" is the Vs distribution range of wastewaters from the effluent of primary settling. "Pale" is the Vs distribution range of wastewaters from the influent of primary settling.	126
6.4	TSS and COD concentrations at the outlet of the retention tank for different events: a) July 27 th 2009; b) June 6 th 2010.	127

6.5	Vs average curves for emptying waters versus Vs curves for dry weather. Square symbols represent the average of the Vs distributions of particles from water released during the middle of emptying. Triangle symbols represent the average of the Vs distributions of particles from water released at the end and at the beginning of emptying. Dark and pale ranges are the same as in Figure 6.3.	129
7.1	Typical RT inlet pollutograph showing the distinction between the wash-off and dilution periods (July 18th 2009 rain event).	139
7.2	Typical RT outlet pollutograph showing the distinction between the initial, middle and final phases (June 6 th 2010 rain event).	140
7.3	Average Vs distributions associated with inlet waters collected during the wash-off peak or dilution period.	140
7.4	Comparison of results from the Lessard and Beck (1991) model and those obtained after implementation in WEST: (a) hydraulic behaviour; (b) outlet TSS concentration.	143
7.5	Simulation results for the July 27 th , 2009, rainfall event using the original model: (a) hydraulic behaviour; (b) outlet TSS concentration.	144
7.6	Proposed retention tank/pumping well model.	145
7.7	ViCAs Vs distribution fractionation enabling particle class determination: (a) Vs distribution for the wash-off period; (b) Vs distribution for the dilution period.	151
7.8	Simulation results of the July 27 th , 2009 event: (a) pumping well hydraulic behaviour; and (b) outlet TSS concentration.	153
7.9	Simulation results of the September 27 th , 2009 event: (a) pumping well hydraulic behaviour; and (b) outlet TSS concentration.	154
8.1	Fractionation concept of the collected data (input) to the model variables. Variables named “XXX_1,2,3” are subject to sedimentation/resuspension. Hydrolysis reactions occur between “Xs_1,2,3” and “Ss” variables.	163
8.2	RT/PW model conceptual diagram from Maruejols <i>et al.</i> (2012) improved in three ways.	163
8.3	Model parameter calibration steps.	165
8.4	Vs fractionation description for the three classes’ definition. (a) Calibration on one ViCAs average; and (b) Vs distributions used for calibration on two ViCAs averages (“Wash-off” and “Dilution” periods).	166
8.5	Calibration results of the hydrolysis rate.	168
8.6	Calibration results for the July 27 th 2009 event. (a) On the left, the effluent TSS concentration; and (b) on the right, the effluent CODt concentration.	170
8.7	Calibration results for the September 27 th 2009 event. (a) On the left, the effluent TSS concentration; and (b) on the right, the effluent CODt concentration.	170
8.8	Validation results for the July 13 th 2010 event: (a) on the left, TSS effluent concentrations; and (b) on the right, CODt concentrations.	172
9.1	Schéma du système intégré avec les intrants et les points d’échantillonnage de la distribution des vitesses de chute (TS = temps sec, TP = temps de pluie).	181
9.2	Données d’hydraulique et de MeS servant comme entrée du modèle. a) intrants correspondant au temps sec; et b) intrants correspondant au temps de pluie.	184

9.3	Pollutographes simulés à l'effluent du décanteur primaire. Concentrations des trois classes de particules pour le scénario 0 de TS.	186
9.4	Comparaison entre les distributions de vitesses de chute simulées et mesurées en temps sec. Les vitesses de chutes simulées sont observées à 12h durant la simulation.	187
9.5	Pollutographes simulés à l'effluent du décanteur primaire. Concentrations des trois classes de particules pour chacun des quatre scénarios de TP.	189
9.6	Répartition des charges de MeS pour les 4 scénarios. Le débordement total est la somme des 4 rejets directs à l'environnement (voir Figure 9.1). Les masses affichées sont calculées selon l'Équation 9.1.	190
9.7	Profils de distribution des vitesses de chute de la masse nette due au TP à l'effluent du décanteur.	193
10.1	Résultats de concentrations en MeS totale et MeS décantable d'échantillonnages en temps sec (TS) au niveau de la chambre de contrôle du bassin versant de Saint-Sacrement.	230
10.2	Résultats de concentrations en DCO décantable et DCO totale d'échantillonnages en temps sec (TS) au niveau de la chambre de contrôle du bassin versant de Saint-Sacrement.	231
10.3	Pluie du 18 Juillet 2009. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	233
10.4	Pluie du 18 Juillet 2009. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	234
10.5	Pluie du 27 Juillet 2009. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	235
10.6	Pluie du 27 Juillet 2009. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	236
10.7	Vidange de la pluie du 18 Août 2009.	237
10.8	Pluie du 21 Août 2009. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	238
10.9	Pluie du 21 Août 2009. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	239
10.10	Pluie du 27 Septembre 2009. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	240
10.11	Vidange de la pluie du 3 Octobre 2009.	241
10.12	Vidange de la pluie du 7 Octobre 2009.	242
10.13	Vidange de la pluie du 6 Juin 2010.	243
10.14	Pluie du 28 Juin 2010. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	244
10.15	Pluie du 28 Juin 2010. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	245
10.16	Pluie du 9 Juillet 2010. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	246
10.17	Vidange de la pluie du 9 Juillet 2010.	247
10.18	Pluie du 13 Juillet 2010. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	248
10.19	Vidange de la pluie du 13 Juillet 2010.	249
10.20	Pluie du 16 Juillet 2010. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	250
10.21	Pluie du 21 Juillet 2010. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	251
10.22	Pluie du 3 Août 2010. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	252
10.23	Pluie du 6 Septembre 2010. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	253
10.24	Pluie du 6 Septembre 2010. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	254
10.25	Pluie du 13 Septembre 2010. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.	255
10.26	Test de reproductibilité de l'essai ViCAs sur un même échantillon récolté en temps sec à 8h00. Concentration en MeS = 100 g/m ³ et MVeS = 84 g/m ³ . . .	257
10.27	Test de reproductibilité de l'essai ViCAs sur un même échantillon récolté en temps sec à 18h00. Concentration en MeS = 98 g/m ³ et MVeS = 72 g/m ³ . . .	259

10.28	Tests de conservation d'un même échantillon récolté en temps sec à : a) 00h00, et b) 2h00.	260
10.29	Tests de conservation d'un même échantillon récolté en temps sec à 7h00 pour des journées différentes.	261
10.30	Courbe de corrélation entre la MeS et la MeS décantable.	278
10.31	Courbe de corrélation entre la MeS et la MVeS.	279
10.32	Courbes de corrélation entre la MeS et la DCO. La différence entre les deux graphiques est la suppression de deux valeurs de concentration échantillonnées pendant la période des travaux.	279
10.33	Courbe des différents débits (observés, corrigé) pour l'évènement du 18 Juillet.	283
10.34	Courbe du taux de consommation d'oxygène pour la dégradation de la matière organique.	286
10.35	Valeurs de fractionnement de la DCO totale utilisées pour la modélisation.	288

Liste des tableaux

2.1	Pourcentage de la fraction particulaire pour différents polluants (d'après Ashley <i>et al.</i> , 2004).	21
2.2	Concentration Moyenne par Evènement (CME) en MeS et le nombre d'évènements échantillonnés utilisés pour les calculs.	22
2.3	Vitesses de chute médianes mesurées sur des échantillons provenant de réseaux unitaires.	25
2.4	Concentration Moyenne par Evènement (CME) en DCO totale et le nombre d'évènements échantillonnés utilisés pour les calculs.	27
2.5	Flux de MeS mesurés en entrée et en sortie de deux bassins de rétention hors-ligne (Brechenmacher <i>et al.</i> , 1992).	34
2.6	Conditions hydrauliques représentées selon les simplifications des équations de Barré de St Venant (tiré de Butler et Davies, 2011).	43
2.7	Variables utilisées en modélisation de réseaux d'assainissement.	49
4.1	Caractéristiques du bassin versant urbain de Saint-Sacrement.	79
5.1	TSS and CODt EMC values and number of sampled events used for calculations found in the literature compared with the current results.	104
5.2	Inlet and outlet EMC values and maximum concentrations for different events in terms of TSS and CODt.	104
5.3	TSS concentrations, loads and percentages of total mass for the three phases of the emptying.	109
6.1	Rainfall characteristics	126
6.2	TSS concentrations of samples and Vs (m/h) values for the 20 and 80 percentile in particle fractionation.	130
7.1	Vs particle classes chosen for the input of the model	150
7.2	Fractionation method of the influent TSS concentration using 2 different Vs distribution profiles.	152
8.1	Vs fractionation combinations tested: (a) first step on the left, using solely one ViCAs average over the whole event. TSS fractions represents "class 1 - class 2 - class 3". Once the different Vs defined, (b) second step on the right, using the Vs previously defined, the TSS fractions obtained using two ViCAs averages.	169

8.2	Parameter values resulting from calibration. Grey zones indicate parameters that are obtained from laboratory experiments.	169
9.1	Dimensions des infrastructures.	181
9.2	Synthèse des caractéristiques des scénarios.	182
9.3	Valeurs des paramètres pour chaque modèle.	185
9.4	Fractionnement de chaque classe selon la concentration en MeS.	185
10.1	Détail des analyses réalisées pour chaque évènement à l'entrée.	273
10.2	Détail des analyses réalisées pour chaque évènement à la sortie.	274
10.3	Récapitulatif des analyses réalisées pour chaque phase (à l'entrée et à la sortie) de chaque évènement.	275
10.4	Récapitulatif des tests ViCAs réalisés pour chaque phase (à l'entrée et à la sortie) de chaque évènement.	276
10.5	Comparaison entre les volumes mesurés au déversoir et ceux mesurés dans le bassin de rétention (volumes en m ³). Le pourcentage est l'écart entre les deux valeurs.	282
10.6	Mesures initiales de DCO en triplicata.	285
10.7	Paramètres utilisés pour le test et les calculs de respirométrie.	287
10.8	Fractions de la DCO rapidement et lentement biodégradable issus de tests de respirométrie.	287

Chapitre 1

Introduction

En temps sec dans les réseaux unitaires, les eaux sanitaires sont acheminées à la station d'épuration. Si les eaux de ruissellement qui rejoignent le réseau unitaire génèrent une eau dont la qualité est fortement variable, elle est aujourd'hui considérée comme une source importante de pollution en termes de concentrations en matières en suspension (MeS), demande chimique en oxygène (DCO), demande biologique en oxygène (DBO), azote amoniacal (NH_4), phosphore (P), micropolluants, métaux lourds et microorganismes (Geiger, 1986; Howard *et al.*, 1986; Lessard, 1989; Bertrand-Krajewski, 2006; Gromaire-Mertz, 1998; Gromaire-Mertz *et al.*, 1999; Rechenburg *et al.*, 2006). Lors d'évènements pluvieux, la saturation du système d'assainissement engendre un débordement des eaux unitaires qui sont alors rejetées directement au milieu récepteur. L'impact de ces rejets sur la qualité des rivières se décline sous plusieurs formes de dégradation telles des chocs hydrauliques, une altération morpho-dynamique du lit de la rivière, des chocs de diminution d'oxygène, une toxicité due à l'apport d' NH_3 ou encore des phénomènes d'hyper-eutrophisation dus aux apports de nutriments (Chocat *et al.*, 1994). Une étude de Lavallée (1980) met en évidence que les masses de métaux et de solides en suspension évacués annuellement par les structures de débordement sont plus importantes que celles interceptées en temps sec. Aujourd'hui, il est admis que les effluents d'une station d'épuration et les rejets urbains en temps de pluie (RUTP) peuvent contribuer de manière équivalente à la pollution annuelle des milieux récepteurs (Lijklema *et al.*, 1993; Niemann et Orth, 2001; Brombach *et al.*, 2005; Bertrand-Karjewski, 2006).

Différentes approches indépendantes ou couplées existent dans le but de répondre à cette problématique de pollution urbaine, comme par exemple : le stockage des eaux en réseau, l'interception de la fraction la plus polluante en temps de pluie, l'optimisation de la gestion des réseaux par des algorithmes de régulation ou de contrôle en temps réel, ou encore la modélisation. La mise en place de bassins de rétention est aussi largement répandue à travers le monde. Ces infrastructures permettent d'éviter le rejet direct d'une partie des eaux dans le milieu récepteur.

Le critère de dimensionnement pour limiter les rejets de polluants urbains est fonction d'un compromis entre les coûts économiques et environnementaux. Au Québec, la politique est de définir une exigence par rapport à un nombre de débordements maximum à l'environnement. Un débordement est défini par une durée (minimale et maximale) de 24 heures, c'est-à-dire,

dans le cas de plusieurs débordements durant la même journée (de minuit à 23h59), un seul débordement est comptabilisé. Si un seul débordement se termine à 00h01, alors on comptera deux débordements. À titre d'exemple, la ville de Québec a une exigence de débordement de 4 évènements par saison estivale par ouvrage de surverse à la rivière Saint-Charles (soit $50 \text{ m}^3/\text{ha}$ pour le bassin de rétention de Saint Sacrement) et de 2 évènements au fleuve Saint-Laurent. En Allemagne, on retrouve des volumes de bassins de rétention (BR) de 15 à $30 \text{ m}^3/\text{ha}$ où la *German A 128 Guidelines* conseille des taux de débordements de $10 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ (Michelbach et Weiß, 1996), tandis qu'en Italie, Calomino *et al.* (2004) parlent de structures dimensionnées entre 50 et $250 \text{ m}^3/\text{ha}$. Ces différences sont majoritairement dues aux conditions climatiques locales et aux choix de développement. En effet, dans les régions du Sud de l'hémisphère Nord, les orages sont plus brefs et intenses et tendent à saturer les réseaux plus rapidement et plus souvent.

Le bassin de rétention est devenu un élément charnière dans le système d'assainissement des eaux usées urbaines. Il permet de réduire significativement le nombre de débordements en temps de pluie. Cependant, la majorité du temps, la conception et la mise en place de ces aménagements considèrent simplement le critère hydraulique, visant l'écrêtage des pics de débits. Dans certains cas, le rejet des eaux au milieu récepteur est géré par des mesures de turbidité dans le bassin (Aires *et al.*, 2003; Pister *et al.*, 2003). De fait, la question du comportement de la charge polluante n'est que secondaire. L'objectif qui vise la réduction de l'empreinte écologique de l'homme sur les milieux naturels, en augmentant le volume d'eau qui transite par l'usine de traitement, est intrinsèque.

L'impact de la mise en place de ces structures est donc supposé mais rarement évalué. Afin de bien cerner cet impact sur la qualité des eaux au milieu récepteur, il est nécessaire de prendre du recul sur le système de bassin de rétention afin d'estimer les interactions entre les divers systèmes (réseau - traitement - milieu récepteur). La question de la gestion des bassins de rétention se veut dichotomique. Les eaux usées pluviales retenues et préservées d'un débordement en rivière doivent ensuite être retournées vers la station. Ce retour draine un volume et une composition qui lui est propre, pouvant avoir des effets négatifs sur l'usine de traitement. De plus, ce retour s'étale sur une longue période afin de ne pas saturer le système (réseau et usine). Lindholm (1985) s'est posé la question de savoir si les bassins de

rétention représentaient une solution réellement efficace à la problématique de la pollution des milieux naturels en temps de pluie. L'impact sur le rendement de l'usine de traitement des eaux de vidange du bassin pourrait être tel que le bilan global de l'action des bassins de retenue sur l'environnement serait négatif. La question posée est la suivante : les bassins de rétention ont-ils un effet global négatif sur l'environnement ? Cette question est extrêmement complexe du fait des échelles tant spatiale que temporelle auxquelles le problème se pose. Même si différentes études théoriques de modélisation ont été réalisées depuis (Lessard et Beck, 1991 ; Vanrolleghem *et al.*, 1996 ; Lau *et al.*, 2002), la complexité des phénomènes en jeu et la difficulté de l'échantillonnage rendent les études peu nombreuses et rarement exhaustives.

L'évaluation de ces impacts potentiels n'est rendue possible que par la modélisation mathématique. L'intérêt pour le développement d'outils performants est grandissant, abordant toujours plus en profondeur la description des phénomènes physiques, chimiques et biologiques qui régissent le comportement des polluants. De plus en plus, les chercheurs mettent l'accent sur la nécessité d'intégrer ces modèles afin de pouvoir représenter les systèmes globaux. Si beaucoup d'efforts ont été mis dans la description des processus en jeu dans les unités de traitement des eaux, la prise en considération de la qualité de l'eau dans les réseaux d'assainissement est plus récente. De plus, l'hypothèse selon laquelle la considération de simples charges en sortie de stockage en réseau a souvent été considérée comme suffisante par rapport à la reproduction des pollutographes (Rauch *et al.*, 2002). Pourtant, la bonne reproduction des phénomènes en jeu dans une usine de traitement n'est pertinente que si l'affluent de cette usine est décrit de manière réaliste. Or, il est évident que les bassins de rétention agissent comme des unités de traitement, notamment comme des décanteurs primaires (Lessard et Beck, 1991 ; Michelbach, 1995 ; Blanksby *et al.*, 2004 ; Boxall *et al.*, 2007) et que la qualité des eaux est influencée par ce stockage. Or, peu de modèles permettent de reproduire la qualité d'un effluent de bassin de rétention (eau retournée à l'usine de traitement) avec précision. Il apparaît nécessaire de produire un modèle dont la performance est validée, dans l'objectif d'être utilisé avec confiance dans un contexte intégré.

Au Canada, la politique en matière de gestion des eaux pluviales relève principalement du niveau provincial. Au Québec, les grandes lignes de la gestion des eaux pluviales sont dictées par la Politique nationale de l'eau (adoptée en 2002) et la Loi sur la Qualité de l'Environ-

nement (MDDEP *et al.*, 2011) (MDDEP = Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs). Chaque débordement à l'environnement fait l'objet d'une demande d'autorisation, évaluée au cas par cas par le MDDEP et le MAMROT (Ministère des Affaires Municipales, des Régions et de l'Occupation du Territoire). Ces autorisations stipulent que tous travaux induisant des émissions et rejets de polluants à l'environnement supérieurs aux normes de quantité et de concentration prévues par le Gouvernement doivent avoir été autorisés préalablement. Il existe 4 386 ouvrages de surverse répertoriés au Québec (MAMROT, 2011). Chacun de ces ouvrages est soumis à des exigences spécifiques en termes de débordement. Chaque autorisation délivrée est le résultat d'une étude menée par le MAMROT. Ensuite, le MAMROT oblige chaque gestionnaire à effectuer un suivi précis dont le rapport (journalier, hebdomadaire ou mensuel dépendamment du type de structure) est envoyé au MDDEP à l'aide de l'outil informatique "SOMAE" (suivi des ouvrages municipaux d'assainissement des eaux) permettant une communication via internet (MAMROT, 2000).

Aux États-Unis, une première loi sur la gestion des RUTP a été développée en 1989 puis a été améliorée en 1994 sous le nom de *Combined Sewer Overflow (CSO) Control Policy* (WEF, 2011). Ce règlement met en place pour la première fois des normes spécifiques pour les RUTP en termes de niveau de contrôle des polluants. Les objectifs de cette politique sont d'assurer que les RUTP ne sont le résultat que du temps de pluie, de faire en sorte que les RUTP répondent aux exigences de technologie et de qualité des eaux du *Clean Water Act* (le *CWA* est le cadre juridique permettant au congrès américain de contrôler la pollution des eaux du territoire), et de minimiser les effets des RUTP sur la qualité de l'eau, la vie aquatique et la santé humaine. La Directive-Cadre Européenne sur l'Eau de 2000 (directive 2000/60/CE) met en place un cadre juridique visant à atteindre une bonne qualité des eaux et à la maintenir durablement sur tout le territoire européen pour l'horizon 2015. Pour ce faire, l'Union Européenne oblige ses états membres à faire un contrôle précis de l'état de chaque bassin versant hydrologique de son territoire, notamment par la mise en place de mesures régulières de polluants rejetés au milieu récepteur. De plus, le plan de gestion des bassins hydrographiques (*RBMP* en anglais pour *River Basin Management Plan*) qui s'étale sur plusieurs échéances (2009, 2015, 2021 et 2027) exige que chaque gestionnaire de réseau comprenne et maîtrise mieux les rejets intermittents des réseaux d'assainissement aux milieux récepteurs par la mise en place de système de mesure de la qualité de l'eau.

1.1 Contenu et articulation de la thèse

La thèse proposée est composée de six chapitres principaux. La problématique est révélée suite à la présentation de l'état des connaissances actuelles dans le domaine de la caractérisation et la modélisation des systèmes de drainage urbain. Les polluants, les processus moteurs de leur comportement et les effets observés tant sur le système que sur l'environnement sont donc abordés d'un point de vue de caractérisation puis de modélisation. Une fois la problématique définie, les différents objectifs et sous-objectifs permettant de structurer la thèse en vue d'apporter de nouvelles connaissances sont exposés.

La méthodologie et le matériel utilisés dans cette thèse sont ensuite présentés au chapitre 4. Le site à l'étude est détaillé : les caractéristiques du bassin versant et du système de bassin de rétention, et le fonctionnement du contrôle des débits entre la chambre de contrôle, le bassin de rétention, l'intercepteur et la rivière. Après avoir décrit le protocole d'échantillonnage, les analyses réalisées sont détaillées. Enfin, l'environnement de simulation (®WEST) utilisé est brièvement décrit.

Le chapitre 5 expose les observations et les résultats d'analyse obtenus lors des campagnes d'échantillonnage effectuées sur le terrain. L'analyse des données récoltées en entrée et en sortie d'un bassin de rétention permet de confirmer ou de révéler les phénomènes dominants qui guident le comportement des polluants, principalement en termes de matières en suspension (MeS) et de demande chimique en oxygène (DCO) en bassins de rétention. L'observation de ces dynamiques a ainsi permis d'évaluer l'effet du temps de rétention des eaux sur le processus de décantation des MeS.

Les eaux stockées par les bassins sont ensuite renvoyées à l'usine de traitement après avoir subi des transformations dues au stockage. Ce retour peut affecter le rendement des usines de traitement tant au niveau du traitement primaire que secondaire. Effectivement, les phénomènes observés durant ce traitement par décantation s'apparentent à ceux qui se produisent dans un bassin de rétention. Dans ce chapitre, les interactions possibles entre les deux systèmes sont abordés en évaluant leurs performances de décantation respectives. Ce travail présente aussi la corrélation entre la concentration et la distribution de la vitesse de chute des particules.

L'observation de la dynamique des polluants dans ce type de structures a permis de développer un modèle mathématique reproduisant les phénomènes physiques et biologiques. Le modèle s'inspire de premiers travaux réalisés par Lessard et Beck (1991) et utilise la segmentation en classes de particules d'une courbe de mesure de la distribution des vitesses de chute. Il est possible de le connecter à d'autres modèles de transport en réseau et de traitement des eaux usées (type ASM) pour réaliser son intégration. Des résultats de simulation utilisant les données de terrain précédemment récoltées sont présentés permettant d'illustrer son potentiel.

Dans le chapitre 8, la méthodologie de calibration de chaque paramètre et de validation du modèle est présentée. Deux événements pluvieux précédemment échantillonnés servent à la calibration et un troisième est utilisé pour la validation de la performance.

Le dernier volet avant la conclusion est consacré à l'utilisation du modèle dans un contexte de gestion intégrée. Le modèle de bassin de rétention est connecté à un modèle de réseau unitaire et à un modèle de traitement primaire où la dynamique des classes de particules est observée au long du cheminement de l'eau. Ce travail de simulation aboutit à l'appréhension des impacts engendrés par l'évolution de la distribution des vitesses de chute sur le traitement des eaux usées.

1.2 Communications scientifiques

Durant ce doctorat, plusieurs communications au niveau national et international ont été réalisées en vue de promouvoir les travaux auprès de la communauté scientifique. Dans ce cadre, trois articles scientifiques ont été publiés/soumis dans des revues internationales, un article a été soumis dans une revue nationale. Sept présentations orales et deux posters ont été présentés dans des conférences et colloques internationaux et régionaux. Leurs références classées par ordre chronologique sont les suivantes :

Revues scientifiques

Maruejols, T., Vanrolleghem, P.A., Pelletier, G. and Lessard, P. (2012) Characterisation of retention tank water quality: Particle settling velocity distribution and retention time. *Water Qual. Res. J. Can.* (submitted)

Maruejols, T., Vanrolleghem, P.A. and Lessard, P. (2012) Urban stormwater management: Calibration and validation of an off-line retention tank dynamic model for water quality. *Urban Water*. (submitted)

Maruejols, T., Vanrolleghem, P.A., Pelletier, G. and Lessard, P. (2012) A phenomenological retention tank model using settling velocity distributions. *Wat. Res.* (in press)

Maruejols, T., Lessard, P., Wipliez, B., Pelletier, G. and Vanrolleghem, P.A. (2011) Characterization of the potential impact of retention tank emptying on wastewater primary treatment: A new element for CSO management. *Wat. Sci. Tech.*, 64(9), 1898-1905.

Conférences et colloques

Présentations orales

Maruejols, T., Vanrolleghem, P.A. and Lessard, P. (2012) Drainage urbain: Modélisation de la variation de la distribution des vitesses de chute des particules en temps de pluie. *In: 35^{eme} Symposium sur les eaux usées*, 23-24 Octobre, Laval, Canada. (soumis)

Bachis, G., Vallet, B., Maruejols, T., Clouzot, L., Lessard, P. and Vanrolleghem, P.A. (2012) Particle classes-based model for sedimentation in urban wastewater systems. *In: IWA Particle Separation Conference - Advances in Particle Separation - Science, Technology, Practice*. June 18-20, Berlin, Germany.

Maruejols, T., Vanrolleghem, P.A. and Lessard, P. (2012) Urban stormwater management: Calibration and validation of an off-line retention tank dynamic model for water quality. *In: 9th International Conference on Urban Drainage Modelling*, September 3-7, Belgrade, Serbie.

Maruejols, T., Lessard, P., Wipliez, B., Pelletier, G. and Vanrolleghem, P.A. (2011) Retention tank modeling using settling velocity distribution. *In: 12th International Conference on Urban Drainage*, September 11-16, Porto Alegre, Brazil.

Wipliez, B., Pelletier, G., Maruejols, T., Vanrolleghem, P.A. and Lessard, P. (2011) Impact de la vidange des réservoirs de rétention des eaux unitaires sur l'affluent d'une station d'épuration. *In: 34^{eme} Symposium sur les eaux usées*, Septembre 26-27, Québec, Canada.

Wipliez, B., Pelletier, G., Maruejous, T., Vanrolleghem, P.A. and Lessard, P. (2011) Impact of CSO retention tank emptying on Québec City's east treatment plant. *In: 46th Central Canadian Symposium on Water Quality Research*, February 22-23, Québec, Canada.

Maruejous, T., Lessard, P., Wipliez, B., Pelletier, G. and Vanrolleghem, P.A. (2010) Control of CSO retention tank emptying: Interaction with the wastewater treatment plant. *In: 6th International Conference on Sewer Processes and Networks*, November 7-10, Gold Coast, Australia.

Posters

Maruejous T., Berrouard E., Vallet B., Wipliez B., Lessard P. and Vanrolleghem P.A. (2012) Particle settling velocity distribution based wastewater characterisation: Generalisation of a single protocol. *In: IWA Particle Separation Conference - Advances in Particle Separation - Science, Technology, Practice*. June 18-20, Berlin, Germany.

Maruejous, T., Lessard, P., Samie, G., Pelletier, G. and Vanrolleghem, P.A. (2010) Gestion des eaux usées urbaines en temps de pluie : Caractérisation de la vidange des bassins de rétention. *In: 7th International Conference Sustainable techniques and strategies in urban water management, Novatech 2010*, June 27 - July 1, Lyon, France.

Chapitre 2

Revue de littérature

La revue de littérature permet de dessiner les contours du champ d'action de la thèse et d'établir l'état actuel des connaissances. À la suite de cette revue doivent ressortir les points forts et les points flous des connaissances du domaine en mettant en exergue la problématique à laquelle cette thèse propose une discussion. Après avoir défini le réseau unitaire, la première partie est vouée à la caractérisation des phénomènes hydrauliques, biologiques et physico-chimiques qui se déroulent dans ce type de réseau et des variables qui permettent de suivre ces phénomènes. Ensuite, la seconde partie de la revue est consacrée à la prise en compte de ces phénomènes dans les travaux de modélisation.

2.1 Réseau unitaire

À l'inverse du réseau séparatif, le système unitaire reçoit à la fois les eaux usées domestiques, industrielles et pluviales. Les eaux unitaires ont ainsi trois origines possibles, les eaux usées domestiques/industrielles, les eaux pluviales et les eaux souterraines s'infiltrant dans les canalisations (Figure 2.1). L'origine pluviale d'une certaine fraction des eaux unitaires engendre des variations importantes en termes d'hydraulique et de charges en polluants. En effet, ces variations sont plus fortes et moins prévisibles qu'en temps sec et peuvent être raisonnablement décrites grâce aux lois statistiques (Butler et Davies, 2011). Les deux exutoires possibles du système global de réseau unitaire sont les eaux réceptrices (exfiltrations des canalisations, débordement des canalisations, rejet d'usine de traitement) et l'atmosphère (évaporation des eaux de surface). La Figure 2.1 illustre les différentes interactions qu'il peut y avoir entre les divers modules, les intrants et les sortants d'un système unitaire.

Le développement des réseaux de drainage des grandes villes s'est déroulé simultanément à l'explosion de l'augmentation de la population des villes, durant le XIX^e siècle. L'objectif principal étant de drainer le plus rapidement (et économiquement) possible les eaux usées à l'extérieur de la ville, la technologie unitaire était largement répandue. Par la suite, le besoin de traiter les eaux a poussé les politiques à orienter les nouveaux développements vers le séparatif car la quantité d'eau à traiter est moins importante, les variations de débit en entrée d'usine sont moins problématiques pour le traitement et enfin, le coût des matériaux est moins important (diamètres plus petits qu'en unitaire) (Burian *et al.*, 2000). En Amérique du Nord comme en Europe, la norme actuelle de construction des réseaux est le séparatif car le

mélange d'eaux pluviales et usées est considéré comme irrationnel. Néanmoins, l'expérience de cette pratique acquise avec le temps force à porter un regard critique quant au bilan global de l'impact sur l'environnement. En effet, il existe un nombre important de mauvaises connexions entre séparatif et unitaire. Des études ont prouvé que de 1 à 5% de mauvaises connexions pouvait annuler l'effet bénéfique dû à la mise en place d'un système séparatif (Ellis, 1989 ; Butler et Davies, 2011). Aussi, il est de plus en plus admis que les eaux de ruissellement ne sont pas vraiment « propres ». Considérant le remplacement des canalisations unitaires par des séparatives comme actuellement non-viable économiquement, de plus en plus d'efforts sont faits pour améliorer la gestion des réseaux unitaires.

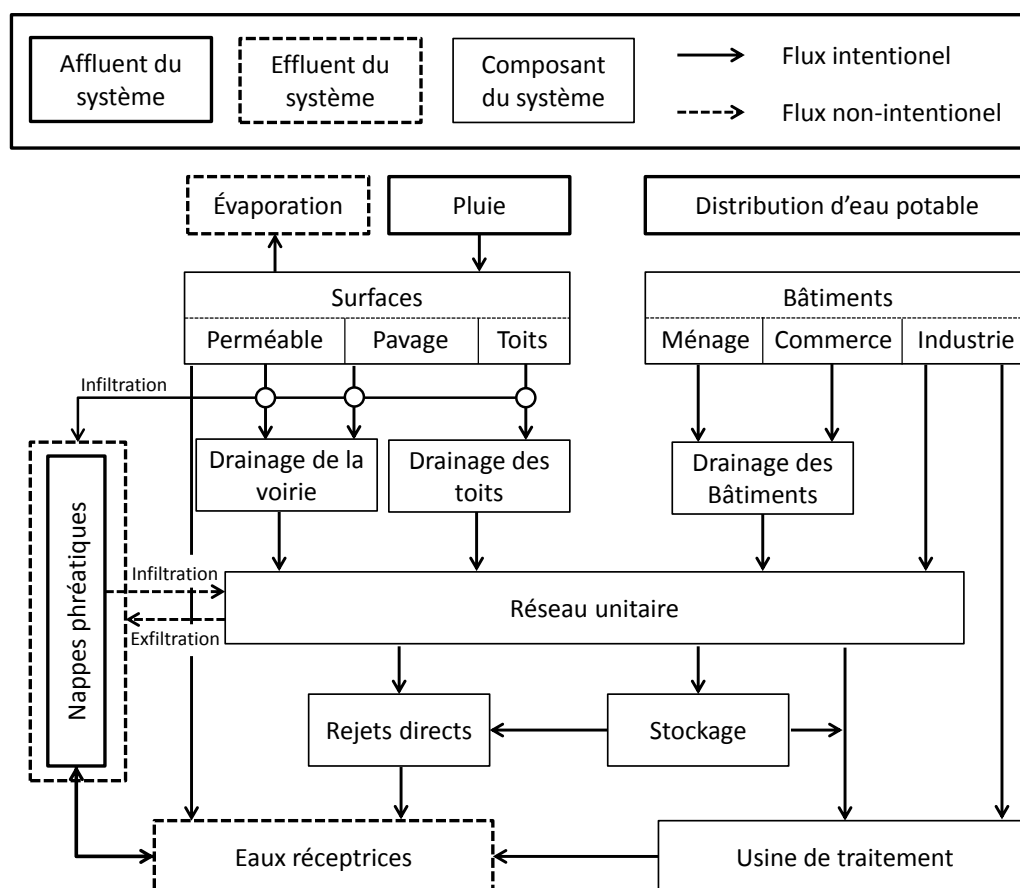


FIGURE 2.1 – Schéma conceptuel d'un réseau unitaire. (Butler et Davies, 2011)

2.2 Hydraulique en réseau unitaire

En réseau unitaire, les débits sont sujets à de fortes variations dont les fréquences de retour peuvent être l'heure, la journée, la semaine ou la saison (Tchobanoglous et Schroeder, 1985). Ces variations sont dépendantes de plusieurs facteurs comme le climat, l'occupation des sols, la taille du bassin versant ou encore des facteurs socio-économiques (horaires dépendantes du mode de vie, consommation d'eau...). L'origine de ces fluctuations est distinguable par le régime hydraulique du réseau, à savoir : le temps sec et le temps de pluie.

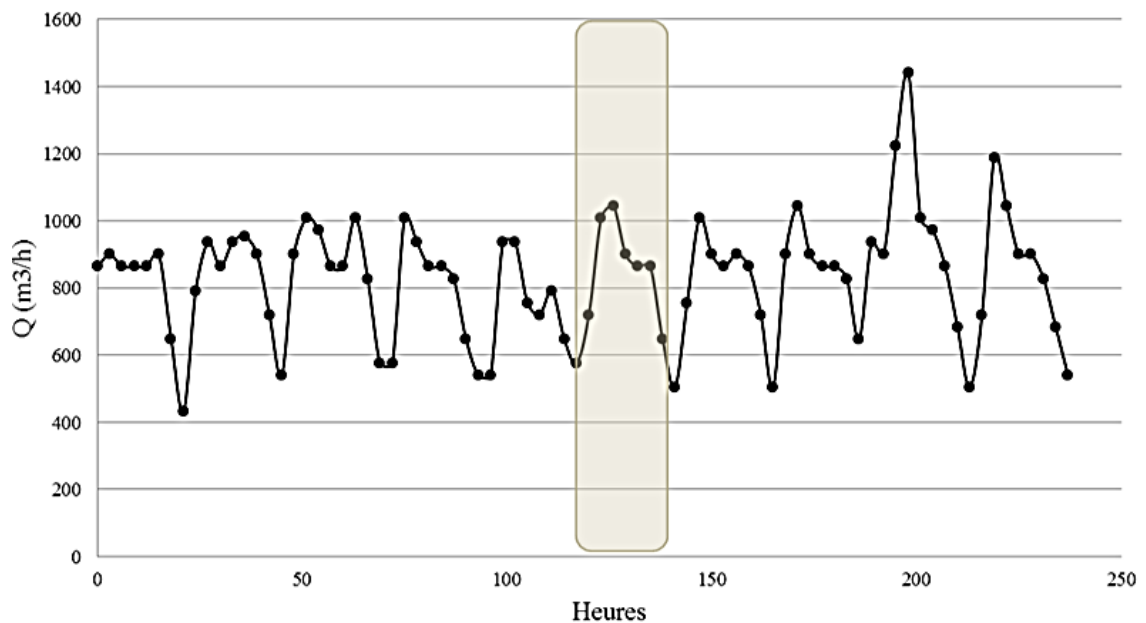


FIGURE 2.2 – Débit observé en réseau unitaire à l'entrée de l'usine de traitement Norwich, Royaume-Uni (Lessard, 1989).

2.2.1 Temps sec

En temps sec, les variations de débits dépendent principalement de l'activité de la population du bassin versant et sont ainsi assez prévisibles. Cette activité peut différer selon qu'elle soit résidentielle, commerciale ou encore industrielle. En effet, en zone résidentielle, il est généralement observé une augmentation du débit au réveil de la population avec un pic atteint après l'heure du midi et un second pic en soirée quand les gens regagnent leurs foyers en fonction du temps de parcours de l'eau dans les réseaux. Afin d'illustrer ces variations, un exemple extrait de Lessard (1989) est donné en Figure 2.2. Cette campagne d'échantillonnage

a été réalisée à l'usine de traitement de Norwich (Royaume Uni) et couvre une période de dix jours. Chaque « creux » représente le débit durant la fin de la nuit. L'origine de ce débit est généralement attribuée, en plus des eaux usées, aux infiltrations d'eaux phréatiques dans les canalisations. Le débit varie donc selon les saisons et le niveau de la nappe. Ces infiltrations augmentent aussi avec l'âge des canalisations et varient assez peu d'une journée à l'autre. La zone grisée représente ainsi la journée six de l'échantillonnage avec ses deux pics caractéristiques. En plus de la dynamique quotidienne des débits, le jour cinq fait apparaître une dynamique hebdomadaire. Les débits sont moins élevés du fait d'une activité de la population en baisse. Ce jour s'avère être le dimanche, le jour de congé et de moindre activité.

En zone industrielle, les variations sont souvent moins régulières car les industries peuvent effectuer des rejets ponctuels dépendamment de leurs procédés de production. Ces rejets sont souvent difficiles à prévoir.

Les deux derniers jours de l'échantillonnage présenté sur la Figure 2.2 montrent des variations plus importantes que la normale. Ces débits sont engendrés par les apports pluviaux. Le débit maximal journalier moyen passe d'environ 1 000 m³/h à plus de 1 400 m³/h. Cependant, il n'est pas rare d'observer des débits de temps de pluie allant jusqu'à 50 ou 100 fois le débit de temps sec (Field, 1990 ; Burian et al., 1999).

2.2.2 Temps de pluie

Les grosses variations de débit qui caractérisent les réseaux unitaires sont dues aux eaux pluviales et dépendent ainsi de l'intensité de la pluie, de la taille du bassin versant, de sa pente et de son imperméabilité (Brière, 2006). Une partie de ces eaux est évaporée, une autre s'infiltré dans le sol et les eaux qui ruissellent rejoignent les canalisations unitaires pour être acheminées vers l'usine de traitement. Quand le réseau ou l'usine de traitement atteignent leur capacité maximale, les eaux en excès peuvent être orientées soit vers des structures de stockage en réseau (bassin de rétention en-ligne ou hors-ligne), soit vers le milieu naturel sans avoir subi de traitement. La dynamique des débits est directement reliée à celle des pluies, c'est-à-dire leur intensité, durée et volume total. Ces caractéristiques dépendent des saisons, du climat et de la taille du bassin versant.

« Les rejets urbains en temps de pluie (RUTP ou *Combined Sewer Overflow* en anglais) sont les rejets intentionnels ou non d'eaux usées domestiques mélangées aux eaux de ruissellement ou de fonte des neiges qui surviennent lorsque la capacité de transport du réseau où la capacité de l'usine de traitement est excédée » (WEF, 2011). Les RUTP sont reconnus comme une source importante de pollution, mais aussi comme un facteur de dégradation hydrologique et géomorphologique (Paul et Meyer, 2001). Selon ces mêmes auteurs, les variations des courants hydrologiques engendrées par l'imperméabilisation des sols ont des effets importants sur les habitats naturels des espèces vivantes. Une des conséquences les plus visibles est l'augmentation de la mortalité des poissons. Schuetze (1998) et Ellis et Hvitved-Jacobsen (1996) font état d'autres effets non négligeables sur l'eutrophisation, les sédiments, les communautés biologiques et les eaux souterraines.

Dans les pays nordiques, il vient s'ajouter un autre phénomène saisonnier qui est la fonte des neiges, pendant laquelle les débits augmentent considérablement. Par exemple, Harlé (2006) rapporte que les débits moyens sur une journée à l'entrée de la station Est de traitement des eaux usées de Québec passent de 6 900 m³/h durant l'hiver à 12 700 m³/h au printemps.

2.3 Qualité des eaux unitaires

La prise de conscience de l'impact des débordements par temps de pluie sur la qualité des eaux des milieux récepteurs a eu lieu dans les années 1970. C'est à ce moment qu'apparaissent les premières études sur le ruissellement urbain, et principalement, une étude de grande ampleur lancée en 1978 par les États-Unis sous le titre de NURP (Nationwide Urban Runoff Program) (US EPA, 1983), une autre campagne importante en France dirigée par le STU (Service Technique de l'Urbanisme) de 1980 à 1982 (Servat, 1987) ou plus tard le RBM Programme (River Basin Management) coordonné par le Water Research Center en Grande-Bretagne (Howard *et al.*, 1986). Ces programmes ont pour objectifs de caractériser la qualité des eaux de ruissellement urbain en observant les différences et similarités de divers bassins urbains, d'évaluer l'impact de cette pollution sur l'environnement à l'échelle nationale ou encore d'évaluer la performance et l'impact des pratiques de gestion des charges de polluants contenus dans le ruissellement urbain. Certains chercheurs s'accordent à dire que les rejets urbains en temps de pluie peuvent être comparables aux rejets de polluants en temps sec (Lessard et Lavallée, 1985; Takayanagi *et al.*, 1997; Zug et Phan, 1999; Niemann et Orth, 2001).

Avant d'aborder les principaux polluants retrouvés dans les réseaux d'eaux usées unitaires, un premier paragraphe est consacré à une brève définition du phénomène de premier flot d'orage (*first flush* en anglais) que l'on retrouve régulièrement dans les réseaux unitaires. Il a été fréquemment observé dans plusieurs cas d'études. Il joue un rôle important dans la dynamique des polluants et dans leur modélisation (Lessard et Lavallée, 1985 ; Gupta et Saul, 1996 ; Bertrand-Krajewski *et al.*, 1998 ; Deletic, 1998 ; Larsen *et al.*, 1998 ; Barco *et al.*, 2008).

2.3.1 Premier flot d'orage

Le premier flot d'orage est observé en temps de pluie et exprime la fraction importante de polluants concentrée dans les premiers volumes d'eau écoulés. L'origine de cette concentration est double : elle peut être due à la remise en suspension du dépôt en réseau ou bien au lessivage des particules accumulées à la surface du bassin versant (Ashley *et al.*, 2004). L'intensité du phénomène est dépendant de plusieurs facteurs, comme la pente du réseau (accumulation de dépôt ou pas), l'intensité de la pluie et la durée du temps sec précédent l'évènement (Larsen *et al.*, 1998 ; Krebs *et al.*, 1999). De fait, il n'est pas toujours observé et sa définition est donc sujet à controverse (Deletic, 1998). Aussi, il a tendance à s'atténuer avec l'augmentation de la taille du bassin versant. Plusieurs façons d'identifier ce phénomène ont été proposées (Deletic, 1998). Une étude de Krebs *et al.* (1999), qui couple expérimentations et modélisation mathématique, fait apparaître l'effet de premier flot d'orage pour les polluants dissous. Le résultat montre une très grande dépendance à l'intensité de la pluie, mais montre qu'il y a généralement un effet de dilution par les eaux pluviales. La vague d'eaux pluviales entrant dans le réseau va « pousser » le temps sec et créer une augmentation du flux de polluants dissous en temps sec dans le réseau. Finalement, concernant les polluants dissous, les flux augmentent proportionnellement au débit pendant le premier flot d'orage mais les concentrations ne varient pas. La définition de ce terme est importante car sa mesure peut servir au dimensionnement de bassins de rétention (Gupta et Saul, 1996).

Une méthode d'identification souvent reprise est la relation entre le pourcentage de la charge totale et le pourcentage d'eau accumulé (Ashley *et al.*, 1992 ; Gupta et Saul, 1996) (Figure 2.3). Le phénomène est observé quand la pente à l'origine de la courbe est plus grande que 45%. Pour Bertrand-Krajewski *et al.* (1998), le premier flot d'orage est observable durant un

évènement pluvieux quand 80% de la masse totale d'un polluant transite pendant les premiers 30% du volume d'eau écoulé. D'après leur revue littéraire et leurs analyses, ces conditions sont rarement réunies, ils trouvent que pour 50% des évènements (en réseau unitaire), 50% de la masse totale des polluants passe durant les premiers 47% du volume d'eau. La grande variabilité du phénomène les amène à conclure que ce facteur n'est pas assez fiable pour servir de base pour le dimensionnement des bassins (Bertrand-Krajewski *et al.*, 1998; Saget *et al.*, 1996).

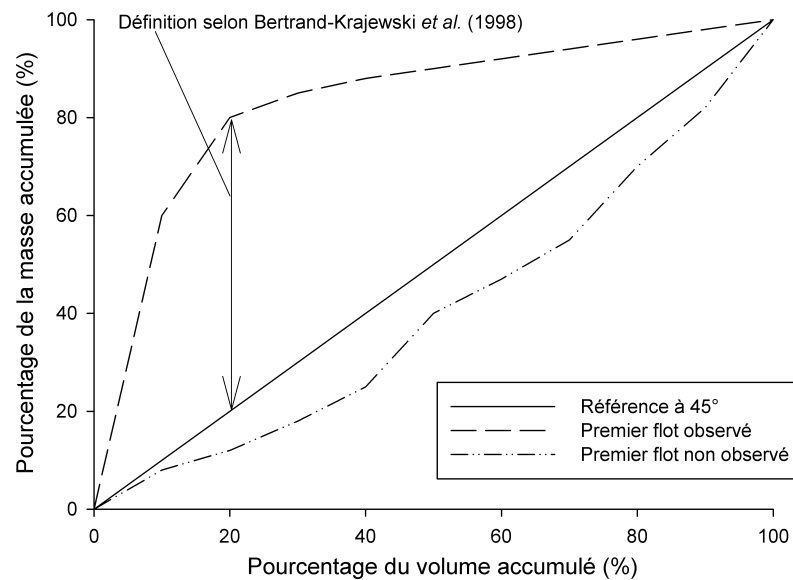


FIGURE 2.3 – Courbes de premier flot d'orage. Rapport d'accumulation du volume par rapport à l'accumulation de la masse de polluant. Le critère défini par Bertrand-Krajewski *et al.* (1998) est aussi représenté.

Lessard et Lavallée (1985) ont montré que le bassin versant de Saint-Sacrement de la Ville de Québec (CANADA) est suffisamment petit et pentu pour que cet effet soit observable et significatif. Ils ont déterminé que l'origine des polluants est majoritairement due au ruissellement sur les sols et non aux dépôts en canalisation. En effet, les pentes et les vitesses d'écoulement sont trop fortes pour que les sédiments s'accumulent significativement.

2.3.2 Polluants particuliers et vitesses de chute

Ashley *et al.* (2004) dénombrent 5 sources principales de pollution particulaire dans un réseau unitaire en temps de pluie :

- L’atmosphère qui produit principalement des particules fines et des aérosols ;
- Les surfaces des bassins versants où les eaux lessivent les polluants accumulés sur les toits, routes, parkings, trottoirs... ;
- Les eaux usées domestiques. Dans cette catégorie, il peut être souligné l’apport possible par les dépôts en réseau qui est reconnu comme important par plusieurs auteurs (Ashley *et al.*, 1992 ; Chebbo *et al.*, 2001...) ;
- Les effluents commerciaux et industriels ; et
- Les produits transformés suite au mélange et au transport des différentes eaux. Gromaire-Mertz (1998) qualifie le comportement d’un réseau comme équivalent à celui d’un réacteur.

Les polluants particuliers peuvent être classés en différentes catégories selon leur taille. Inférieurs à 0.45 μm , ils sont considérés comme dissous. Les solides macroscopiques de type bois, briques, préservatifs... causent principalement des problèmes « esthétiques » s’ils sont retrouvés sur les rivières ou les plages. Ils peuvent aussi être source de bris de matériel en obstruant les pompes ou les filtres (Butler and Davies, 2011). De taille inférieure, les MeS sont plus préoccupant en termes d’impact sur l’environnement car une grande quantité de MeS augmente la turbidité, ce qui diminue la pénétration de la lumière dans l’eau. Cette diminution peut avoir des impacts sur l’élimination des pathogènes ou interagir avec le développement de certaines espèces vivantes (Curtis *et al.*, 1992). Leur accumulation en lit de rivière ou de barrage peut être une source de pollution en raison des substances adsorbées sur leur surface et leur demande en oxygène (Ellis and Hvitved-Jacobsen, 1996 ; Butler and Davies, 2011).

L’importante fraction particulaire de la pollution (voir Tableau 2.1) et la simplicité de la mesure des MeS a conduit la communauté scientifique à reconnaître les MeS comme étant un excellent traceur de la pollution (Michelbach, 1995 ; Rossi, 2004 ; Ashley *et al.*, 2004). Il peut être composé à la fois de matière minérale et de matière organique. Plusieurs travaux montrent qu’en réseaux unitaires, la fraction particulaire de la DCO est généralement comprise

entre 60 et 85% de la DCO totale (Ashley *et al.*, 2004; Marani *et al.*, 2004; Sakrabani *et al.*, 2009). Les métaux (principalement Pb (plomb) et Cu (cuivre)), les HAP (hydrocarbure aromatique polycyclique), PCB (polychlorobiphényle) et autres hydrocarbures sont en grande partie adsorbés aux particules. Des études démontrent que plus la taille des particules est faible, plus la fraction de polluants adsorbés (DCO et métaux lourds) est importante (Ujevic *et al.*, 2000; Ashley *et al.*, 2004).

Tableau 2.1 – Pourcentage de la fraction particulaire pour différents polluants (d’après Ashley *et al.*, 2004).

Polluants	Fraction particulaire (%)
DCO	83 - 90
DBO ₅	77 - 95
TKN	57 - 82
Cd	> 95
Pb	68 - 96
Zn	> 95
Hydrocarbures	80 - 90
HAP	79 - 97
PCB	90 - 93

Les polluants particulaires ont une large gamme de variabilité de concentration dans les réseaux unitaires (de 390 à 1230 mg/l selon Metcalf et Eddy, 2003; de 27 à 4 487 mg/l d’après Calomino *et al.*, 2004; et de 176 à 2500 mg/l d’après Bertrand-Krajewski, 2006). Cette variabilité est principalement due aux multiples origines des polluants et à la dynamique du régime hydraulique. Généralement, les particules fines (< 100 µm) sont majoritaires dans les réseaux, mais lors d’évènements pluvieux, la fraction de grosses particules tend à augmenter (Chebbo et Bachoc, 1992; Michelbach, 1995; Ashley *et al.*, 2004). En effet, un fort débit permet la mobilisation de particules plus lourdes dans les canalisations. Il y va de même pour les particules contenues dans le ruissellement. Le Tableau 2.2 rapporte les valeurs de concentrations moyennes par évènement pluvieux en MeS. Ces valeurs permettent de comparer les concentrations entre différents évènements sans faire apparaître les fortes variations qui ont lieu durant l’épisode pluvieux.

Dans un réseau, ces particules peuvent sédimenter, flocculer, être remises en suspension ou bien être hydrolysées. Les paramètres qui vont influencer ces processus sont leur concentration, leur

taille et, par extension, leur vitesse de chute (V_s), leur teneur en matière organique et le régime hydraulique du réseau. Ces processus sont discutés dans la partie modélisation, néanmoins le paragraphe suivant aborde la vitesse de sédimentation car elle constitue un paramètre important caractérisant les particules.

Tableau 2.2 – Concentration Moyenne par Evènement (CME) en MeS et le nombre d'évènements échantillonnés utilisés pour les calculs.

Source	CME MeS (g/m^3)			Nombre d'évènements
	Min.	Max.	Moyenne	
Kafi <i>et al.</i> (2008)	121	519	275	27
Suarez et Puertas (2005)	61	1 379	618	46
Shu (2004)	273	551	370	-
Diaz-Fierros <i>et al.</i> (2002)	160	411	282	7
Sztruhär <i>et al.</i> (2002)	-	-	430	8
Chebbo <i>et al.</i> (2001)	120	530	215	67
Ellis (1991)	176	647	425	-

- = *non-connu*

Vitesses de chute des particules (V_s)

Selon Metcalf et Eddy (2003), la décantation des particules peut être décomposée en 4 types : décantation avec particules discrètes, floculantes, décantation freinée et en compression. La séparation et la modélisation de ces différents processus de décantation sont assez complexes. Chebbo et Bachoc (1992) montrent qu'en temps de pluie, la fraction organique tend à s'agglomérer, s'en suit une forme des particules qui diffère largement du modèle sphérique, ce qui complique la modélisation du lien entre la forme de particule et leur vitesse de sédimentation (*e.g.* loi de Stokes, voir section 4.1). Cette loi ne semble pas vraiment adaptée à la décantation en réseau unitaire. La mesure sur le terrain permet d'utiliser la vitesse de chute comme un paramètre mesurable. Marsalek et Sztruhar (1994) rapportent dans leur revue de littérature que cette pratique pour évaluer la sédimentation des particules était déjà fortement suggérée. Cette caractéristique est reconnue comme étant un élément clé de la caractérisation des particules en réseau unitaire (Michelbach, 1995 ; Ashley *et al.*, 2004).

Il existe plusieurs protocoles pour évaluer la vitesse de chute des particules. Lucas-Aiguiier *et al.* (1998) et Berrouard (2010) proposent des revues bibliographiques de ces protocoles détaillant leurs avantages, leurs inconvénients ou leur domaine d'application. Un des moyens les plus

simples d'évaluer la décantabilité des particules est de différencier les particules décantables des non décantables (Tebbutt, 1979). Le protocole 2540F du *Standard method* (APHA, 2005) propose que les particules non décantables correspondent à la fraction qui n'a pas décantée au bout d'une heure en milieu stagnant. Si cette valeur est porteuse d'informations intéressantes, elle ne permet pas de mesurer la distribution des vitesses de chute des particules contenues dans une eau.

La Figure 2.4 présente les résultats obtenus par Lucas-Aiguier *et al.* (1998) sur des échantillons provenant du volume d'eau et des sédiments d'un bassin de rétention. Les auteurs comparent les résultats de différents protocoles réalisés sur un même échantillon. Trois méthodes différentes sont comparées. Elles sont notées CERGRENE, UFT calc-uft et UFT calc-Mt. Les deux dernières utilisent le même protocole de mesure mais pas le même calcul pour estimer les vitesses de chute. Il apparait que le protocole utilisé a une influence non négligeable sur les valeurs de distribution de vitesse de chute obtenues. En effet, pour un même échantillon récolté dans le volume d'eau d'un bassin de rétention, la fraction de la masse des MeS avec une vitesse de 0.044 cm/s (1.6 m/h) est comprise entre environ 20 et 50%. Cette figure donne un ordre de grandeur quant aux vitesses de chute des particules et met en évidence l'influence du protocole utilisé sur les résultats.

Il existe assez peu de données sur la mesure de la vitesse de chute des particules en réseau unitaire en temps de pluie. La Figure 2.5 présente des résultats typiques obtenus grâce au protocole ViCAs (Chebbo et Gromaire, 2009). Ce graphique met en évidence le fait que les eaux unitaires décantent plus rapidement que les eaux usées (*i.e.* temps sec). Moins de 40% de la masse de particules d'une eau unitaire a une V_s inférieure à 0,01 cm/s, tandis qu'environ 55% de la masse de particules d'une eau usée (TS) a une V_s inférieure à 0,01 cm/s. Cette observation renforce l'hypothèse que les forts débits de temps de pluie charrient des particules qui décantent rapidement, ce que Chebbo et Bachoc (1992) avaient déjà mis en évidence.

Un rapport technique de Boxall *et al.* (2007) compare des résultats (pratiquement les seuls existants) de mesures des V_s des particules en entrée de bassin de rétention. Les résultats de trois études (Michelbach et Weiß, 1996 ; Tyack *et al.*, 1996 ; Boxall *et al.*, 2007) sont présentés sur la Figure 2.6. et font apparaitre une grande variabilité de la distribution des vitesses de

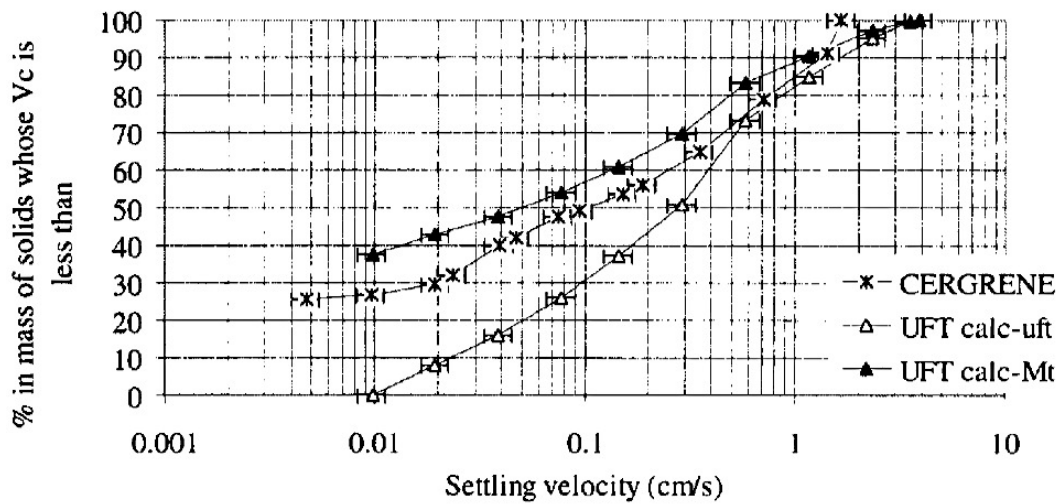


FIGURE 2.4 – Courbes de vitesses de chute obtenues sur un même échantillon pour trois protocoles différents (Lucas-Aiguier *et al.*, 1998).

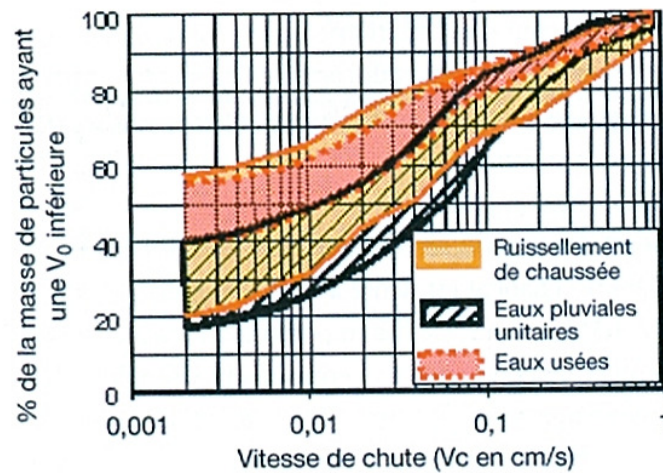


FIGURE 2.5 – Courbes de vitesses de chute (en cm/s) (Chebbo *et al.*, 2003).

chute en réseau unitaire. Il est important de noter que la courbe notée "Windermere" provient d'un échantillonnage en temps sec, ce qui peut expliquer sa faible teneur en particules à forte V_s . Sur la Figure 2.6 sont reportées les valeurs moyennes et extrêmes des mesures faites par Michelbach et Weiß (1996) et Tyack *et. al* (1996) (*low*, *mid* et *high*). Michelbach et Weiß (1996) tentent de mettre en évidence une corrélation entre cette variation et le débit, mais les résultats

ne rendent pas la corrélation si évidente (voir section 5.1 pour plus de détails). Néanmoins, Boxall *et al.* (2007) émettent l’hypothèse d’une variabilité de la distribution en fonction du régime hydraulique en temps de pluie (premier flot d’orage ou période de dilution du temps sec). Une fraction plus importante de particules à grande vitesse de chute est contenue dans les eaux du premier flot d’orage qui proviennent du lessivage des surfaces. Dans la limite des connaissances de l’auteur, cette hypothèse n’a jamais été vérifiée.

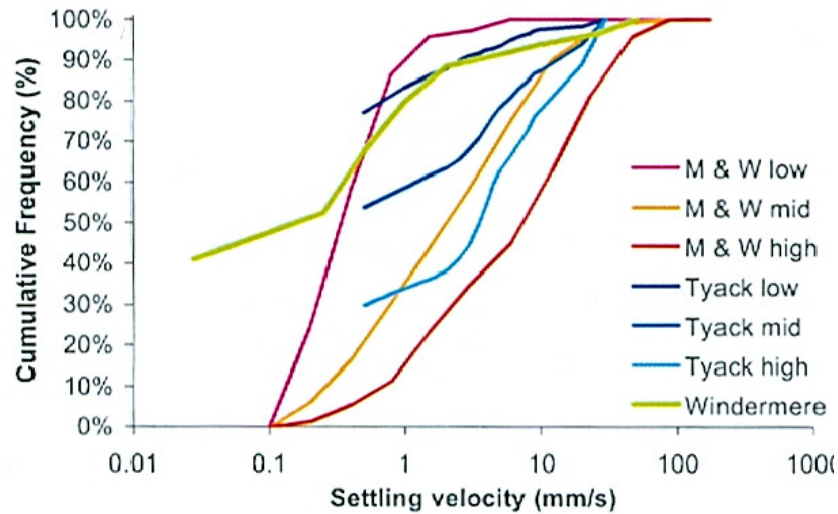


FIGURE 2.6 – Courbes de vitesses de chute comparant trois études réalisées en réseau unitaire (Michelbach et Weiß, 1996 (noté M & W sur la figure) ; Tyack *et al.*, 1996 ; Boxall *et al.*, 2007). *Low*, *mid* et *high* illustrent les courbes minimales, moyennes et élevées de chaque étude (extrait de Boxall *et al.*, 2007).

Tableau 2.3 – Vitesses de chute médianes mesurées sur des échantillons provenant de réseaux unitaires.

Source	V_{50} (m/h)
Boxall <i>et al.</i> (2007)	0.36
Chebbo <i>et al.</i> (2003)	1.08
Tyack <i>et al.</i> (1996)	1.80
Michelbach et Weiß (1996)	10.80
Chebbo (1992)	2.00 pour diamètre < 50 μm 38.00 pour diamètre > 50 μm

En comparant les courbes des Figures 2.5 et 2.6, il apparaît que les vitesses de chutes en réseau unitaire relevées par Chebbo *et al.* (2003) réfèrent généralement à des profils de Vs plus élevés. Cette variabilité peut être expliquée par des protocoles de mesure et d’échantillonnage

différents, des caractéristiques des eaux unitaires différentes selon la localisation de l'échantillonnage ou encore des régimes hydrauliques durant l'échantillonnage différents (premier flot d'orage ou période de dilution du temps sec). Le Tableau 2.3 regroupe les vitesses médianes en réseau unitaire des différentes études et met en avant la variabilité de la répartition des vitesses de chute en réseau unitaire.

2.3.3 Demande chimique en oxygène (DCO) et fractionnement

"La DCO est la mesure de l'équivalent en oxygène de la matière organique des eaux usées qui peut être chimiquement oxydée par une solution acide de dichromate de potassium" (Metcalf et Eddy, 2003). La présence de DCO dans un milieu naturel engendre une diminution de l'oxygène dissous par biodégradation. L'oxygène dissous est considéré comme l'indicateur principal de l'état qualitatif d'un milieu aquatique naturel, qui en l'absence d'impureté toxique, est fortement corrélé avec la biodiversité (Butler et Davies, 2000). Les RUTP sont un facteur important de la diminution de l'oxygène dissous dans les milieux naturels (Ellis et Hvitved-Jacobsen, 1996 ; Rauch et Harremoës, 1996 ; Paul et Meyer, 2001).

En réseau unitaire, la concentration de la DCO peut varier entre 250 et 800 mgO₂/l selon Metcalf et Eddy (2003), entre 46 et 1 381 mgO₂/l d'après Calomino *et al.* (2004), et entre 42 et 900 mgO₂/l d'après Bertrand-Krajewski (2006). Il est important de noter que la valeur rapportée par Metcalf et Eddy (2003) semble étonnement élevée et se rapprocherait plus de valeurs en temps sec plutôt que de réseaux unitaires en général. Le Tableau 2.4 présente des résultats de concentrations moyennes par évènement pluvieux en DCO totale en réseau unitaire. La CME ne représente pas la variation des concentrations à l'intérieur d'un même évènement mais fournit une valeur de concentration permettant la comparaison entre divers évènements.

Fractionnement de la DCO

La DCO est souvent utilisée comme variable principale pour déterminer la qualité d'un affluent d'usine de traitement (notamment tous les modèles ASM). La valeur de DCO est fractionnée en différentes variables permettant de décrire le système de boues activées. Les fractions importantes de ce modèle sont : (extrait de Petersen *et al.*, 2001)

Tableau 2.4 – Concentration Moyenne par Evènement (CME) en DCO totale et le nombre d'évènements échantillonnés utilisés pour les calculs.

Source	CME DCOt (g/m ³)			Nombre d'évènements
	Min.	Max.	Moyenne	
Kafi <i>et al.</i> (2008)	190	737	418	27
Suarez et Puertas (2005)	128	1 472	667	46
Shu (2004)	264	481	367	-
Diaz-Fierros <i>et al.</i> (2002)	134	540	329	7
Sztruhär <i>et al.</i> (2002)	-	-	445	8
Chebbo <i>et al.</i> (2001)	200	645	330	67
Ellis (1991)	250	530	380	-

- = *non-connu*

- La fraction particulaire inerte (X_i) qui n'est soumise à aucune réaction dans le procédé mais qui peut être produite par la mortalité de la biomasse ;
- La fraction lentement biodégradable (X_s) qui est dégradée par la biomasse et hydrolysée en S_s . Contrairement à la fraction inerte, celle-ci n'est pas qualifiée de particulaire car il s'avère qu'une partie de X_s peut se trouver sous la forme de colloïdes ;
- La fraction organique soluble inerte (S_i) qui, comme X_i , ne subit aucune transformation biologique mais peut être produite par la mortalité de la biomasse ;
- La fraction rapidement biodégradable (S_s) qui est dégradée par la biomasse ; et enfin
- La dernière fraction est la biomasse hétérotrophe (X_{BH}) qui est produite par consommation de S_s et d'azote ammoniacal.

Un grand nombre d'études ont été réalisées sur le fractionnement de la DCO pour caractériser l'affluent du traitement des eaux usées (Henze *et al.*, 1987 ; Kappeler et Gujer, 1992 ; Hvitved-Jacobsen *et al.*, 1999 ; Vanrolleghem *et al.*, 1999 ; Ginestet *et al.*, 2002). Même si les données de DCO en temps de pluie et en temps sec sont abondantes et montrent des valeurs relativement proches, il existe peu de données sur le fractionnement de la DCO en temps de pluie (Lagarde *et al.*, 2005 ; Sakrabani *et al.*, 2009). L'étude de Sakrabani *et al.* (2009) menée sur la fraction biodégradable pendant le premier flot d'orage montre que la biodégradabilité de la matière organique varie dans le temps. La fraction rapidement biodégradable composant le premier flot d'orage diminue rapidement, en moyenne de 14% à 6% (moyenne sur trois évènements) en 15 minutes. Ces valeurs restent dans la fourchette des valeurs observées en temps sec en entrée d'usine de traitement. Lagarde *et al.* (2005) comparent des fractionnements par respirométrie

réalisés sur des échantillons de réseau unitaire et séparatif. Il apparaît que la fraction lentement biodégradable est plus importante en réseau unitaire qu'en séparatif. Aussi, les auteurs révèlent une plus grande variabilité du fractionnement en réseau unitaire à comparer au séparatif, ce qui semble cohérent aux vues des différences de régimes hydrauliques.

2.3.4 Autres polluants

Un rapide survol d'autres polluants qui préoccupent de plus en plus les chercheurs et ingénieurs est proposé ici.

L'excès d'azote ammoniacal dans les milieux aquatiques peut être une source d'eutrophisation, de développement d'algues et d'odeurs. Le pH et la température jouent un rôle important sur la toxicité de l'azote ammoniacal. En effet, sa forme à pH élevé a un fort potentiel de toxicité. Les concentrations typiques d'azote Kjeldahl total (organique + ammoniacal) se trouvent aux alentours de 0.28 à 1.00 mg/l pour le ruissellement, et de 12 à 50 mg/l pour le temps sec unitaire (Dabrowski, 2000 ; Metcalf et Eddy, 2003). Dans une étude de Boxall *et al.* (2007) sur la performance des bassins de rétention, aucun changement significatif de la concentration en azote ammoniacal n'est observé durant le stockage des eaux unitaires.

Les sulfures d'hydrogène (H_2S) dans les réseaux sont une source de production d'odeurs nuisibles et de corrosion des canalisations (Boon *et al.*, 1998 ; Delgado, *et al.* 1999 ; Hvitved-Jacobsen *et al.*, 1999 ; 2000 ; Paing *et al.*, 2003 ; Sharma et al., 2008). La production de sulfures d'hydrogène nécessite des conditions anaérobies et une absence de nitrates (principalement en temps sec). Elle est favorisée lors d'écoulements lents (<30 cm/s d'après Hvitved-Jacobsen *et al.*, 2000 ; Paing *et al.*, 2003). Hvitved-Jacobsen *et al.* (2000) classent la présence de sulfures d'hydrogène comme faible, moyenne ou forte respectivement pour les valeurs suivantes : 0.5 ; 3.0 ; 10.0 mg/l. L'ajout de produits chimiques pour le contrôle de la formation d' H_2S dans les canalisations permet de réduire les problèmes causés (Boon *et al.*, 1998 ; Gutierrez *et al.*, 2009). Gutierrez *et al.* (2009) ont montré que le contrôle du pH (par ajout d'alkalinité) pouvait aussi avoir un effet inhibiteur sur la production de méthane dans les biofilms de réseaux. Le méthane est reconnu comme un puissant gaz à effet de serre (21-23 fois plus élevé que le dioxyde de carbone). Guisasola *et al.* (2008) ont mis en évidence des quantités importantes de méthane dans les réseaux d'assainissement qu'ils ont étudiés (20-100 g/m³ de DCO). L'impact

de ce composant provenant des réseaux sur les émissions de gaz à effet de serre globales peut être significatif selon les auteurs.

D'autres polluants importants sont à mentionner comme le phosphore, les métaux lourds et les microorganismes. Ces polluants sont de plus en plus traités dans les usines mais leur traitement en réseau n'est pas encore beaucoup étudié. Leurs impacts peuvent être de diverses natures comme une accélération du phénomène d'eutrophisation (notamment pour le phosphore), vecteur d'une intoxication de l'environnement (métaux lourds et composés de synthèse ou encore des risques d'infection (microorganismes) (Butler et Davies, 2011).

2.4 Gestion des rejets urbains en temps de pluie (RUTP)

L'imperméabilisation des sols et le développement des zones urbaines obligent à développer des techniques de gestion des RUTP. L'objectif à atteindre est 1) la réduction des polluants rejetés au milieu récepteur, 2) l'équilibre de la charge sur l'usine de traitement, et 3) la protection de l'hydromorphologie des rivières. Plusieurs études rapportent que les RUTP impactent fortement le milieu récepteur (Lessard et Lavallée, 1985 ; Howard *et al.*, 1986 ; Ellis et Hvitved-Jacobsen, 1996 ; Paul et Meyer, 2001 ; Passerat *et al.*, 2011 ; Weijers *et al.*, 2012). Ces impacts peuvent être de différentes natures.

Les effets peuvent se manifester sur différentes échelles de temps et d'espace (Figure 2.7). Par exemple, l'accumulation des sédiments est un processus lent et global : il peut s'étendre sur plusieurs décennies et peut se retrouver sur toute la surface d'un lac, tandis que la remise en suspension des sédiments à la suite d'un rejet intermittent se réalise en très peu de temps (selon le rejet) et près de la zone du rejet. Ellis et Hvitved-Jacobsen (1996) et Schuetze (1998) listent les différents impacts possibles d'un RUTP comme suit :

- À long terme, l'augmentation de la vitesse d'écoulement a des effets sur l'accumulation de sédiments et l'érosion des berges (Paul et Meyer, 2001). Les habitats naturels de l'écosystème sont, par conséquent, impactés faisant apparaître des changements de géomorphologie ;
- Changement de la température du cours d'eau, et donc impact sur les cinétiques de réaction ;
- Diminution de l'oxygène dissous en deux phases : 1) au court terme, la plupart de la frac-

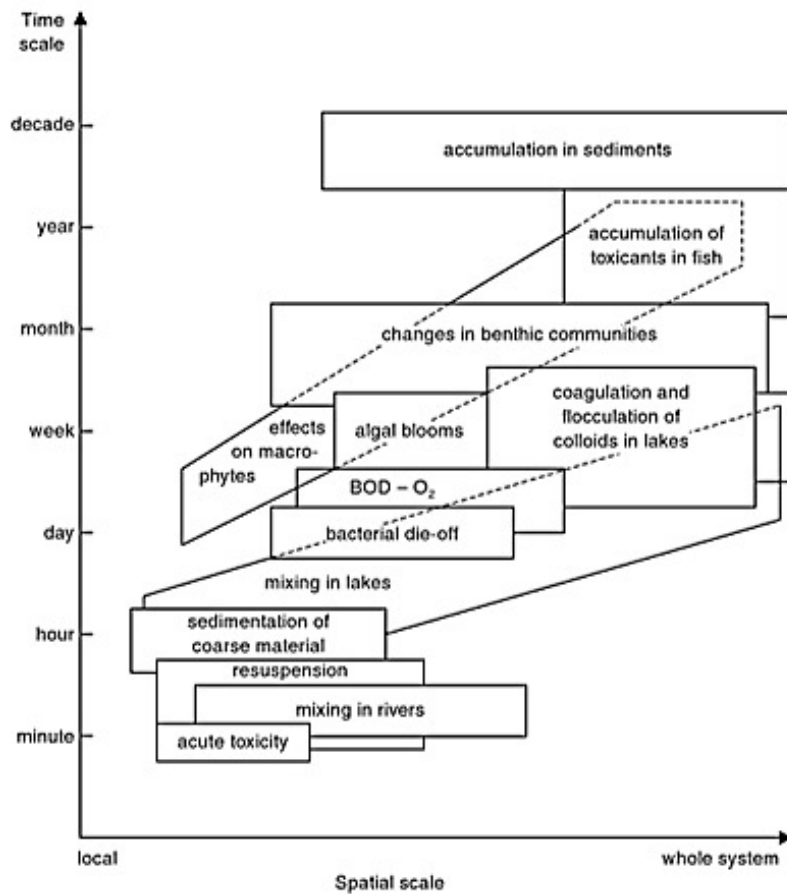


FIGURE 2.7 – Échelle de temps et d'espace pour les impacts sur le milieu récepteur (tiré de Butler et Davies, 2011).

tion de la matière organique rapidement biodégradable est immédiatement consommée par les bactéries en suspension ; et 2) au long terme, conséquemment à la sédimentation, la couche de particules va consommer de l'oxygène pour décomposer la matière de façon aérobie (Rauch et Harremoës, 1996) ;

- Accélération du phénomène d'eutrophisation par l'apport de nutriments externes dans le milieu naturel ;
- Bioaccumulation et accumulation d'éléments toxiques dans les sédiments ;
- Apport de micropolluants (métaux lourds, Carbone Aromatique Polycyclique, hormones...) et de microorganismes ; et
- Impact esthétique dû aux flottants et autres gros solides. Ils peuvent aussi avoir des impacts sur l'hydromorphologie (érosion des berges).

L'approche traditionnelle de la gestion des RUTP est la solution de « fin de canalisation » qui considère que le traitement doit être effectué en fin de réseau. Les eaux sont stockées dans le réseau à l'aide d'un contrôle statique (*e.g.* seuils de déversement) pour être retournées à l'usine de traitement après l'évènement. Cette approche engendre la mise en place de structures importantes (réservoirs, canalisations...) ayant des coûts de construction élevés. En plus de cette approche, il est aujourd'hui conseillé que les aménagements suivent les règles définies par les meilleures techniques de gestion et de contrôle à la source (mieux connues sous le nom de *best management practices*, BMPs) (Marsalek et Sztruhar, 1994; Marsalek et Kok, 1997). Le contrôle à la source vise à ralentir les vitesses de ruissellement et favoriser l'infiltration pour diminuer les volumes et les débits de pointe. Il existe aussi des systèmes de traitement des eaux de débordement en réseau; en voici quelques-uns à titre d'exemples : la floculation par ajout de polymères (Guo Li *et al.*, 2009; Xu *et al.*, 2010), la décantation lamellaire (Takayanagi *et al.*, 1997) ou les systèmes vortex (Weiß, 1997; Andoh *et al.*, 2010).

La mise en place d'une gestion en temps réel du réseau est une amélioration de l'approche du stockage pour la réduction des RUTP. Actuellement, les techniques de contrôle en temps réel (CTR) sont de plus en plus populaires (Schilling *et al.*, 1996; Schuetze, 1998; Pleau *et al.*, 2005; Lacour *et al.*, 2011). Le réseau est continuellement surveillé, les données collectées (*e.g.* niveaux d'eau, débits, concentrations en polluants dans le réseau ou dans le milieu récepteur, etc...) servent de conditions à différentes actions sur le système (activation des vannes ou des pompes) en vue d'atteindre des objectifs programmés comme le débit en entrée de station, la qualité de l'eau rejetée à l'environnement, le nombre de débordements ou encore la qualité de l'eau d'une rivière (Schilling *et al.*, 1996; Schuetze, 1998; Vanrolleghem *et al.*, 2005; Butler et Davies, 2011). Le CTR peut être local ou global. Par exemple, Pister *et al.* (2003) rapportent le fonctionnement d'un BR muni d'un CTR local. Un turbidimètre installé dans le bassin autorise la vidange directement à la rivière seulement si la concentration passe en dessous de 50 g/m^3 . Dans d'autres exemples, il peut être plus global (et par extension plus complexe) s'il prend en compte la qualité de l'eau de la rivière comme référence pour gérer le réseau (Vanrolleghem *et al.*, 2005). Dans le cas d'une problématique de RUTP, Schilling *et al.* (1996) utilisent une fonction objective linéaire simplement basée sur le volume total débordé, le débit acceptable en entrée d'usine et la durée du temps de pluie (TP) dans le réseau. Néanmoins,

Schuetze *et al.* (2002) pensent que cette approche n'est pas adaptée dans un contexte global. Certaines applications de CTR ont été réalisées avec succès. Par exemple dans la ville de Québec, un article de Fradet *et al.* (2011) rapporte l'implantation d'un CTR optimal global qui a permis de réduire de 43% les dimensions de bassins de rétention et de réduire de 50% les coûts de construction par rapport à une approche plus traditionnelle pour le même nombre de débordements. Une revue de littérature sur les différents systèmes de CTR est donnée par Schuetze (1998) et Schuetze *et al.* (2002).

2.4.1 Stockage des eaux en réseau

Le stockage des eaux en réseau se décline sous deux formes distinctes, « en-ligne » ou « hors-ligne ». Il peut prendre la forme structurale de bassin, de tunnel ou encore de canalisations. Le mode « hors-ligne » est le plus répandu, notamment en Europe (Lessard, 1989 ; WEF, 2011). La Figure 2.8 schématise les différences de fonctionnement entre les deux types de stockage d'eau. Chacun des systèmes possède une canalisation de débordement d'urgence au milieu récepteur. La vidange de chacun des deux cas peut être gravitaire ou bien réalisée par pompage. Certains sont construits dans le seul but de diminuer le nombre de débordements à l'environnement, ainsi seul le critère hydraulique est pris en compte, et non le critère de qualité de l'eau. Néanmoins, ils sont généralement conçus pour capter prioritairement le premier flot d'orage, qui est la phase de déversement la plus chargée en polluants (Krejci *et al.*, 1986 ; Deletic, 1998).

Pour l'installation en-ligne (Figure 2.8a), les eaux de temps sec transitent par le bassin. Quand il n'y a aucun contrôle automatique des vannes (c'est un contrôle statique), le bassin se remplit lorsque le débit amont devient supérieur au débit aval. Généralement, un chenal central est mis en place afin d'éviter l'étalement des sédiments de temps sec. Ce type de bassin peut être composé de plusieurs bassins en parallèle qui fournissent un volume adapté aux besoins. Le système de nettoyage est ainsi plus efficace (Butler et Davies, 2011). Les installations hors-ligne (Figure 2.8b) ne reçoivent que les débordements en temps de pluie. Ils sont généralement contrôlés par un déversoir d'orage (situé dans la chambre de dérivation, voir Figure 2.8b) et des vannes ou pompes en sortie de bassin (contrôle dynamique).

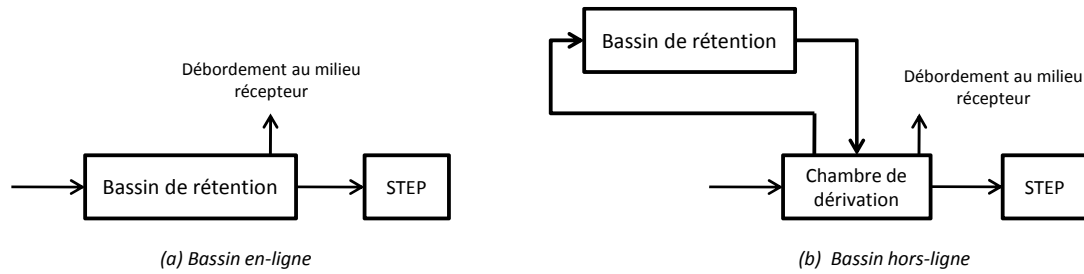


FIGURE 2.8 – Schémas des deux types de bassins existants.

Les premières études d'évaluation des propriétés hydrauliques et de rétention des solides ont été menées dans les années 1970 comme le rapportent Ashley *et al.* (2000). Ces études en laboratoire ont permis d'établir les premiers calculs de performance de rétention de solides utilisés pour le dimensionnement des structures. Plus tard, la performance de rétention est reliée aux caractéristiques hydrauliques d'un bassin de taille réel (volume, temps de séjour...) (Saul et Thornton, 1989). Boxall *et al.* (2007) proposent une méthodologie pour le dimensionnement des bassins de rétention et la prévision de l'efficacité de rétention en termes de MeS, DBO, et $\text{NH}_4\text{-N}$ basée sur les variations de débits, la forme et la géométrie des bassins (ratio longueur sur largeur). Dans leur étude, la calibration de ces modèles est basée sur des mesures de terrain (sur plus de 218 bassins connectés à 94 usines de traitement), notamment la distribution des vitesses de chute des particules. Pour les auteurs, ce dernier paramètre et l'orage choisi pour la conception apparaissent comme étant les paramètres principaux pour l'estimation de l'efficacité de rétention des solides d'un bassin.

Une des problématiques importantes est la gestion des sédiments qui s'accumulent à la base du bassin (source d'odeurs, développement de microorganismes, diminution de la capacité de stockage...). Il est donc nécessaire de développer des techniques permettant le nettoyage de ces sédiments. Mis à part les systèmes utilisant un soutirage des boues, il existe différentes approches pour évacuer les sédiments :

- La première consiste à garder une concentration homogène dans le volume d'eau durant le stockage afin d'éviter les trop fortes concentrations en MeS. Dans ce cas, certaines installations sont équipées de souffleurs (répartis sur toute la surface) ou de racleurs (Boxall *et al.*, 2007) qui créent une turbulence homogène durant le stockage afin d'éviter

tout dépôt. Cette approche évite les grosses variations de concentrations renvoyées à l'usine de traitement.

- La seconde approche consiste à évacuer la totalité des sédiments en fin de vidange. Le but est de lessiver le dépôt vers l'aval, soit en libérant un volume d'eau (usée ou potable), soit grâce à des jets (d'air ou d'eau) sous pression (Ashley *et al.*, 2000). Il est néanmoins nécessaire de s'assurer de la capacité des canalisations à l'aval à pouvoir transporter les sédiments.

2.4.2 Qualité des eaux de vidange de bassins de rétention

Durant le stockage, les eaux subissent des transformations physiques, chimiques et biologiques. Ce sont ces transformations qui vont déterminer la qualité des eaux vidangées. Afin de les comprendre, il est nécessaire de comparer la qualité de l'affluent et de l'effluent. S'il existe une banque de données importante pour l'affluent la littérature est moins riche en données sur les débordements vers la rivière, et encore moins sur l'effluent retourné à l'usine de traitement.

L'étude de Brechenmacher *et al.* (1992) montre des résultats de charges en MeS en entrée et sortie de deux bassins de rétention hors-ligne. Le bassin de Neuperlach a un volume de 3 500 m³ et est vidangé par gravité. Le bassin de Bertha-Von-Suttner-Weg fait 10 000 m³ et est vidangé par pompage. Les pollutographes ne sont pas publiés, seules les charges moyennes sur 17 évènements sont reportées. Les résultats reportés dans le Tableau 2.5 montrent qu'une fraction importante de la masse de polluants est retenue dans le bassin (entre 60 et 70% environ).

Tableau 2.5 – Flux de MeS mesurés en entrée et en sortie de deux bassins de rétention hors-ligne (Brechenmacher *et al.*, 1992).

Bassin à l'étude	Volume d'eau stocké/an (m ³)	Nombre d'évènements	Charge en entrée (kg)	Charge en sortie (kg)
Neuperlach	42 000	17	9 749	6 597
Bertha-Von-Suttner-Weg	21 500	9	7 469	4 384

Quelques études sur l'estimation de la performance d'un bassin de rétention en-ligne comparent la qualité observée en entrée à celle observée soit au débordement vers l'environnement, soit vers l'usine de traitement. Toutes ces études sont réalisées en sortie de débordement et

donc sur bassin de type clarificateur (Saul et Thornton, 1989; Michelbach et Weiß, 1996; Pecher et Haußmann, 1996; Aires *et al.*, 2003; Pister *et al.*, 2003; Frehmann *et al.*, 2005). La Figure 2.9 montre des résultats typiques d'un échantillonnage réalisé par Pecher et Haußmann (1996). Le bassin de rétention fonctionne alors comme un décanteur primaire. Le pic de concentration (premier flot d'orage) est clairement intercepté par le bassin et envoyé vers l'usine de traitement. Il n'est donc pas débordé au milieu récepteur et la qualité de cette eau débordée est moins concentrée en polluants. Il faut noter que la qualité des eaux retournées à l'usine de traitement provenant d'un bassin hors-ligne qui vidange toute la masse stockée (MeS + sédiments) est moins souvent quantifiée.

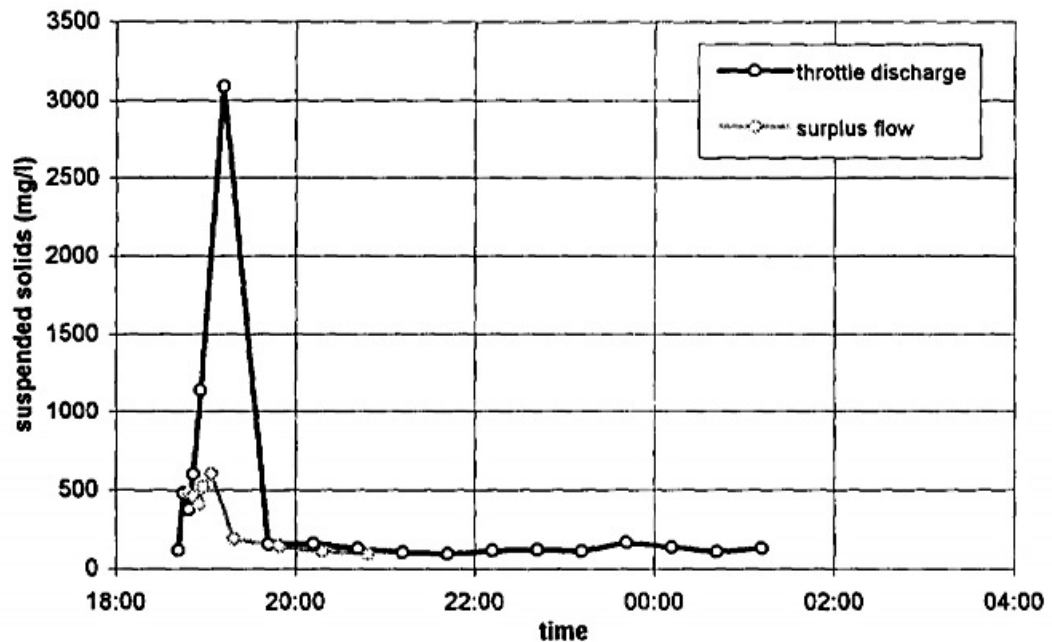


FIGURE 2.9 – Pollutogramme de MeS échantillonnées au niveau de la canalisation de débordement (*surplus flow*) et de la sortie vers l'usine de traitement d'un bassin de rétention en-ligne (*throttle discharge*) (Pecher et Haußmann, 1996).

L'étude de Rondeau (2009) menée sur le bassin versant de Saint-Sacrement de la Ville de Québec présente des résultats d'échantillonnage des eaux retournées à l'usine de traitement (Figure 2.10). La figure montre que pour un débit de vidange relativement constant, les concentrations en MeS et DCO totale varient beaucoup. Un premier pic de polluants est observé en début de vidange et un second, moins intense, est relevé en fin de vidange. Ces observations concordent

avec les résultats obtenus par Aires *et al.* (2003) pour la DCO, confirmant la forme en "U" de la dynamique des polluants à la sortie du bassin. Certaines structures ont été conçues tenant compte de cette variation de polluants. Le bassin à l'étude dans Aires *et al.* (2003) est équipé d'un système simple de CTR. Le bassin est programmé pour rejeter les eaux à la rivière lorsque le turbidimètre mesure une concentration en MeS inférieure à 100 g/m^3 . Pour le bassin étudié par Pister *et al.* (2003), le rejet est programmé quand la concentration passe en deça de 50 g/m^3 . Ces valeurs sont cohérentes avec les observations faites par Rondeau (2009) où la concentration minimale observée (bas du "U") est d'environ 20 g/m^3 . Néanmoins, les dynamiques observées en fin de vidange font apparaître un pic de MeS que l'auteur attribue à la diminution du volume d'eau dans le bassin qui engendre une resuspension des sédiments. À l'inverse d'Aires *et al.* (2003), il ne relève pas la même dynamique pour la DCO. Aires *et al.* (2003) relie le pic de DCO à une fermentation anaérobie. Si l'étude de Rondeau (2009) apporte des informations intéressantes sur la description des phénomènes qui guident l'évolution de la qualité de l'eau à l'effluent, il apparaît nécessaire de continuer l'observation pour confirmer les tendances et bien comprendre ces phénomènes en focalisant l'analyse sur les zones de fortes variations.

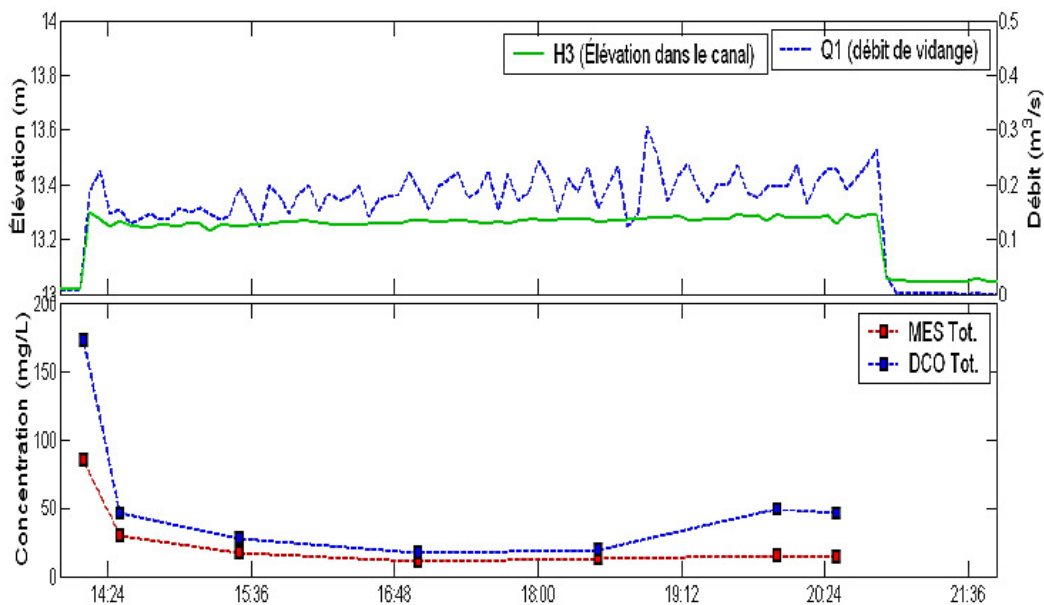


FIGURE 2.10 – Hydrographe (en haut) et pollutographe (en bas) d'une vidange de bassin de rétention hors-ligne (Rondeau, 2009).

2.4.3 Impact des vidanges de bassins de rétention sur l'usine de traitement

Tel que mentionné précédemment, en 1985, Lindholm pose la question de savoir si la mise en place de bassins de rétention avait réellement un effet global positif sur l'environnement. Même si les eaux sont stockées pour être envoyées par la suite à la station de traitement, l'impact d'une augmentation du débit et des charges (pendant une longue période) sur la performance de l'usine pourrait être assez fort pour annuler l'effet positif dû à l'implantation des bassins de rétention. En effet, plusieurs études théoriques ont été menées sur l'impact que pouvait avoir les vidanges d'eaux stockées en réseau (Durchschlag *et al.*, 1992 ; Rauch et Harremoës, 1996 ; Guderian *et al.*, 1998). Quelques-uns de ces travaux sont reportés dans une revue de littérature d'Ashley *et al.* (2000). L'étude de modélisation intégrée de Bauwens *et al.* (1996), dans les limites des conditions expérimentales, démontre que même si l'ajout de bassins de rétention en amont de l'usine de traitement augmente de 50% la concentration en solides à l'effluent de l'usine, l'impact général de l'implantation des bassins sur le réseau est bénéfique pour le milieu récepteur. Une autre étude de Rauch et Harremoës (1996) rapporte qu'en termes de réduction de l'oxygène dans le milieu récepteur, l'implantation de bassins de rétention a des effets limités sur la pollution à court terme et significatif sur la pollution à long terme.

Mis à part quelques études théoriques de modélisation, il ne semble pas exister de travaux de caractérisation sur l'impact de la vidange des bassins de rétention sur l'usine de traitement. Durchschlag *et al.* (1992) posent les bases des effets possibles sur les usines de traitement dus à l'augmentation d'eaux unitaires envoyées à l'usine. Concernant la vidange de bassins de rétention, le long temps de vidange vers l'usine de traitement pourrait engendrer les mêmes effets :

- La surcharge de la capacité d'aération, augmentant la charge en matière consommatrice d'oxygène et donc une diminution de la capacité de nitrification (voir aussi l'étude théorique de Rauch et Harremoës, 1996) ;
- Une baisse brutale de la température dans le bassin d'aération ;
- Une diminution de la capacité d'épuration du fait du lessivage des boues (conséquence du choc hydraulique) (voir aussi l'étude théorique de Rauch et Harremoës, 1996) ;
- Une augmentation des solides à l'effluent (conséquence du lessivage des boues) ;

- Dans le cas d'un traitement par biofiltration, l'augmentation des pertes de charge due au colmatage des pores, et ainsi, la diminution de la capacité de traitement (Canler et Perret, 1994; Di Iaconi *et al.*, 2005; De Feo, 2007).

Néanmoins, la disponibilité de ce volume de stockage pourrait aussi être utilisé pour de faibles pluies. Même si la capacité maximale de l'usine de traitement n'est pas atteinte, l'augmentation du débit peut avoir un impact négatif sur le rendement. Ainsi, lors de faibles pluies ne nécessitant pas le stockage d'un volume excédentaire, les bassins pourraient servir de tampon, afin de limiter les variations de débits en entrée d'usine (Lessard et Beck, 1990).

L'observation de ces interactions « réseau – usine – rivière » est complexe mais l'enjeu de leur compréhension et de leur gestion est nécessaire pour des raisons tant économiques, écologiques que sociales. C'est pourquoi Calabrò et Viviani (2006) soulignent l'importance de continuer les études sur les interactions entre le stockage en réseau et l'usine de traitement. Néanmoins, la multidisciplinarité et l'échelle d'étude d'une telle problématique nécessite une approche holistique du système. Cette approche ne peut être menée qu'avec l'utilisation de modèles dynamiques intégrés (Durchschlag *et al.*, 1992).

2.4.4 Vitesses de chute des particules en bassins de rétention

Il existe relativement peu de données sur la distribution des vitesses de chute des particules en bassin de rétention. Néanmoins, il en existe quelques-unes dont les résultats sont brièvement présentés ici.

Michelbach et Weiß (1996) ont réalisé des mesures de V_s en entrée et sortie de bassin de rétention. Les résultats mettent en évidence qu'une plus grande fraction de particules a une V_s plus élevée en entrée de bassin qu'en sortie. Il est important de faire remarquer que pour la Figure 2.11, l'axe des abscisse est inversé à ce qui est généralement fait (l'axe est décroissant). C'est à dire que pour 50% de la masse en MeS, la $V_{50} = 0.21$ cm/s en entrée de bassin et $V_{50} = 0.035$ cm/s en sortie de bassin de rétention (Figure 2.11). Ainsi, ils mettent en évidence que les particules ayant une forte vitesse de chute sont retenues dans le bassin de rétention. Il est à noter que ce bassin de rétention est de type clarificateur et qu'il y a donc extraction des boues par une sortie différente. Les particules décantées ne sont donc pas remises en suspension.

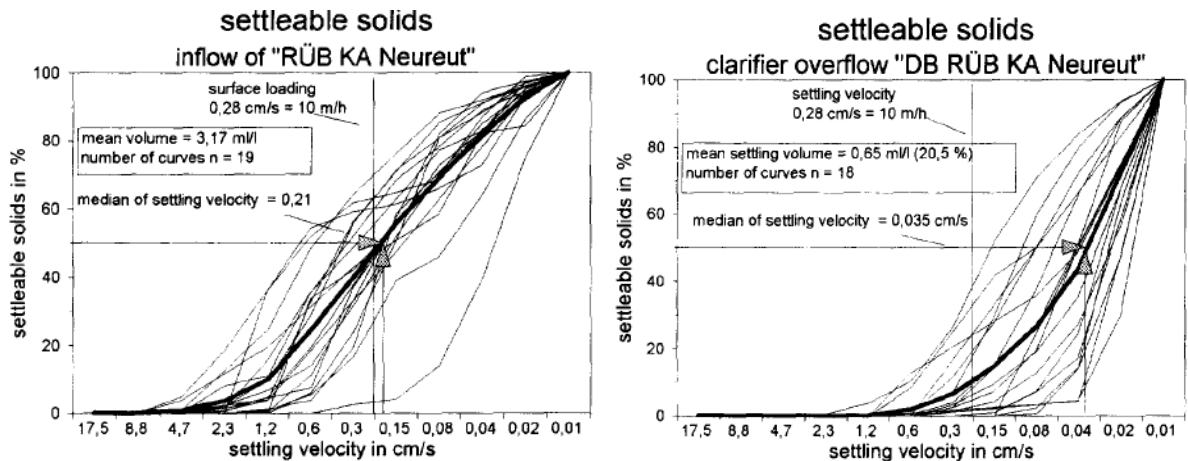


FIGURE 2.11 – Courbes de vitesses de chute obtenues sur des échantillons provenant de l'entrée (à gauche) et de la sortie (à droite) d'un bassin de rétention (Michelbach et Weiß, 1996).

Si la provenance des échantillons des Figures 2.4 et 2.11 sont différents (sédiments pour la Figure 2.4 et entrée/sortie de bassin de rétention pour la Figure 2.11), les valeurs des vitesses médianes V_{50} restent dans le même ordre de grandeur.

2.5 Modélisation intégrée

Cette section a pour objet de présenter le contexte dans lequel le modèle de bassin de rétention doit être ultimement utilisé. Une introduction à la modélisation intégrée en gestion des eaux usées est proposée. Ensuite, le sujet se focalise sur les modèles de réseau qui sont abordés de manière plus détaillée. Une énumération d'exemples d'études vient illustrer les intérêts et les objectifs de la modélisation intégrée. Enfin, une revue est faite sur la modélisation des phénomènes régissant le comportement des particules pouvant se retrouver dans un bassin de rétention.

2.5.1 Qu'est-ce que la modélisation intégrée ?

Les premières théories suggérant la modélisation intégrée apparaissent avec Beck (1976) qui démontre l'importance de faire des modèles globaux pour décrire le suivi de l'eau depuis son extraction à son rejet dans l'environnement. Les premiers modèles intégrés apparaissent vers le début des années 1980. S'en suivra un engouement plus marqué pour leur développement à partir des années 1990 (Durchschlag, 1990 ; Lessard et Beck, 1990 ; Lijklema, 1993 ; Bauwens

et al., 1996; Rauch et Harremoës, 1996; Vanrolleghem *et al.*, 1996; Dempsey *et al.*, 1997; Schuetze, 1998; Lindberg *et al.*, 1999; Meirlaen *et al.*, 2002; Erbe *et al.*, 2002b; Vanrolleghem *et al.*, 2005; Willems, 2010; Dong *et al.*, 2012). Plusieurs revues de littérature ont déjà été produites sur l'approche de la gestion opérationnelle ou la modélisation intégrée des eaux usées (Lindblom *et al.*, 2001; Erbe *et al.*, 2002a; Harremoës, 2002; Rauch *et al.*, 2002). Un modèle intégré est la mise en relation de plusieurs systèmes. En hydraulique urbaine, ces systèmes consistent en la rivière ou les nappes phréatiques (les milieux récepteurs), la station d'épuration et le réseau d'assainissement (Figure 2.12). Généralement, le modèle intégré de traitement des eaux usées est composé d'un système composé de l'usine de traitement et de bassins versants urbains (Harremoës, 2002). Encore peu d'études prennent en compte le milieu récepteur, et dans le cas où elles le font, elles ne prennent généralement en considération que les eaux de surface (Rauch *et al.*, 2002). Une étude de Bach *et al.* (2007) ajoute un autre sous-système qui représente l'apport dû aux rejets ruraux au milieu récepteur. Il élargit ainsi un peu plus l'échelle du bassin versant pris en compte en modélisation intégrée en allant au-delà des limites urbaines. L'étude montre les points chauds en termes de rejets d'azote à l'échelle d'un bassin versant de rivière.

Les objectifs recherchés sont variés : ils peuvent être d'évaluer les ouvrages en place et minimiser les investissements sur la réalisation des structures, d'optimiser des systèmes de contrôle en temps réel, d'améliorer la composition prévue de l'affluent ou l'effluent de STEP ou encore pour des études théoriques sur les flux hydrauliques ou de polluants.

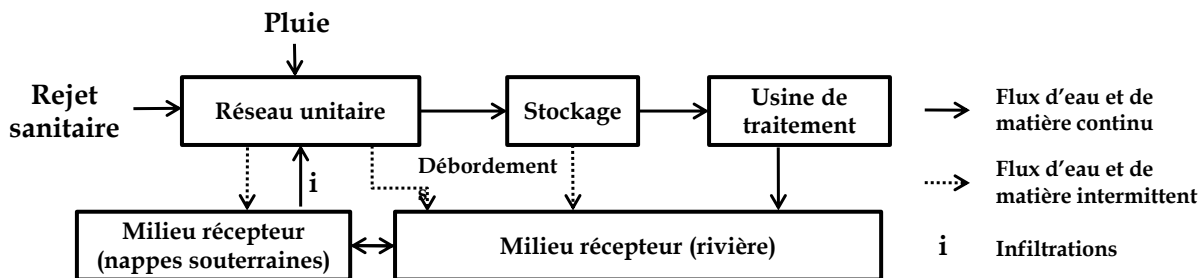


FIGURE 2.12 – Schéma d'un système intégré et des sous-systèmes (adapté de Rauch *et al.*, 2002)

)

2.5.2 Modélisation du sous-système réseau d'assainissement en vue de son intégration avec les autres sous-systèmes

La section suivante a pour but de présenter en détail la prise en compte des systèmes localisés en amont d'une usine de traitement dans les études de modélisation intégrée. La discussion sur le stockage des eaux, qui est le cœur du projet, fait l'objet d'un paragraphe distinct (§ 2.6). La section suivante se décline en trois parties :

- Le ruissellement induit par les eaux de pluie ;
- L'hydraulique en réseau ; et
- Le comportement des polluants en réseau unitaire.

Ruissellement

Production du volume d'eau

Le ruissellement est le résultat de la soustraction des pertes d'eau par infiltration, stockage ou évapotranspiration aux précipitations. Selon que le sol soit imperméable ou non, ces valeurs vont être plus ou moins grandes et vont évoluer dans le temps. Sur les sols imperméables, les pertes par mouillage des surfaces peuvent être considérées comme des pertes constantes ou proportionnelles retirées aux précipitations, ce sont des modèles linéaires (*e.g.* Durchschlag, 1990 ; Bertrand-Krajewski *et al.*, 1993). Dans le logiciel SWMM (Rossman, 2009), il est possible de représenter le ruissellement de diverses manières telles que le modèle de Green-Ampt (qui est une dérivation des équations de Darcy) ou bien le Curve Number qui est un modèle empirique dont un des problèmes majeurs est son indépendance au temps. Les modèles se complexifient quand les pertes par infiltration ou par évaporation sont décrites. Ces pertes varient en fonction du temps (Horton, 1940). Le modèle d'Horton (1940) est utilisé pour les écoulements sur sols perméables. Il prend en compte la variation du taux d'infiltration au cours du temps. La plupart des modèles intégrés reprennent Horton, *e.g.* ILLUDAS (Terstrieop et Stall, 1974), KOSIM (Paulsen, 1986). Ce modèle est ainsi plus représentatif des longs évènements que les modèles linéaires qui ne prennent pas en compte la variation des pertes due à la saturation des sols avec le temps.

Production des polluants

La qualité dans le ruissellement est traditionnellement représentée par des modèles d'accumulation de polluants en temps sec et de lessivage lors d'évènements pluvieux. L'accumulation dépend de plusieurs facteurs tels la durée du temps sec antécédent, le balayage des rues, le trafic automobile, la végétation, le type de bâtiments, l'utilisation d'agents pour déglacer les routes, la pollution atmosphérique... (Ashley *et al.*, 2004; Butler et Davies, 2011). Plusieurs approches apparaissent dans la littérature pour modéliser l'accumulation telles l'approche linéaire, asymptotique (Sartor *et al.*, 1974), de puissance, exponentielle (Alley et Smith, 1981) ou encore des équations de saturation de type Monod. La plus utilisée (voir Bertrand-Krajewski *et al.*, 1993; Gamerith *et al.*, 2011) est exponentielle et dépend principalement de la période de temps sec antécédent et de la masse résiduelle de l'évènement précédent (décroissant avec la durée de temps sec du fait du lavage des rues, de leur dégradation...).

Le lessivage dépend principalement de l'intensité de la pluie. C'est à dire que plus cette intensité est forte, plus la taille des particules lessivées augmente (Ashley *et al.*, 2004). Il n'existe pourtant aucun modèle reproduisant l'accumulation (comme le lessivage) qui permet de différencier les tailles de particules. Cependant, Gaborit *et al.* (2012) ont pu améliorer les performances de simulation de la qualité des eaux lessivées en milieu urbain en implantant les classes de particules dans le modèle SWMM (Rossman, 2009). Ils mettent ainsi en évidence l'arrachement de différentes classes de particules en fonction du débit, *i.e.* plus le débit est fort, plus la classe de particule lessivée a une vitesse de chute élevée. Dans SWMM (Rossman, 2009), le lessivage peut être décrit de trois manières différentes : exponentiel (comme décrit dans KOSIM, Paulsen, 1986) et dépendant de l'accumulation, proportionnel au débit et indépendant de l'accumulation sur le bassin versant et, enfin, dépendant du débit et d'une concentration moyenne.

Hydraulique et polluants en réseau

Hydraulique

Une fois les débits entrant dans les canalisations déterminés, il faut définir le routage des débits. L'hydraulique peut être reproduite soit par les équations de Barré de Saint-Venant soit par la méthode des réservoirs linéaires ou non-linéaires. La méthode des réservoirs linéaires ou

non-linéaires est aussi souvent utilisée pour le ruissellement et pour le réseau dans les modèles intégrés (Bertrand-Krajewski *et al.*, 1993 ; Schuetze, 1998 ; Zug et Phan, 1999 ; Vanrolleghem *et al.*, 2009 ; Mannina et Viviani, 2010). Dans cette partie, la méthode déterministe des réservoirs linéaires ou non-linéaires va être détaillée. La méthode utilisant les équations de Barré de Saint-Venant est rapidement survolée car elle est aussi utilisée dans certaines plateformes de modélisation.

La première méthode se décline en un couple de deux équations, une équation dynamique et une équation de continuité s’appliquant sur une dimension, elle est utilisée dans divers logiciels de modélisation de réseau (SWMM, AQUASIM, Infoworks, MOUSE...). Selon les simplifications faites sur les équations, on obtient une description d’onde cinématique, d’onde de diffusion ou bien d’onde dynamique. Dans le Tableau 2.6 sont reportés les processus décrits selon le type d’onde (voir Butler et Davies (2011) pour plus de détails).

Tableau 2.6 – Conditions hydrauliques représentées selon les simplifications des équations de Barré de St Venant (tiré de Butler et Davies, 2011).

	Onde cinématique	Onde de diffusion	Onde dynamique
Translation de l’onde	O	O	O
Refoulement	N	O	O
Atténuation de la vague	N	O	O
Accélération du débit	N	N	O

O=Oui / N=Non

L’inconvénient principal de l’utilisation de ces équations est le long temps de calcul nécessaire à leur résolution. Cet inconvénient devient très limitant lors de simulations intégrant plusieurs systèmes physiques (plusieurs modèles) pour le long terme ou des problèmes d’optimisation (Meirlaen *et al.*, 2001). Une manière de diminuer drastiquement le temps de calcul tout en gardant une bonne estimation des variations de débit, est l’utilisation de réservoirs linéaires ou non-linéaires en série (Meirlaen *et al.*, 2001 ; Rauch *et al.*, 2002).

Cette méthode est utilisée dans diverses études et logiciels (Bertrand-Krajewski *et al.*, 1993 ; Bauwens *et al.*, 1996 ; Solvi *et al.*, 2005 ; Mannina et Viviani, 2010...). Dans un réservoir linéaire, le débit à la sortie est linéairement proportionnel au stockage (Équations 2.1 et 2.2). Cette méthode est utilisée préférentiellement sur les petits bassins versants où la réponse du

réseau est rapide (Calabro et Viviani, 2006). Comme la propagation des ondes en rivière ou en canalisation est un phénomène non-linéaire, il est difficile de le décrire précisément par des équations linéaires. Ainsi, il est possible d'introduire une non-linéarité en mettant plusieurs réservoirs en série (Figure 2.13). Ce nombre n de réservoirs en série peut être représenté par un seul réservoir non-linéaire (ex : Équations 2.1, 2.2, 2.3) (Vanrolleghem *et al.*, 2009). Solvi (2007) propose une méthode permettant d'obtenir la valeur du nombre n de réservoirs ou bien de la constante de stockage K en fonction du diamètre, de la pente ou encore du débit maximum du réseau réel.

Les équations de stockage pour chaque réservoir se déclinent en une équation dynamique :

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_{in}(t) - Q_{out}(t) \quad (2.1)$$

Et une équation de continuité linéaire :

$$Q_{out}(t) = \frac{1}{K}V(t) \quad (2.2)$$

L'équation de continuité peut être non-linéaire, par exemple :

$$Q_{out}(t) = \alpha + \frac{1}{K}V(t)^\beta \quad (2.3)$$

Q_{in}	Débit entrant (m^3/s);
Q_{out}	Débit sortant (m^3/s);
t	Temps (s);
α	Constante de stockage (m^3/s);
V	Volume de l'eau (m^3);
K	Constante de stockage (s); et
β	Coefficient de non-linéarité (-).

Un des problèmes de ces modèles est que l'effet des eaux situées à l'aval sur celles situées à l'amont (refoulement) n'est pas représenté, or c'est un phénomène fréquemment observé dans les conduites d'eaux usées. Néanmoins il est possible de le reproduire par l'ajout d'une recirculation (R) du réservoir n vers le réservoir $n-1$ (Solvi *et al.*, 2005; Gujer, 2008 (pp. 121-122)) (Figure 2.13).

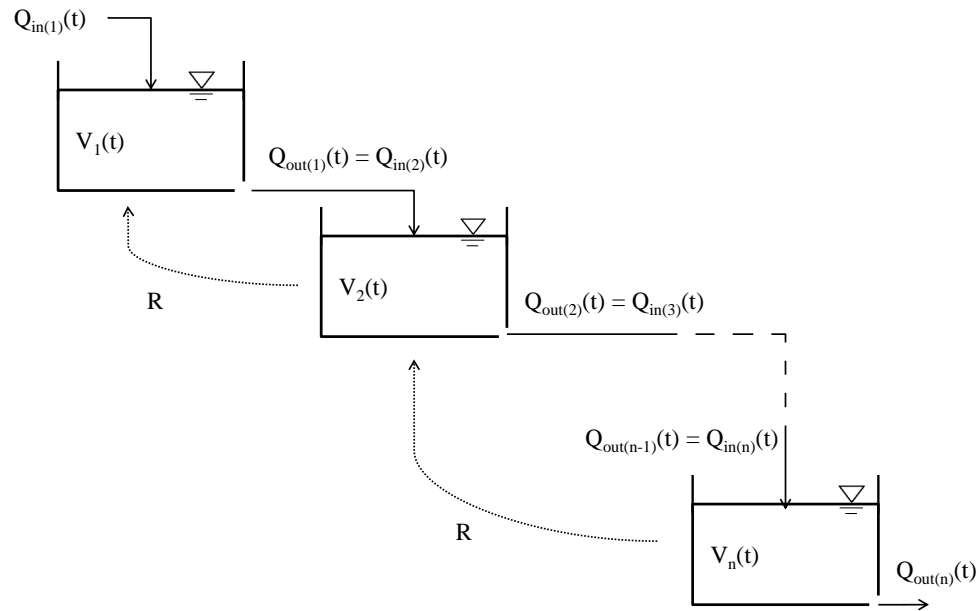


FIGURE 2.13 – Schéma conceptuel de réservoirs en séries. R symbolise la recirculation (en m^3/s) (adapté de Schuetze, 1998).

Meirlaen *et al.* (2001) rapportent que les études comparant les deux méthodes (Barré de Saint-Venant et les réservoirs en cascade) montrent des résultats très similaires en termes de performance. Pour arriver à ce résultat, il est nécessaire que le modèle soit bien calibré, ce qui peut être fait grâce à des mesures de terrain ou bien à l'aide de simulations faites avec des modèles complexes (*e.g.* Barré de Saint-Venant). Ainsi, un gain de temps de calcul important est réalisé avec les réservoirs en cascade.

Transport des polluants

Les polluants d'un réseau unitaire peuvent avoir trois origines principales : 1) les polluants de surface, drainés par les pluies vers les réseaux ; 2) les sédiments accumulés dans les réseaux durant le temps sec et remis en suspension en temps de pluie ; et 3) les polluants contenus dans les eaux de temps sec (Rauch *et al.*, 2002 ; Mannina et Viviani, 2010). Gromaire-Mertz (1998) démontre que le réseau se comporte comme un réacteur où les polluants subissent des transformations physiques et biologiques. Certains modèles considèrent les polluants comme conservatifs dans le réseau, c'est-à-dire qui ne subissent aucune transformation (*e.g.* SWMM, CITY DRAIN, KOSIM). Le logiciel Infoworks CS, peut représenter jusqu'à neuf polluants

différents dans son modèle de réseau mais les considère comme conservatifs. Ce sont donc les équations hydrauliques qui régissent le transport des polluants.

Le transport des polluants solubles et conservatifs est régi par plusieurs phénomènes (Gujer, 2008) :

- L’advection, où les particules suivent rigoureusement des lignes de courant imposées par les forces externes ;
- La diffusion, les particules subissent des mouvements aléatoires durant le transport ;
- La dispersion qui est due au gradient de vitesse pouvant apparaître sur la section d’une canalisation qui peut être engendré par les forces de frottement avec les parois par exemple ; et
- La convection, qui est le mouvement de l’eau engendré par les différences de densité (*e.g.* différences dues à la température).

En modélisation, beaucoup d’approximations sont faites selon l’échelle à laquelle on veut observer le système. L’advection et la dispersion sont généralement décrites, la diffusion l’est dans certains modèles et la convection ne l’est que dans certains modèles de traitement des eaux usées de *Computational Fluid Dynamics* (CFD).

Basée sur le même principe que pour l’hydraulique, une série de réacteurs complètement mélangés permet de décrire le degré de dispersion. Il est représenté par le nombre n de réacteurs en série (Bauwens *et al.*, 1996 ; Vanrolleghem *et al.*, 2005 ; Bach *et al.*, 2007 ; Gujer, 2008 ; Willems, 2010). Plus n est grand, moins il y a de dispersion. Seule l’équation dynamique change par rapport à celles d’hydraulique (le temps a été retiré pour faciliter la lecture) :

$$\frac{dC}{dt} = \frac{C_{in}Q_{in} - CQ_{out}}{V} \quad (2.4)$$

- C_{in} Concentration entrante (g/m^3) ; et
 C Concentration dans le réacteur (g/m^3).

Une autre façon de représenter le comportement des polluants est l'ajout de termes d'advection et de dispersion qui permettent soit de prendre simplement l'advection en compte (Gamerith *et al.*, 2011) soit de prendre les deux en compte (Hsu *et al.*, 2000; Milina *et al.*, 1999) (voir Butler et Davies (2011) pour le détail des équations).

Décantation en réseau

Le problème se complexifie quand les polluants à modéliser sont particulaires et subissent des phénomènes de sédimentation et de resuspension. Les raisons sont notamment le manque de données du à la difficulté d'observation et la complexité des phénomènes en jeu dépendant des conditions locales (pente, forme et dimension du réseau, forces de frottement...). Quelques études prennent en compte les phénomènes de sédimentation/resuspension que ce soit dans des modèles de réservoirs complètement mélangés ou dans l'utilisation des équations d'advection/dispersion. Ces études séparent les volumes en deux phases, une phase liquide contenant les particules en suspension et une phase de sédiments (Bauwens *et al.*, 1996; Milina *et al.*, 1999).

Des revues de littérature sur la modélisation du transport solide en réseau ont été réalisées (Bertrand-Krajewski *et al.* 1993; Ashley et Verbanck, 1996). Ils rapportent que les différents modèles de transport des particules utilisés en drainage urbain sont majoritairement tirés de l'hydraulique fluviale. La plupart du temps, le transport par charriage (au niveau du lit) est distingué du transport en suspension. Par exemple, certains modélisent le régime de transport en fonction de la densité et du diamètre des particules, les grosses particules seront charriées tandis que les plus fines resteront en suspension (Bertrand-Krajewski, 1993; Mannina et Viviani, 2010). Ainsi, il est possible de reproduire un courant de fond dense où la concentration en MeS est souvent bien plus élevée que lorsque l'on s'éloigne du lit. La modélisation du transport des particules situées proches du lit peut aussi être fonction d'un coefficient de cisaillement (Ashley et Verbanck, 1996).

Un autre exemple est l'utilisation du modèle de Velikanov (Zug *et al.*, 1998 dans HORUS; Bertrand-Krajewski *et al.*, 2006), qui corrèle un régime d'érosion, de sédimentation ou de statu quo selon la concentration et le débit dans le réseau. Erbe *et al.* (2002a) proposent deux équations contrôlées par des termes de saturation pour décrire les processus de sédimen-

tation/érosion. Ces équations sont dépendantes des concentrations en MeS dans le volume liquide et dans les sédiments et de deux constantes de demi-saturation (pour la sédimentation et l'érosion).

Transformation des polluants

Jusque dans les années 1980, la plupart des modèles de réseau ne considéraient pas la transformation des polluants. De plus en plus d'études sont menées sur la modélisation des transformations en réseau reproduisant notamment les phénomènes que l'on observe en boues activées (Rauch *et al.*, 2002). On observe la prise en compte des phénomènes de diminution de la matière consommatrice d'oxygène corrélée avec le temps de résidence dans la canalisation et la production de biomasse (Garsdal *et al.*, 1995), des échanges liquide-solide-gazeux, la production de biofilms (voir revue de littérature de Nielsen *et al.*, 1992 et la Figure 2.14), la production de sulfure d'hydrogène (Delgado *et al.*, 1999; Hvitved-Jacobsen *et al.*, 2000; Sharma *et al.*, 2008), la production de méthane (Guisasola *et al.*, 2008) ou encore une activité d'hydrolyse dans le réseau. Le Tableau 2.7 reporte les variables utilisées pour représenter les processus en jeu dans les réseaux d'assainissement dans plusieurs modèles intégrés (logiciels ou études). La DCO et la DBO sont les deux variables les plus fréquemment utilisées, viennent ensuite les MeS et NH_4 . Néanmoins, de plus en plus la DCO est utilisée dans la modélisation des réseaux d'assainissement du fait de l'utilisation de cette variable dans la majorité des modèles de traitement des eaux.

2.5.3 Exemples

Quelques exemples d'études sont donnés dans cette partie dans le but de présenter les objectifs recherchés en modélisation intégrée, les problèmes et limites rencontrés et les moyens existants pour les atteindre.

Lessard et Beck (1990) : L'objectif de cette étude est d'améliorer l'efficacité de traitement d'une usine ou de mieux contrôler l'usine pour réduire l'impact sur le milieu récepteur en temps de pluie. Les données d'entrée du modèle sont issues d'un croisement entre un échantillonnage à l'usine de Norwich (UK) et la littérature. Le système comprend un modèle de stockage des eaux en réseau, des modèles de traitement (décantation primaire et secondaire, boues

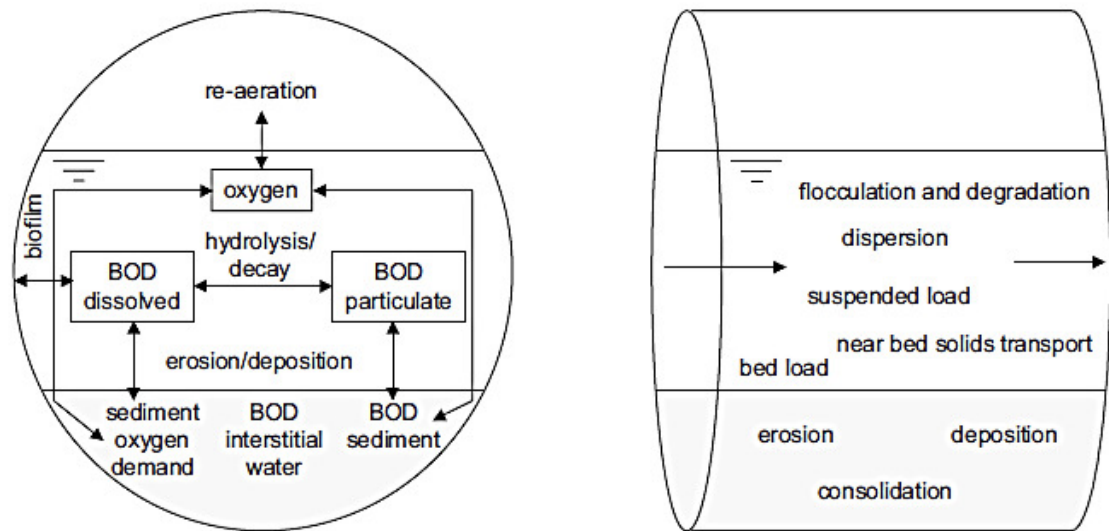


FIGURE 2.14 – Concept de la modélisation des transformations en réseau (extrait de la revue de littérature de Rauch *et al.*, 2002).

Tableau 2.7 – Variables utilisées en modélisation de réseaux d’assainissement.

Études/logiciels	Variables
Achleitner <i>et al.</i> (2006)	Plusieurs polluants conservatifs
SIMBA-sewer	DCOsol - DCOpart - NH ₄
SWMM	Plusieurs polluants conservatifs
Mannina <i>et al.</i> (2010)	MeS - DBO - DCO
Millina <i>et al.</i> (1999)	MeS - DCOsol - P
Bach <i>et al.</i> (2007)	MeS - DBO - DCO - NH ₄ - P
KOSIM	MeS - DCOsol - DCOpart - NH ₄ - PO ₄ -P
Dempsey <i>et al.</i> (1997)	DBO - NH ₄
HORUS Zug et Phan (1999)	MeS - DBO - DCO
SMUSI	MeS - DBO - DCO - NH ₄ - PO ₄ -P - COT
Garsdal <i>et al.</i> (1995)	DO - DCOsol - DCOpart
Hydroworks	9 polluants conservatifs
Bjerre <i>et al.</i> (1995)	ASM1 modifié
Benedetti <i>et al.</i> (2009)	Ajout des micropolluants

activées). La rivière a donc deux intrants, le débordement (du bassin de rétention ou d’une chambre de dérivation) et l’effluent de l’usine.

Dans ce contexte, neuf scénarios sont définis et soumis à deux pluies différentes en intensité, mais équivalentes en volume. Le premier ensemble de stratégies porte sur la modification de la conception de l’usine (seuil de débit avant débordement, débordement en rivière ou en bassin

de rétention, avant ou après la décantation primaire). Le second porte sur la modification des règles de contrôle du bassin de rétention.

Les résultats de l'étude encouragent à continuer les efforts dans l'intégration des systèmes, notamment en ajoutant un modèle de rivière. Ces travaux amènent les auteurs à conclure que les usines de traitement devraient être conçues de façon à être le plus flexible possible en termes de contrôle hydraulique (optimisation de l'utilisation des BR). En second lieu, les auteurs mettent l'accent sur la nécessité de protéger prioritairement la biomasse du lessivage en temps de pluie (voir aussi paragraphe 2.4.2.). Néanmoins, ces résultats sont à considérer dans les limites de l'étude qui sont l'utilisation d'un modèle de clarification secondaire empirique et le manque de données pour la validation du modèle global.

Reda et Beck (1997) vont réutiliser les stratégies et le modèle en ajoutant un sous-système de rivière. Schuetze (1998) et Lau et al. (2002) continueront aussi ces travaux par la suite.

Rauch et Harremoës (1996) : Les auteurs cherchent à analyser l'impact d'une pluie sur le milieu récepteur (rivière) en termes d'oxygène dissous. Le système comprend des modèles (plutôt simples) de ruissellement, stockage en réseau, réseau unitaire, usine de traitement et rivière. Leurs observations se focalisent sur trois cas : 1) RUTP seuls ; 2) rejet de l'usine de traitement seule ; et 3) la somme des deux. Trois simulations sont effectuées pour des débits d'entrée d'usines différents. Leurs résultats mettent clairement en évidence l'importance de l'impact des rejets d'usine de traitement lors d'évènements importants.

- Pour un débit de 2.5 fois le débit de temps sec (TS) en entrée d'usine de traitement, seuls les RUTP ont un impact sur l'oxygène dissous de la rivière ;
- Pour 6.5 fois le débit de TS, les RUTP et l'usine de traitement ont un impact équivalent ;
- Pour 10.5 fois le débit de TS, l'impact de l'usine de traitement est nettement supérieur à celui des RUTP.

Le modèle de stockage en réseau est reproduit par un volume réparti dans tout le réseau. Leur étude légitime le questionnement de Lindholm (1985) en concluant que l'estimation de l'impact des pluies sur les rivières en milieu urbain ne peut négliger la variation de l'efficacité des usines de traitement.

Vanrolleghem et al. (1996) : L'étude cherche à évaluer l'impact global de l'ajout de BR à chaque exutoire de bassin versant (au nombre de cinq, pour un volume total de 200 000 m³) sur le milieu naturel. La réponse à la question de Lindholm (1985) précédemment mentionnée est donc la problématique abordée dans cette étude. Le point de vue de cette évaluation est basée sur l'oxygène dissous observé à différents endroits dans la rivière. L'analyse statistique des données résultantes du modèle est réalisée à travers des courbes de concentration-durée-fréquence qui permettent de condenser la quantité de données recueillies pour une meilleure interprétation.

L'intégration comprend cinq bassins versants connectés à une usine de traitement et à une rivière. Le modèle de rivière est composé de 18 segments où l'hydraulique est décrite par les équations de Barré de Saint-Venant et la qualité par des équations d'advection-dispersion. L'usine de traitement est composée d'un traitement primaire (basé sur Lessard et Beck, 1988), d'un traitement par boues activées (ASM1 de Henze *et al.*, 1987) et d'une unité de clarification secondaire (Takacs *et al.*, 1991). Enfin la décantation en BR est représentée par la théorie de sédimentation traditionnelle et est fonction du degré de remplissage du bassin. L'hydraulique et la qualité en réseau sont décrites par une série de bassins complètement mélangés. Les points d'observation de la qualité de la rivière se situent à l'amont (mais après les rejets des déversoirs) et à l'aval du rejet d'effluent de l'usine de traitement.

Les résultats des simulations montrent que sans BR, la concentration en oxygène dissous à l'amont du rejet de l'usine est en moyenne égale à 2.5 gO₂/m³, et est d'environ 3 gO₂/m³ à l'aval. L'ajout de cinq BR (un à chaque exutoire de bassin versant) permet, comme on pouvait s'y attendre, d'augmenter la concentration en oxygène dissous à une moyenne de 7 gO₂/m³. Enfin, la concentration en oxygène dissous observée à l'aval du rejet de l'usine est en moyenne de 5.5 gO₂/m³. Ainsi, l'étude théorique montre que l'ajout de BR a globalement un effet positif sur la qualité d'une rivière, en termes d'oxygène dissous. Les courbes concentration-durée-fréquence montrent aussi clairement une diminution de l'impact négatif en oxygène dissous sur la rivière par l'ajout de BR.

Dans la lignée de cette école de pensée, on trouvera les travaux de Meirlaen *et al.* (2001) sur la validation de modèles simplifiés de bassins en cascade par des modèles plus complexes de

Barré de St Venant. Benedetti *et al.* (2004) et Vanrolleghem *et al.* (2005) ont travaillé sur le développement de connecteurs de variables (issues d'un fractionnement de la DCO) entre un modèle de traitement et un modèle de rivière et le suivi de l'impact en azote ammoniacal et nitrates suite à l'amélioration d'une usine de traitement. Finalement, Solvi (2007) a ajouté la possibilité de reproduire le refoulement en réseau représenté par des bassins en cascade et a calibré un modèle de rivière sur des données réelles.

Lau et al. (2002) : Les auteurs cherchent ici à étudier la relation entre la fréquence et le volume des RUTP et la qualité des eaux réceptrices. La plateforme de simulation utilisée est issue de Schuetze (1998), qui comprend trois sous-systèmes, soit le réseau, le traitement et la rivière. Si le transport en réseau est décrit par une série de réservoirs en cascade, il est décrit par les équations de Saint-Venant en rivière (voir §2.5.2.2). En rivière, les polluants sont transportés grâce à des équations d'advection/diffusion. En réseau, une option permet de produire l'effet de premier flot d'orage, mais aucune réaction (physique comme biologique) n'est possible. Le modèle de traitement des eaux usées est une simplification de l'*activated sludge model* de l'IWA (*International Water Association*) (Henze *et al.*, 1987) et comprend aussi les décanteurs primaire et secondaire et un bassin de rétention.

La simulation des sous-systèmes s'effectue en série, avec le transport et le traitement dans un premier temps et la rivière dans un second temps. Cette césure dans la simulation peut devenir un inconvénient lors du contrôle en temps réel (Fronteau *et al.*, 1997; Meirlaen *et al.*, 2001). Dans ce cas, les observations faites en rivière ne peuvent servir pour le contrôle en amont. L'échelle temporelle de simulation est une période de six mois, ce qui permet de donner de l'importance à la relation accumulation de polluants/temps sec antécédent, qui est négligée lors de la conception. Différents critères d'évaluation sont définis, prenant en compte principalement l'oxygène dissous et l'azote reçus par la rivière et la durée de ces rejets. Plusieurs simulations sont faites en faisant varier le dimensionnement des bassins de rétention (de 1 à 68 m³/ha).

Les résultats montrent que l'impact en termes d'oxygène dissous (concentration/ durée/ volume du rejet) se stabilise rapidement autour d'un dimensionnement équivalent à 6 m³/ha. En ce qui concerne l'azote ammoniacal, l'impact est relativement compliqué et mène à avoir

un regard critique quant à la prise en compte du seul critère de nombre et volume de RUTP pour la gestion des eaux usées en temps de pluie.

2.5.4 Les défis de la modélisation intégrée

A la vue de ces études, il apparaît évident que l'intégration des modèles est un outil important pour la gestion des eaux usées en temps de pluie. Chacun de ces travaux cherche à étudier (directement ou indirectement) l'impact du temps de pluie sur l'environnement, la plupart du temps en intégrant des modèles de bassins de rétention. Cette énumération ne se veut en aucun cas exhaustive, mais tente de représenter ce qui se fait dans ce domaine. Ainsi, trois points importants ressortent de cette énumération :

- Une seule étude utilise un modèle capable de décrire la qualité d'un effluent de bassin de rétention (Lessard et Beck, 1990). Les autres études utilisent des modèles conceptuels représentant la qualité de manière grossière. C'est à dire qu'il n'y a aucune transformation en réseau, ni aucune variation des charges et des concentrations dues au stockage. Ce point est d'importance car le rôle d'un bassin de rétention est aussi de tamponner et d'écrêter les pics hydrauliques et qualitatifs des eaux usées ;
- Quand la vitesse de chute est prise en compte, elle est calibrée sur une base uniquement conceptuelle et non d'observation (modèle de Lessard et Beck, 1991 repris par Lau *et al.*, 2002 ; Vanrolleghem *et al.*, 1996). Pourtant, plusieurs auteurs mentionnent ce paramètre comme étant le facteur dominant dans la description de la sédimentation (Huebner et Geiger, 1996 ; Frehmann et al., 2005 ; Boxall *et al.*, 2007) Il apparaît nécessaire de considérer cette variable si l'on veut reproduire correctement les phénomènes de sédimentation et si l'on veut valider les modèles utilisés ;
- Très peu de données réelles sont utilisées dans ces études. Willems (2010) utilise des données d'affluent et d'effluent de station de traitement pour la calibration d'un modèle simplifié. C'est d'ailleurs cette grande simplicité qui permet l'auteur de calibrer son modèle. Néanmoins les résultats à la sortie montrent de grandes erreurs observées/simulées. Au final, la performance du modèle est sacrifiée au bénéfice d'une calibration. Solvi *et al.* (2006) ont réalisé une calibration de leur modèle de rivière et font remarquer l'importance de cette étape en raison des grandes variations saisonnières de la qualité de l'eau. Dans le même ordre d'idée, il est important de noter qu'aucune donnée ne permet

de valider la bonne reproduction de la qualité des eaux en bassin de rétention dans un contexte intégré; et

- Le manque de données peut ainsi mener à ne pas prendre en compte certains processus qui pourraient être reproduits (*e.g.* voir Vanrolleghem *et al.* (1996) qui n'utilisent pas la sédimentation et la resuspension en réseau).

De manière plus générale, il reste encore plusieurs défis auxquels il est nécessaire de faire face concernant l'intégration des différents sous-systèmes de la gestion des eaux urbaines :

- L'évolution des connaissances et le développement de nouveaux modèles rendent les systèmes et leur modélisation de plus en plus complexes. La calibration devient une tâche plus fastidieuse. Pour être réalisée, il est donc nécessaire de posséder plus de données de terrain. Les systèmes étudiés sont vastes et inter-reliés et donc difficiles à échantillonner de façon exhaustive et dans des conditions clairement identifiables (voir aussi Erbe *et al.*, 2002a; Solvi, 2007);
- Certaines études prenant en compte les transformations en réseau existent (Milina, 1999; Solvi *et al.*, 2006), mais la plupart du temps les polluants sont considérés comme conservatifs à travers le réseau de drainage. Les connaissances sur les processus régissant les transformations en réseau sont encore à mieux comprendre;
- La plupart du temps les modèles ont été développés indépendamment, utilisant leurs propres variables et paramètres pour décrire les phénomènes d'intérêt. Leur connexion est ainsi plus difficile du fait d'un manque de compatibilité entre les modèles existants (Fronteau *et al.*, 1997; Erbe *et al.*, 2002a; Benedetti *et al.*, 2004). Pourtant, comme Rauch *et al.* (2002) le font remarquer, seulement trois processus régissent les dynamiques de qualité des eaux : le déplacement de l'eau, le transport et la transformation des polluants;
- L'incertitude des données d'entrée des modèles est un point faible de la discipline et nécessite d'être prise en compte tout au long de la chaîne de l'eau afin d'évaluer la confiance que l'on peut accorder dans les résultats du modèle (Harremoës, 2002); et
- Selon Harremoës (2002), le domaine ne doit pas se borner au drainage urbain qui est trop étroit pour le développement et les nouveaux paradigmes. Ajouter dans un premier temps la production d'eau potable et les nappes phréatiques serait des élargissements

importants, comme le pensait déjà Beck (1976). Les limites de l'étude doivent pouvoir s'élargir à d'autres domaines comme l'économie et l'aspect social de la gestion des eaux urbaines (Harremoës, 2002).

2.5.5 Modélisation des phénomènes en jeu dans un bassin de rétention

La revue de littérature de cette partie ne porte pas sur les processus biologiques énumérés dans la section précédente, car ils sont largement décrits par la littérature (Henze *et al.*, 1987; Nielsen *et al.*, 1992; Hvitved-Jacobsen *et al.*, 2000; Rauch *et al.*, 2002; Sharma *et al.*, 2008; Guisasola *et al.*, 2008). Les deux processus principaux qui sont susceptibles d'être rencontrés en bassin de rétention sont la décantation/resuspension (processus sont décrits par les mêmes outils mathématiques, voir Kutzner *et al.*, 2007) et l'hydrolyse. La production de sulfures d'hydrogène et de méthane sont aussi des problématiques importantes dans la gestion des bassins de rétention, mais les contraintes de temps et financières n'ont pas permis d'aborder ces problématiques dans ce doctorat.

Décantation/resuspension

Otterpohl et Freund (1992) font remarquer que la décantation est un processus faiblement influent dans le traitement des eaux usées et ne nécessite donc que des modèles simples. Pour autant, il est observé tout au long du fil de l'eau, du transport en réseau à la rivière. Une variation de MeS dans le système peut avoir des conséquences importantes sur l'accumulation et l'érosion des sédiments en réseau, l'évolution de la DCO et de la biomasse en réacteurs de boues activées et en rivière et sur les pertes de charges en biofiltration. Il est donc important de décrire au mieux la sédimentation à l'intérieur de chaque système. Plusieurs types de modèles utilisant différents principes ont été proposés pour décrire la sédimentation. Cette brève revue de littérature met de côté la CFD qui ne rentre pas dans le domaine d'étude détaillé ici.

Modélisation de la vitesse de chute des particules : un modèle connu depuis longtemps est la description de la vitesse de chute en fonction de la densité de l'eau, des particules et de la taille des particules (*e.g.* loi de Stokes (Équation 2.5)).

Néanmoins, Chebbo et Gromaire (2009) notent qu'en traitement des eaux usées, la fraction importante de matière organique composant une particule rend aléatoire sa forme. Ce qui

remet en cause une des principales hypothèses des modèles de type Stokes. De plus, la sédimentation est un phénomène qui varie en fonction de la concentration, elle peut être discrète, floculante, freinée ou en compression (Metcalf et Eddy, 2003). Takacs *et al.* (1991) proposent une équation décrivant la vitesse de sédimentation en fonction de la concentration en solides. Ce modèle de clarificateur secondaire est largement répandu aujourd'hui. La théorie de superposition des 10 couches que proposent Takacs *et al.* (1991) se trouve aussi être utilisée pour décrire la décantation primaire (Gernaey *et al.*, 2001).

$$v_s = \frac{g(\rho_p - \rho_w)d_p^2}{18\mu} \quad (2.5)$$

- v_s Vitesse de sédimentation (m/s) ;
- g Accélération gravitationnelle (m/s²) ;
- d_p Diamètre apparent (m) ;
- ρ_w Masse volumique de l'eau (g/m³) ;
- ρ_p Masse volumique de la particule (g/m³) ; et
- μ Viscosité dynamique de l'eau (g/m/s).

Taux d'enlèvement : dans un bilan de masse, le taux d'enlèvement par sédimentation est ajouté comme un terme de transformation (Ferrara et Hildick-Smith, 1982 ; Lessard et Beck, 1991). Une fraction constante de la masse des particules est simplement retirée à chaque pas de temps (Équation 2.6).

$$\frac{dM}{dt} = Q_{in}C_{in} - Q_{out}C - R \quad (2.6)$$

- M Masse en MeS dans le bassin et à l'effluent (g) ;
- C Concentration en MeS dans le bassin et à l'effluent (g/m³) ;
- C_{in} Concentration en MeS à l'affluent (g/m³) ;
- Q_{out} Débit à l'effluent (m³/s) ;
- Q_{in} Débit à l'affluent (m³/s) ; et
- R Taux d'enlèvement (g/s).

Il faut noter que R devient nul quand la concentration est nulle afin d'éviter d'avoir des masses négatives. Il devient ainsi un paramètre à calibrer, ou bien à mesurer grâce au protocole mettant en évidence les fractions décantables et non décantables (cf. section 2.3.2). Dans l'Équation 2.6, le volume est constant.

Décantation k-C : une méthode assez répandue est l'équation de décroissance du premier ordre à deux paramètres. Elle permet de décrire la réduction de la concentration en MeS dans le volume liquide. Le premier paramètre est un coefficient de décroissance de premier ordre et le deuxième est la concentration seuil à laquelle il n'y a plus de sédimentation (Goforth *et al.*, 1983 ; Wong *et al.*, 1997 ; Van de Moortel *et al.*, 2009). Par exemple :

$$R = kCV \quad (2.7)$$

k Coefficient de décroissance (h^{-1}) ; et
V Volume du bassin (m^3).

Vitesse de sédimentation moyenne : dans les modèles de bassin de rétention de Lessard et Beck (1991) (détaillé dans le §2.6.1.1) ou plus récemment de Takamatsu *et al.* (2010), le taux d'enlèvement est fonction d'une vitesse de sédimentation moyenne. L'estimation d'une vitesse de chute moyenne est compliquée à réaliser étant donné la vaste gamme de vitesses de chute au sein d'un même échantillon. De plus, cette distribution peut être fortement variable dans le temps dépendamment des conditions locales (Michelbach, 1995). Dans la continuité de cette idée, Willems (2010) rapporte une étude de De Cock *et al.* (1998) qui utilisent une vitesse de sédimentation moyenne variant avec le débit entrant dans le bassin.

Taux d'efficacité : d'autres modèles sont basés sur des taux d'efficacité de sédimentation dans les bassins (Luyckx *et al.*, 2002 ; Boxall *et al.*, 2007, voir aussi la revue de littérature de Kutzner *et al.*, 2007). Ce taux est dépendant de la charge en MeS à l'entrée et à la sortie du bassin, mais selon les modèles, le calcul peut être fonction aussi du temps de rétention hydraulique (théorique ou réel), des dimensions et de la forme du bassin, et des vitesses de chute moyennes. Les inconvénients de cette approche sont qu'elle est fortement dépendante de la méthode de caractérisation des charges (fréquence d'échantillonnage et calcul de flux) et des conditions locales.

Chacun de ces modèles décrit le processus à l'intérieur d'un volume complètement mélangé et ne peut ainsi représenter le gradient de concentration existant au sein d'une colonne d'eau. Utilisant les modèles précédemment cités, plusieurs auteurs proposent de discrétiser la concen-

tration grâce à la superposition de couches étant chacune un réacteur complètement mélangé (Lessard et Beck, 1988 ; Gernaey *et al.*, 2001 ; Vallet, 2011 ; Bachis *et al.*, 2012).

Hydrolyse

La dégradation de la matière organique par les bactéries hétérotrophes est un des principaux processus de consommation d'oxygène et donc un facteur important influant sur le taux d'oxygène du milieu récepteur (Sakrabani *et al.*, 2009). L'hydrolyse est une réaction enzymatique qui transforme la matière en suspension en matière organique rapidement biodégradable. Cette matière organique est présente sous différents degrés de biodégradabilité. Plusieurs travaux de modélisation tentant de reproduire l'hydrolyse ont été effectués, certains décrivent ce phénomène par une équation du premier ordre ou bien de type Monod (Garsdal *et al.*, 1995 ; Spanjers et Vanrolleghem, 1995 ; Siegrist *et al.*, 2002 ; Lagarde *et al.*, 2005). Lagarde *et al.* (2005) font l'hypothèse qu'avant d'avoir deux fractions (comme Spanjers et Vanrolleghem, 1995 avant eux) (rapidement hydrolysable X_s et lentement hydrolysable X_r), une partie de la DCO soluble se trouve sous forme non adsorbée. Cette fraction, en s'adsorbant à la biomasse, forme alors X_s et X_r . Selon leurs travaux, cette méthode est plus adaptée à la caractérisation des fractions de DCO en réseau unitaire qui ont une grande variabilité.

Hvitved-Jacobsen et Vollertsen (1998) démontrent que bien que 80% de la matière organique se trouve dans les sédiments qui décantent facilement ($V_s > 9.36$ m/h), la fraction rapidement biodégradable se trouve principalement dans les MeS qui décantent lentement. Cette dernière fraction se retrouvera donc plus facilement dans les eaux de débordement car elle est transportée par des sédiments plus facilement mobilisables. Plusieurs méthodes respirométriques permettant entre autres la quantification de l'hydrolyse existent et sont présentées dans Vanrolleghem *et al.* (1999). Hvitved-Jacobsen *et al.* (1999) ont réalisé un modèle complexe permettant de simuler l'hydrolyse à partir de mesures d'oxygène. Cependant, en temps de pluie, l'effet de dilution du temps sec peut engendrer une diminution de l'activité d'hydrolyse et peut rendre son observation difficile par respirométrie.

Il existe plusieurs autres processus comme l'ammonification, la précipitation, la volatilisation qui ne sont pas abordés ici, car leur description sortirait du cadre du doctorat.

2.6 Modèles de bassins de rétention

Malgré l'intérêt croissant porté aux bassins de rétention pour lutter contre les débordements de réseaux unitaires, les modèles mathématiques qui prennent en compte l'hydraulique et la qualité des eaux dans ces ouvrages sont assez peu nombreux. Les modèles de bassin utilisés dans les modèles intégrés ou simplement dans ceux de réseaux d'assainissement sont brièvement abordés dans la suite. Il est à noter que la plupart des modèles phénoménologiques ont été élaborés dans l'objectif de simuler sur des échelles de temps au long terme et ne recherchent pas la modélisation à l'échelle événementielle. Deux types de modèles sont à distinguer par leur structure et les objectifs visés, les modèles CFD et les modèles phénoménologiques. Le premier type de modèles a pour finalité la conception (forme et dimension) des bassins de rétention, tandis que le second a pour but d'être intégré à un système plus global pour l'optimisation de la gestion d'un réseau. C'est ce second type de modèles qui nous intéresse ici. Les modèles de CFD sont abordés dans la dernière section.

2.6.1 Modèles physiques

Le modèle répertorié comme décrivant le plus en détail les phénomènes en jeu dans ce type de structure est le modèle de Lessard et Beck (1991). Il est décrit en détail dans ce paragraphe. Un autre modèle utilisant trois classes de particules est aussi présenté. D'autres exemples sont aussi brièvement abordés.

Lessard et Beck (1991)

Le modèle dynamique de Lessard et Beck (1991) est, a priori, le seul existant qui aborde la modélisation des bassins de rétention par une approche phénoménologique de manière aussi détaillée. Cette précision lui confère la possibilité de simuler à l'échelle événementielle. Il va constituer la base de ce travail de doctorat.

Il représente un bassin hors-ligne, vidangé par pompage. Il est unidimensionnel et est constitué de deux couches verticales, une couche contenant le volume liquide, une autre contenant les boues sédimentées. Pour représenter le remplissage et la vidange, le modèle nécessite d'avoir un volume variable. Les matières particulières sont toutes divisées en deux fractions, une fraction est décantable et l'autre non décantable. Le modèle comprend treize variables d'état représentant : le volume, la MeS, la MVeS (matière volatile en suspension) et la DCOparti-

culaire, tous trois décantables et non décantables ; la DCOsoluble, l'azote ammoniacal et les nitrates ; puis les masses de boues dues aux MeS, MVeS et DCOparticulaires décantables. Si le particulaire est soumis à la décantation et l'hydrolyse, les polluants solubles sont conservatifs. Le comportement des polluants est soumis à quatre régimes hydrauliques distincts représentés sur la Figure 2.15.

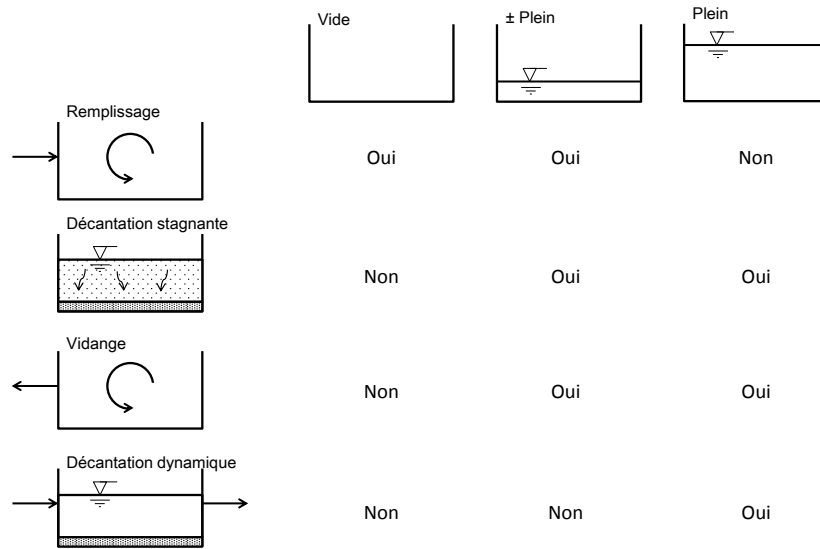


FIGURE 2.15 – États opérationnels du bassin de rétention (Lessard et Beck, 1991).

- **Remplissage** : il est régi par trois équations différentielles. Une pour l'hydraulique (Équation 2.8) où, pendant un certain temps les polluants sont complètement mélangés et ne subissent aucune décantation (Équation 2.9). Puis, lorsqu'un volume seuil est atteint, la décantation s'effectue et est régie par une nouvelle équation différentielle (Équation 2.10).

$$\frac{dV}{dt} = Q_i \quad (2.8)$$

$$\frac{dC}{dt} = \frac{Q_i C_i}{V} \quad (2.9)$$

$$\frac{dC}{dt} = \frac{Q_i C_i - V R_F}{V} \quad (2.10)$$

V Volume d'eau dans le bassin (m^3) ; et
 R_F Taux d'enlèvement spécifique ($g/m^3/s$).

Le terme de perte de solide (par décantation) est du premier ordre (Équation 2.10). De fait, l'accumulation des boues est représentée de la manière suivante :

$$\frac{dM}{dt} = V R_F \quad (2.11)$$

M Masses de boues (g) ; et
V Volume d'eau (constant) (m³).

- **Sédimentation dynamique** : elle a lieu quand le bassin est plein et qu'il y a débordement à la rivière, le bassin se comporte comme un décanteur primaire. La sédimentation est décrite par l'Équation 2.12. Les principales différences avec le régime précédent sont les termes de flux et de débit de sortie, le volume (V) stocké constant et la représentation des cinétiques de sédimentation par une vitesse de décantation et de resuspension (m/s).

$$\frac{dC}{dt} = \frac{Q_i(C_i - C)}{V} - \frac{a_1 AC}{V} + \frac{a_1 a_2 AC}{V} \quad (2.12)$$

A Surface du volume (m²) ;
a₁ Vitesse de sédimentation (m/s) ; et
a₂ coefficient de resuspension (-).

Les polluants solubles ou non décantables sont considérés comme conservatifs, l'équation représentant leur comportement est l'Équation 2.12 amputée des deux derniers termes.

- **Décantation stagnante** : ce régime prévaut quand aucun débit n'entre ni ne sort du bassin. Il y a production de boues si les variables d'état des polluants décantables sont non-nulles. L'hypothèse est faite que toute la matière restante décantera en un pas de temps d'intégration d'une heure dans ce cas. L'auteur veut implicitement reproduire le fait que la majorité des particules décanteront en moins d'une heure et que toute variation subséquente est négligeable.
- **Vidange** : Cette phase correspond au retour des eaux du bassin à la station de traitement et s'effectue selon les Équations 2.13 et 2.14. Avant cette phase, les systèmes munis de racleurs peuvent être modélisés en mélangeant le volume d'eau et les boues accumu-

lées. Au départ de la vidange, le volume d'eau est séparé en deux couches caractérisées par des concentrations distinctes : la couche supérieure qui a subi une décantation a une faible concentration, et la couche inférieure (couche de boues) qui a une forte concentration. La couche supérieure est vidangée en premier. Une fois une hauteur prédéfinie atteinte, les deux couches sont mélangées puis vidangées.

$$\frac{dV}{dt} = -Q_R \quad (2.13)$$

$$\frac{dC}{dt} = \frac{-CQ_R}{V} \quad (2.14)$$

Q_R Débit de vidange (m^3/h); et
 C Concentration du volume vidangé (g/m^3).

Dans ce modèle, la vidange du bassin est caractérisé par deux valeurs de concentration. Le modèle n'a jamais été calibré ni validé à l'aide de données de terrain et donc sa performance n'a pu être estimée.

Sewer Quality Simulator (Blanksby *et al.*, 2003)

Une étude à grande échelle sur la performance des bassins de rétention a été entreprise en 2003 par l'UKWIR en vue de diminuer les rejets de polluants sur les côtes et cours d'eau du Royaume-Uni. Le rapport de Boxall *et al.* (2007) est la suite de celui de Blanksby *et al.* (2003). Dans ce premier rapport, l'évaluation de la performance des bassins de rétention par la modélisation est réalisée à l'aide de la plateforme de simulation SQS (*Sewer Quality Simulator*, développée à l'Université de Sheffield). À des fins de vérification et de validation de la performance du modèle SQS pour représenter les bassins de rétention, les résultats obtenus sont comparés à ceux obtenus 1) avec le modèle d'HYDROWORKS, et 2) avec le modèle de Lessard et Beck (1991) (notés L&B sur la figure) (Figure 2.16).

SQS est basé sur la théorie classique de sédimentation des particules qui entrent dans le bassin avec une certaine distribution de V_s et une pollution associée. Le modèle est basé sur le temps de rétention moyen du bassin avec une V_s critique calculée grâce au temps et à la profondeur de l'eau du bassin. Les particules ayant une V_s supérieure à la V_s critique sont totalement décantées (Blanksby *et al.*, 2003).

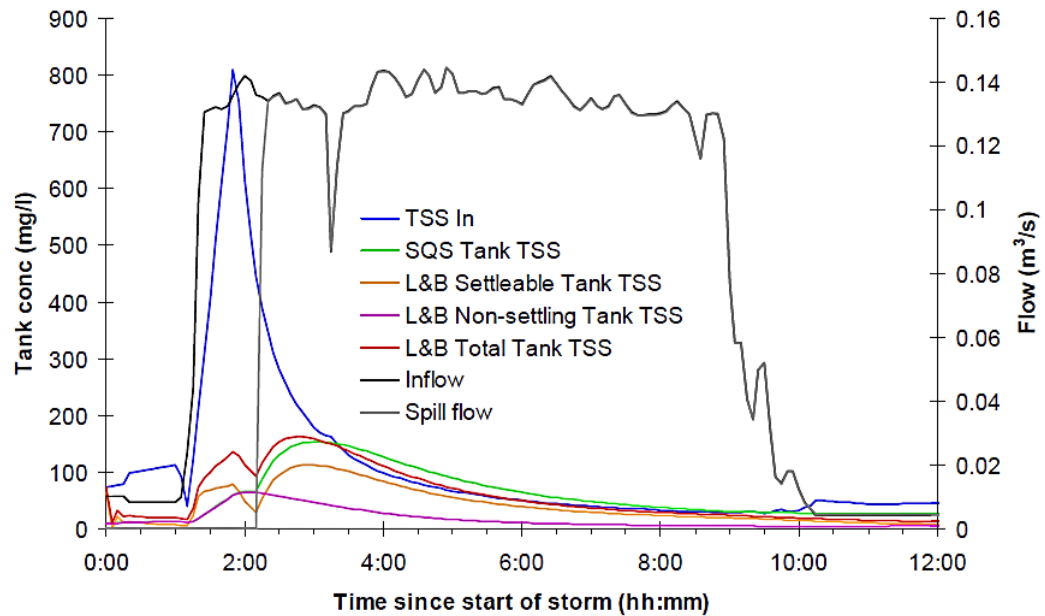


FIGURE 2.16 – Comparaison des prévisions de MeS dans le bassin de rétention réalisées avec Lessard et Beck (1991) et avec SQS (extrait de Blanksby *et al.*, 2003).

Le point d’observation des simulations montré sur la Figure 2.16 est situé au niveau de la canalisation de débordement au milieu récepteur. Une fois le bassin rempli, le débit de sortie devient égal au débit d’entrée (le bassin fonctionne comme un décanteur primaire). La Figure 2.16 présente la comparaison entre les résultats du modèle de Lessard et Beck (1991) et ceux de SQS. Les courbes *L&B total tank TSS* et *SQS tank TSS* sont effectivement très proches. Cette étape valide la cohérence du fonctionnement du modèle de bassin de SQS par rapport à ceux existants, mais le modèle n’est pas validé à l’aide de données de terrain. La Figure 2.16 montre aussi que les deux modèles reproduisent bien les tendances observées sur le terrain par Pecher et Haußmann (1996) au débordement d’un bassin (voir Figure 2.9).

Les résultats de simulation de la performance des bassins obtenus pour les autres sites d’études sont différents pour chacun des orages simulés. Les auteurs en concluent que le modèle SQS ne peut être utilisé dans un contexte général car il est spécifique au site à l’étude. Son application sur un autre site nécessite de reproduire une étude spécifique pour la calibration/validation du modèle. Enfin, l’étude ne montre pas de simulation de la qualité de l’eau retournée à l’usine de traitement. Le modèle n’est donc pas validé pour une utilisation dans un contexte intégré.

Vallet (2011)

Le modèle de Vallet (2011) a été produit dans le but de simuler le comportement des polluants dans un bassin d'orage dont la vidange est contrôlée par une vanne. Le modèle dynamique est unidimensionnel. Le modèle est construit en dix couches de volumes égaux contenant le volume liquide, plus une dernière couche contenant la masse accumulée par sédimentation. La répartition de l'eau est donc homogène dans les couches qui grandissent à la manière d'un soufflet d'accordéon (Figure 2.17). Les débits qui constituent le modèle hydraulique se divisent en trois :

- Les débits entrant et sortant. La vidange étant gravitaire, elle est contrôlée par une fonction continue de Hill représentant le débit en canalisation ;
- Les débits d'échanges entre les couches, montants et descendants, qui permettent de répartir l'eau dans la colonne ; et
- Les débits de mélange entre les couches qui permettent de remettre en suspension les particules sédimentées lorsque le volume d'eau est faible. Le débit est fonction du rapport entre le débit entrant et le volume du bassin.

La qualité de l'eau est modélisée à travers trois processus principaux : 1) la sédimentation des particules est conditionnée par un fractionnement des vitesses de chute en trois classes ; 2) l'adsorption et la désorption des polluants comme les métaux lourds et les pathogènes ; et 3) la mortalité des pathogènes.

La performance du modèle a été évaluée à travers une étape de calibration et de validation utilisant des données de terrain. Il reproduit bien le comportement des polluants dans le bassin et leur hétérogénéité spatiale, néanmoins il semble que la fonction de mélange reproduisant la remise en suspension des polluants nécessite une amélioration.

Autres modèles

Le modèle de réseau KOSIM a été implanté dans @WEST par Solvi (2007). Les deux types de bassins de rétention peuvent être utilisés dans KOSIM-@WEST, soit le bassin en-ligne et le bassin hors-ligne. Le modèle est divisé en deux couches (une pour le volume liquide et l'autre pour l'accumulation des boues). Le débit de débordement au milieu naturel est calculé grâce à une équation de seuil déversoir rectangulaire. Le débit à la sortie est calculé de trois façons :

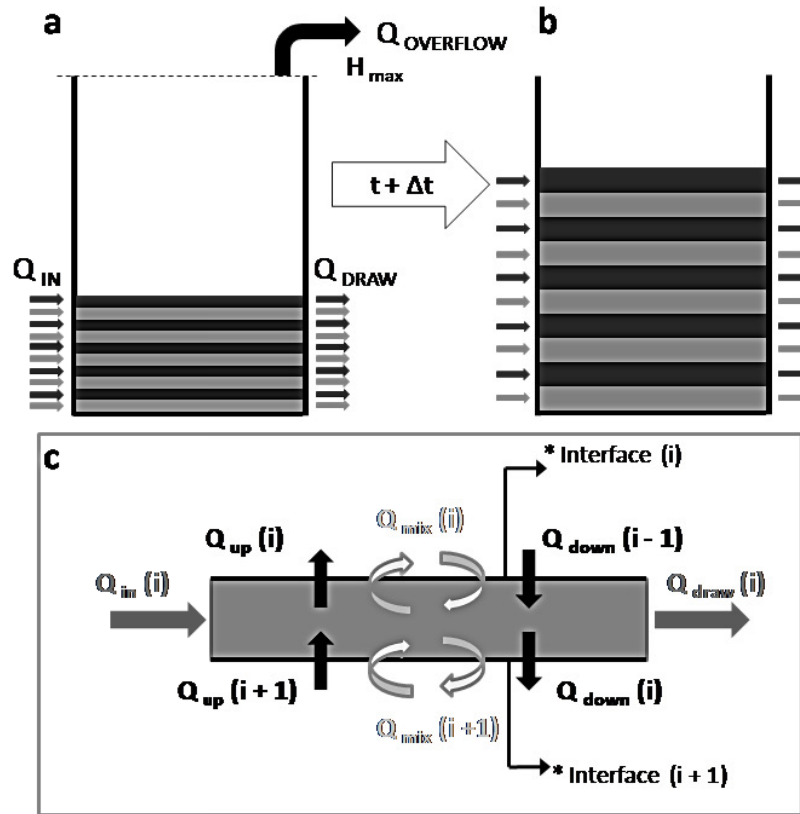


FIGURE 2.17 – Schéma du modèle hydraulique. Les parties a) et b) présentent la variation du volume des couches avec le temps ; c) présente les débits pris en compte pour chaque couche dans le modèle (Vallet, 2011).

- En fonction de la hauteur d'eau dans le réservoir. Le débit de canalisation à la sortie est calculé par une fonction de Hill continue ;
- Constant dans le cas d'un débit pompé ; et
- En fonction d'une relation débit/hauteur connue.

La matière décantée est déterminée par une simple fraction de la masse. L'évacuation des particules décantées se fait de manière homogène quand le niveau passe en deçà d'une valeur prédéterminée. Le nettoyage des particules décantées se fait en fin de vidange. Le modèle de bassin de rétention en-ligne a été confronté à des données issues de structures réelles en opération. Il a été calibré sur des données provenant d'un modèle réduit de 13 :1 de laboratoire, puis a été confronté à un jeu de données issues de structures réelles.

L'étude de Muschalla *et al.* (2009) utilise le modèle de BR compris dans le logiciel SWMM, qui est dépendant d'un facteur de turbulence dans le bassin, d'une vitesse de chute moyenne et d'un taux de débordement. Les auteurs ont ajouté la prise en compte de six classes de particules associées à six vitesses de chute différentes. Deux distributions de vitesses de chute sont utilisées. Les résultats montrent une grande influence de la distribution des vitesses de chute choisie.

Le modèle de Frehmann *et al.* (2005) reproduit la sédimentation et la remise en suspension des particules dans un bassin de rétention en-ligne. Si la vitesse de sédimentation est identifiée comme le paramètre dominant pour reproduire la sédimentation, aucun paramètre dominant n'a pu être identifié pour le modèle de remise en suspension. Il est fonction de plusieurs paramètres qui sont la force de cisaillement, la surface des sédiments et un paramètre empirique. L'équation est directement dépendante du régime hydraulique dans le bassin, mais est basée sur des paramètres dont la mesure est difficile à réaliser.

La revue de littérature sur les modèles physiques de bassins de rétention fait donc apparaître le faible nombre de modèles capables de reproduire la qualité d'un effluent de bassin avec resuspension de manière détaillée (Lessard et Beck, 1991 et Frehmann *et al.*, 2005). Ainsi, peu de modèles ont montré leur capacité à reproduire les variations de concentration, de charges et de flux des polluants sortant d'un bassin de rétention hors-ligne. De plus, Kutzner *et al.* (2007) affirment qu'aucun modèle de bassin de rétention décrivant la remise en suspension n'a été confronté et validé efficacement à l'aide de données issues du terrain.

2.6.2 Computational Fluid Dynamics (CFD)

Les modèles de CFD sont des outils permettant de représenter des phénomènes locaux par des équations de la mécanique des fluides. Ils peuvent être en deux ou trois dimensions et représenter une, deux ou trois phases (fluide, particulaire et gazeuse). La précision des calculs rend possible la prédiction de la performance d'un bassin et ainsi, c'est un outil efficace pour leur conception. Les équations de dérivées partielles nous situent à l'échelle de la particule. Il apparaît donc possible de décrire les champs de vitesses des fluides, la viscosité turbulente, la diffusion des particules et le transport des particules en suspension (Stamou *et al.*, 1989). Les équations qui servent à décrire ces phénomènes sont encadrées par des limites qui déterminent

le comportement des particules aux extrémités du système, au niveau des parois ou bien des échanges avec la surface (Chebbo *et al.*, 1998). Généralement, les équations de Navier-Stokes sont utilisées pour l'hydraulique et l'advection/diffusion des polluants. Ces équations sont couplées avec des modèles de turbulence qui prennent en compte la variation des champs de vitesse. Un des plus connus est le modèle énergie cinétique / taux de dissipation (Vazquez *et al.*, 2008).

Cependant, si les performances obtenues par la CFD sont très bonnes, l'outil n'est pas adapté à un contexte de modélisation intégrée. En effet, le nombre d'itérations nécessaires pour la résolution des équations d'un modèle CFD demande un temps de calcul trop important pour être connecté à d'autres modèles. De plus, Ashley *et al.* (2004) rapportent que les modèles complexes de CFD (2D ou 3D) ne donnent pas forcément de meilleurs résultats que des modèles plus simples. Ils relient cette observation principalement au besoin de limites précises au sol, qui sont difficiles à déterminer expérimentalement.

Chapitre 3

Problématique et objectifs

3.1 Problématique

De cet état de l'art, il ressort que de plus en plus d'efforts sont mis dans l'optimisation de la gestion de l'eau usée en temps de pluie par l'implantation de structures de stockage en réseau unitaire. Les coûts élevés de ce type d'installations nécessitent une évaluation précise du besoin. La modélisation est l'outil qui permet d'anticiper et de proposer des scénarios divers adaptés pour répondre aux besoins. Les coûts de construction peuvent être optimisés si la conception est bien réalisée. La conception doit prendre en compte une bonne opération du système et un bon contrôle des variations de débit et de qualité des eaux. Dans cette optique, la demande pour des modèles intégrés de gestion des eaux usées est grandissante car elle permet d'établir des scénarios d'opération et de contrôle pour optimiser les systèmes. Ainsi, si l'on veut prévoir précisément une qualité d'eau rejetée à l'environnement, il est nécessaire d'avoir des modèles performants tant en traitement des eaux, qu'en transport, qu'en stockage. Il faut que ces modèles soient peu demandant en temps de calcul, compatibles et performants afin d'être utilisés dans un contexte d'intégration. Ces critères doivent guider le choix du modèle de bassin de rétention qui doit se porter vers une description de type phénoménologique.

En modélisation du traitement des eaux, la DCO est la variable qui est la plus souvent mesurée et utilisée comme base de fractionnement pour représenter les phénomènes. Comme il a été vu, un des défis de la modélisation intégrée est la compatibilité des modèles développés. La description de cette même variable au sein du modèle est un point important du développement du modèle. Il doit être compatible avec les modèles de type ASM pour pouvoir être facilement intégré. Si la DCO est importante, il est difficile d'estimer sa décantabilité, c'est pourquoi l'étude de la MeS et de sa décantabilité est à prendre en considération. Les résultats de cette étude peuvent ensuite être transposés à la description du comportement de la DCO. Néanmoins, la description du comportement des MeS est aussi d'intérêt car il est vecteur d'une grande fraction des polluants contenus dans les eaux usées.

La sédimentation, qui est le processus dominant du comportement des polluants en bassin de rétention, est souvent modélisée en fonction d'une vitesse de chute moyenne. Pourtant, il est de plus en plus admis que ce paramètre, reconnu comme le facteur dominant la description du processus, a une large distribution au sein d'un même échantillon, mais qu'il varie forte-

ment durant un évènement pluvieux. Cependant, les modèles de sédimentation en bassins de rétention sont décrits très simplement dans la plupart des modèles intégrés. Afin d'optimiser la prévision de la qualité d'un affluent d'usine de traitement, il est donc nécessaire d'avoir des outils de modélisation de la qualité de l'eau en bassin de rétention permettant de représenter correctement cette distribution et cette variation. La description de la qualité de l'effluent d'un bassin de rétention est aussi fortement dépendante du phénomène de remise en suspension. Il est difficilement mesurable, et de fait, jusqu'ici aucun modèle n'a pu valider la description de ce phénomène. Enfin, l'hydrolyse de la matière organique est un phénomène observé tout au long de la chaîne de traitement. Il semble pertinent et nécessaire d'observer ce phénomène en vue de décrire efficacement la qualité d'un effluent de bassin de rétention.

La performance d'un modèle ne peut être estimée qu'à l'aide de données récoltées sur le terrain, ce qui n'a encore jamais été réalisé pour les bassins de rétention (Kutzner *et al.*, 2007). De plus, la compréhension des phénomènes en jeu, nécessaire pour établir un modèle solide et cohérent, ne peut être atteinte que par leur observation *in situ*.

Ce manque de connaissances et de données est principalement dû à la difficulté de réaliser un échantillonnage en temps de pluie. Cette difficulté tient dans son imprévisibilité et les variations de sa fréquence, de son intensité et de son ampleur. La réactivité du système est si rapide qu'elle demande d'importantes ressources humaines pour pouvoir échantillonner chaque point du système dans le temps d'une pluie. De plus, il apparaît que les quelques travaux existants sur la caractérisation de la qualité d'un effluent de bassin de rétention se concentrent principalement sur les eaux d'entrée et celles directement rejetées à l'environnement, mais moins sur celles retournées à l'usine de traitement. Un travail important sur la mise en place d'une méthodologie d'échantillonnage et la réalisation d'une campagne d'échantillonnage en temps de pluie est nécessaire pour caractériser les variations de MeS, de DCO et de la distribution des vitesses de chute des particules en entrée et sortie (retour à l'usine) de bassins de rétention.

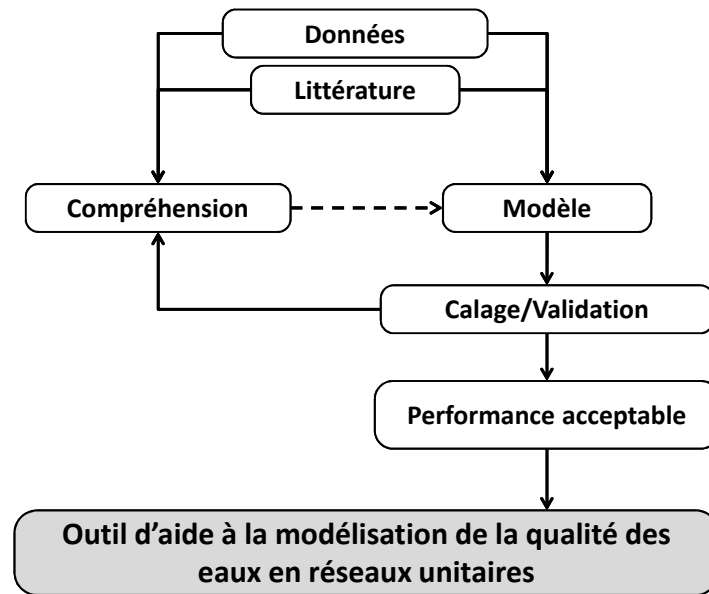


FIGURE 3.1 – Schéma illustrant les interactions entre les objectifs permettant de répondre à la problématique.

3.2 Définition des objectifs

Les objectifs se déclinent en deux parties avec une première dédiée à la caractérisation et une seconde à la modélisation. Le couplage de ces deux parties permettant de répondre à la problématique est illustré à la Figure 3.1.

Objectif 1 : Compréhension du comportement des polluants dans un bassin de rétention

Cet objectif vise la caractérisation de l'évolution des polluants dans le système étudié. Dans un premier temps, il va permettre de mettre en évidence les processus qui régissent le comportement des polluants dans ce système. Ainsi, ces connaissances vont permettre d'établir la structure du modèle mathématique et de définir les équations à implanter. Dans un second temps, les données récoltées vont être utilisées pour évaluer la performance du modèle développé.

Sous-objectif 1 : Caractériser les eaux usées du réseau en temps sec et étudier les variations des MeS, DCO et de distribution des vitesses de chute. Cette campagne a pour finalité de dresser un profil typique de la dynamique des polluants sur le bassin versant. Ces eaux font partie de l’affluent (premier flot d’orage) et reçoivent la vidange du bassin de rétention. Leur caractérisation permettra de comparer la qualité des deux eaux qui sont mélangées dans l’intercepteur ;

Sous-objectif 2 : Caractériser les affluents et effluents du bassin en temps de pluie et les variations à l’échelle événementielle des MeS et de la DCO. Ces données serviront dans un premier temps à caractériser les processus et, dans un second temps, à calibrer et valider le modèle mathématique développé. Les eaux de ruissellement n’ont pas été échantillonnées car la prévision de la qualité des eaux unitaires, résultant du mélange des eaux domestiques et de ruissellement, nécessite l’utilisation de modèles supplémentaires. La problématique abordée se cantonne au système réseau-BR-usine de traitement ;

Sous-objectif 3 : Caractériser la décantabilité des eaux en temps de pluie à l’entrée et à la sortie d’un bassin durant les différents régimes hydrauliques auxquels est soumis le bassin de rétention. Les résultats seront utilisés pour calibrer le modèle de bassin de rétention qui utilise une distribution de la vitesse de chutes ;

Sous-objectif 4 : Évaluer l’impact de la vidange des bassins de rétention sur le traitement primaire d’une usine de traitement. Les mesures de la distribution des vitesses de chute en entrée et sortie d’un bassin de décantation primaire comparées aux données obtenues autour du bassin de rétention permettront d’évaluer cet impact ; et

Sous-objectif 5 : Déterminer l’influence du temps de rétention sur la qualité des eaux de vidange. Ainsi, si de nouvelles règles de gestion sont proposées, elles seront faites en prenant en compte l’influence du temps de rétention sur le rendement de décantation du système.

Objectif 2 : Développement d'un modèle de bassin de rétention décrivant la qualité des eaux de vidange

L'objectif ultime est qu'il soit utilisé dans un contexte intégré, c'est-à-dire connecté avec d'autres modèles de réseau, de ruissellement et de traitement, dans le but de fournir un outil pour la prévision de la qualité des eaux composant l'affluent d'une usine de traitement.

Sous-objectif 1 : Implanter le modèle de Lessard et Beck (1991) dans un logiciel de modélisation et évaluer sa performance grâce aux données récoltées. Le modèle n'a jamais été confronté avec des données réelles. Ses forces et ses faiblesses pourront ainsi être évaluées en vue d'orienter le développement du futur modèle ;

Sous-objectif 2 : Définir les variables et développer de nouvelles équations pour établir le nouveau modèle ;

Sous-objectif 3 : Développer une méthodologie de calibration et de validation du modèle et l'appliquer à l'aide des données récoltées lors des campagnes d'échantillonnages ; et

Sous-objectif 4 : Étudier l'implantation du modèle dans un contexte de gestion intégrée en vue de minimiser l'impact sur l'environnement en temps de pluie. Cette étape permet de valider son utilisation dans un système "réseau - usine de traitement".

Chapitre 4

Matériel et méthodes

4.1 Site d'étude : bassin de rétention

4.1.1 Localisation et caractéristiques

La ville de Québec compte deux réseaux d'assainissement indépendants drainant une superficie totale de 550 km². Chaque réseau se termine par une usine de traitement épurant une moyenne de 8 540 et 7 662 m³/h respectivement pour les usines Est et Ouest. Dans un programme de renaturalisation des berges et de dépollution de la rivière Saint-Charles, la Ville de Québec a mis en place un réseau de 14 réservoirs de rétention en vue de réduire le nombre de rejets directs à l'environnement. La capacité de stockage du réseau Ouest est de 21 557 m³ répartie sur quatre bassins de rétention et 15 000 m³ réparties sur 2 tunnels, tandis que celle de l'Est est de 103 000 m³ réparties sur dix bassins. Un système de contrôle en temps réel assure la gestion des vannes et des pompes du réseau à l'aide de données de hauteur d'eau, de débits mesurés en continu dans le réseau et de données radar et de pluviométrie réparties sur tout le territoire. L'optimisation de la gestion se traduit par la minimisation d'une fonction multi-objective. Les objectifs visés sont de minimiser le risque d'inondation, le nombre de rejets urbains en temps de pluie, de maximiser le traitement à l'usine et de minimiser les coûts d'opération (Fradet *et al.*, 2011). Le logiciel de contrôle en temps réel gère, entre autres, les vidanges des bassins de rétention.

Tableau 4.1 – Caractéristiques du bassin versant urbain de Saint-Sacrement.

Dimensions		Occupations des sols	
Superficie du BV (km ²)	1,54	Institutionnel (%)	28
Population du BV	5,200	Résidentiel (%)	41
Temps de concentration (min.)	26	Commercial (%)	12
Imperméabilité (%)	51	Industriel (%)	12
		Espaces verts (%)	7

Le bassin de rétention se situe à l'exutoire du bassin versant urbain, proche de la rivière Saint-Charles (Figure 4.2). L'amont du bassin versant est principalement résidentiel et la partie en aval est industrielle, mais ne représente qu'environ 10% de la superficie totale. La différence d'altitude entre les deux parties est d'environ 70 m et la topographie révèle une pente très forte

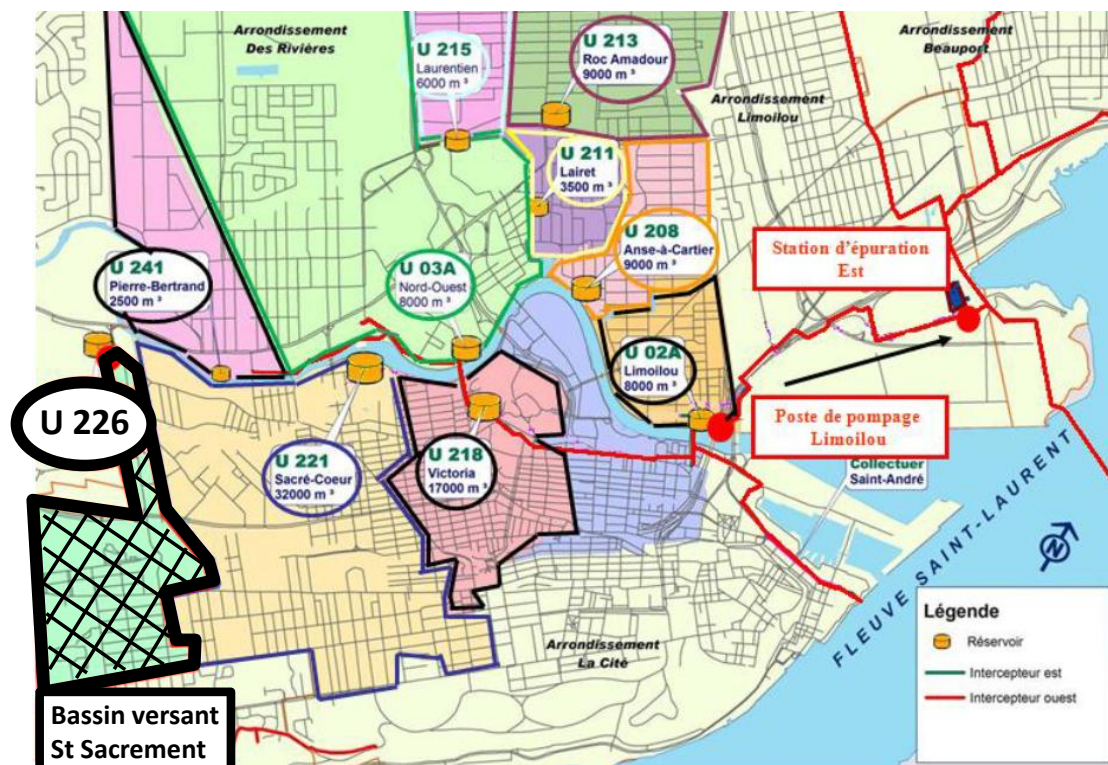


FIGURE 4.1 – Plan des différents bassins versants urbains du réseau Est. Le bassin versant de Saint-Sacrement (U226) est celui sélectionné pour l'étude.

entre les deux zones. Ce relief a une incidence importante sur le comportement hydraulique et l'accumulation des sédiments dans le réseau. Le bassin est localisé le long de l'intercepteur (en jaune sur la Figure 4.3) qui achemine les eaux vers l'usine de traitement et proche de la rivière Saint-Charles qui reçoit les débordements du bassin de rétention. Le volume a été dimensionné pour limiter le nombre de rejets directs à la rivière à quatre pour une période allant du 15 mai au 15 septembre. Son volume est de $7\,580\text{ m}^3$, ce qui correspond à un volume spécifique de surface imperméable de $25\text{ m}^3/\text{ha}_{imp}$.

Le bassin de rétention sélectionné pour cette étude est celui de Saint-Sacrement, situé sur le réseau Est de la ville (Figure 4.1). Il a été sélectionné sur des critères de proximité avec l'Université, de représentativité du reste des bassins versants (volume, taille de bassin versant, occupation du sol, mode de vidange par pompage...) et de facilité d'accès aux infrastructures. Les caractéristiques du bassin versant sont présentées dans le Tableau 4.1.



FIGURE 4.2 – Plan d’occupation des sols et limites du bassin versant urbain de Saint-Sacrement.

4.1.2 Fonctionnement du bassin de rétention et points d’échantillonnage

Le système de stockage des eaux est composé de deux parties : la chambre de contrôle qui contrôle la direction de l’eau et le bassin enfoui pour le stockage (Figures 4.2 et 4.3). Le système est équipé de neuf limnimètres (notés lit-00X) permettant de mesurer les hauteurs d’eau et débits. La chambre de contrôle reçoit les eaux du collecteur au niveau du lit-001. En temps sec, les eaux sont dirigées vers l’usine de traitement via l’intercepteur. Deux vannes en entrée d’intercepteur permettent de contrôler le débit. En temps de pluie, le niveau d’eau monte jusqu’à atteindre la hauteur du seuil de déversement qui permet d’orienter les d’abord vers le bassin, puis vers la canalisation de débordement à la rivière. Le point d’échantillonnage de l’entrée du bassin se situe à l’aval du seuil de déversement. La canalisation permettant d’acheminer l’eau de la chambre de dérivation au réservoir est longue d’environ 200 m et est équipée d’une vanne à chaque extrémité. Ces vannes d’urgence autorisent l’accès de l’eau au

réservoir ou bien son orientation vers le débordement à l'environnement. Les premières eaux entrantes dans le bassin vont remplir les cellules de nettoyage situées en tête de bassin (25 m³ au total).

Le réservoir est séparé en deux compartiments qui se remplissent successivement une fois qu'un niveau prédéfini par un seuil déversoir est atteint dans le premier compartiment. Après la fin de l'évènement et le retour à la capacité de transport du réseau, les eaux sont retournées à l'usine de traitement via un puits de pompage situé au point bas du système. Le puits est équipé de cinq pompes. La canalisation de retour achemine les eaux vers l'amont du seuil de déversement de la chambre de contrôle pour être retournées à l'intercepteur. Les pompes démarrent et s'arrêtent automatiquement selon des règles fonction de la hauteur d'eau dans le réservoir, dans la chambre de contrôle et de la capacité de l'intercepteur. En cas de besoin, elles peuvent être activées manuellement. Le débit de vidange est dicté par le "module de gestion des pompes" et le "module de contrôle" implantés dans le système de contrôle. Le premier module définit un débit de vidange à acheminer à l'intercepteur selon l'état hydraulique du réseau. Le second module dicte un débit à respecter pour conserver une tête hydraulique dans la chambre de contrôle selon les mesures du limnimètre. La combinaison des deux modules permet donc d'adapter la vitesse de pompage. Il est bon de noter que les conditions acceptables de vidange sont plus facilement atteintes au courant de la nuit où le débit global du réseau est plus faible. Plus il est long d'atteindre ces conditions, plus le temps de rétention à l'intérieur du réservoir est long. Ainsi, le débit vers l'intercepteur augmente en début d'évènement pluvieux, atteint sa capacité maximale et déverse vers le réservoir, puis retourne à un débit de temps sec en fin d'évènement. Lorsque le débit diminue, la vidange est réalisée dans le but d'assurer un maintien du débit maximal à l'intercepteur d'environ 0.3 m³/s à la hauteur de St-Sacrement. La vidange aux heures de pointe (midi) est donc moins rapide que durant les heures creuses (minuit).

En temps sec, l'échantillonnage se fait en amont de la vanne qui oriente les eaux vers l'intercepteur, au niveau du limnimètre "lit-002".

4.1.3 Cellules de nettoyage

Les cinq cellules de nettoyage ont chacune un volume de 5 m³ (Figure 4.4). Elles permettent de retenir les premières eaux, et sont relâchées après la vidange afin de pousser les sédiments

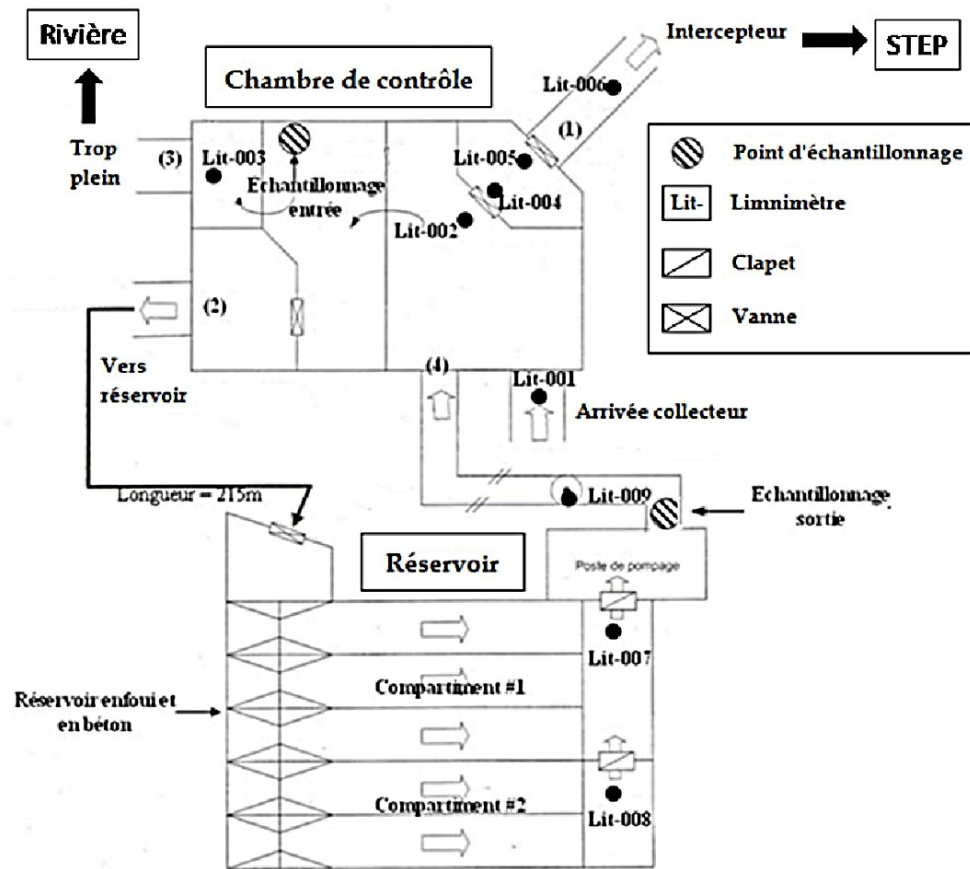


FIGURE 4.3 – Schéma de fonctionnement du couple chambre de contrôle - réservoir.

du bassin vers le poste de pompage. Les règles d'ouverture des portes des cellules sont programmées pour une activation après qu'un débit de deux fois le temps sec soit observé pendant au moins une heure après la fin de la vidange dans le collecteur.

4.1.4 Système de mesurage des niveaux d'eau

La chambre de contrôle et le réservoir de rétention sont équipés d'un système d'acquisition de données par limnimétrie qui assure la gestion des pompes et des vannes. Les limnimètres permettent de connaître les hauteurs d'eau à l'aide de sondes de type sonar. Ainsi, la chambre de contrôle est équipée de six limnimètres et le réservoir de trois. La Figure 4.3 permet de localiser les différents limnimètres. Le "Lit-002" mesure la hauteur d'eau dans la chambre et permet d'estimer le débit envoyé au réservoir. Cette mesure est à prendre avec précaution car l'équation permettant de transformer la hauteur en débit (Équation 4.1) est valide pour



FIGURE 4.4 – Photo de déclenchement d’une porte de cellule de nettoyage.

des conditions hydrauliques particulières. En effet, l’équation n’est valide que pour un flux homogène sur la hauteur et la largeur, et pour un déversement frontal au seuil. Dans le cas présent, le déversoir est latéral, ce qui crée une différence de hauteur de la lame d’eau le long du seuil du déversoir. Pour des débits élevés, le débit obtenu par cette équation devient inexacte. La comparaison entre les débits observés au seuil et la variation du volume stocké dans le bassin a permis de relever de grandes erreurs de mesures au niveau du seuil de déversement. Cette équation a donc fait l’objet d’une correction (Équation 4.2) afin que les volumes accumulés dans le réservoir correspondent à ceux observés au niveau du seuil de déversement. Les données hydrauliques du réseau sont archivées toutes les minutes.

$$Q = C_d \cdot B \cdot \sqrt[3]{(h_e - h_d)} \quad (4.1)$$

- Q Débit calculé (m^3/s);
- C_d Coefficient du déversoir ($C_d = 2.385$);
- B Largeur du déversoir ($B = 7 \text{ m}$);
- h_e Hauteur d’eau mesurée (m); et
- h_d Hauteur du seuil (m).

$$Q_{corr} = \alpha \cdot Q \quad (4.2)$$

Q_{corr} Débit corrigé (m³/s)
 α Facteur de correction (-)

L'application d'un tel facteur de correction permet de reproduire la dynamique des débits observée au déversoir tout en corrigeant le volume d'eau total qui passe au dessus du seuil de déversement. La correction de ce débit est importante pour les calculs de flux car elle est la plus forte des sources d'erreur du calcul. Un exemple est fourni à l'Annexe E.

Les limnimètres "Lit-007" et "Lit-008" installés dans le réservoir mesurent la hauteur d'eau à l'intérieur du premier et du deuxième compartiment. Ils permettent de connaître l'évolution du remplissage du réservoir. Considérés comme des mesures fiables après vérification des équations de transfert hauteur/volume, ce sont ces limnimètres qui sont utilisés pour mesurer le débit de vidange du réservoir plutôt que ceux donnés via l'ampérage des pompes. En effet, l'usure des pales des pompes peut entraîner un biais sur les mesures.

En plus des données de débits et de hauteurs d'eau, la Ville de Québec est équipée d'un réseau de 30 pluviomètres répartis sur le territoire de la ville. Les pluviomètres sont munis d'augets qui basculent quand 0.2 mm d'eau est accumulé. Les données sont ensuite automatiquement stockées dans une base de données. Les pluviomètres ne mesurent que l'eau liquide et ne sont donc pas fonctionnels durant l'hiver. Dans ce projet, un pluviomètre de la Ville de Québec (noté U 908) est installé sur le bassin versant de Saint-Sacrement (Figure 4.2). Les données de ce pluviomètre sont utilisées pour ce projet.

4.1.5 Protocole d'échantillonnage

Un échantillonnage en temps de pluie demande beaucoup de disponibilité, d'organisation et de personnel. De disponibilité, car la pluie ne prévient pas et n'attend pas. Que ce soit la nuit ou bien la fin de semaine, il faut être prêt à déclencher un échantillonnage à tout instant. D'organisation, car entre le moment où la décision de partir échantillonner est prise et le moment où l'échantillonnage commence, il n'y a que peu de temps (environ 1 heure dans le meilleur cas). De plus, une fois l'échantillonnage effectué, il faut réaliser les analyses dans

les plus brefs délais afin que le stockage altère le moins possible la qualité de l'eau. Enfin de personnel, car les règles de sécurité nécessitent au moins la présence de deux personnes sur le site et le cycle d'échantillonnage d'un évènement peut être long (plus de 24h) et nécessite parfois deux équipes.



FIGURE 4.5 – Bras distributeur et bouteilles de stockage de l'échantillonneur *SIGMA 900max*.

Matériel

En temps de pluie, les deux points d'échantillonnage d'entrée et de sortie du bassin sont équipés d'un échantillonneur réfrigéré de type *SIGMA 900max* de 24 bouteilles de 1 litre chacune (Figure 4.5). Le déclenchement de l'échantillonnage est automatique grâce à un interrupteur flottant de type *FLYGT ENM-10*. Le pas de temps de prélèvement est programmable. Ainsi le premier flot d'orage est échantillonné fréquemment (aux 2-3 minutes) puis le pas de temps s'allonge avec la durée de l'évènement (jusqu'à 60 minutes).

Le même matériel est utilisé pour la sortie du bassin. La seule différence est la nécessité d'être présent en fin de vidange pour changer le pas de temps durant les dernières 10 minutes d'échantillonnage. En effet, de fortes variations de concentrations ont lieu pendant cette période dont l'heure de début n'est pas prévisible à l'avance et par conséquent le pas de temps

d'échantillonnage n'est pas programmable. Il est donc nécessaire d'être sur place durant la quasi totalité d'un cycle de stockage de l'eau (première goutte déversée jusqu'à la dernière goutte vidangée). L'automatisation de l'échantillonnage n'est pas un substitut à la présence d'opérateurs mais une aide en cas de besoin.

Déroulement d'un échantillonnage en temps sec

L'échantillonnage en temps sec est réalisé en deux temps. Une première campagne durant l'été 2009 a consisté à récolter un échantillon à des heures différentes du jour et de la nuit afin de dresser un pollutogramme journalier caractéristique du bassin versant durant divers jours de semaine. L'échantillonnage a été réalisé à l'aide d'une corde au bout de laquelle un seau était attaché. L'échantillon était récolté devant la vanne de l'intercepteur (§4.1.2). À chaque fois, un échantillon de 15 litres était recueilli afin de réaliser la totalité des analyses.

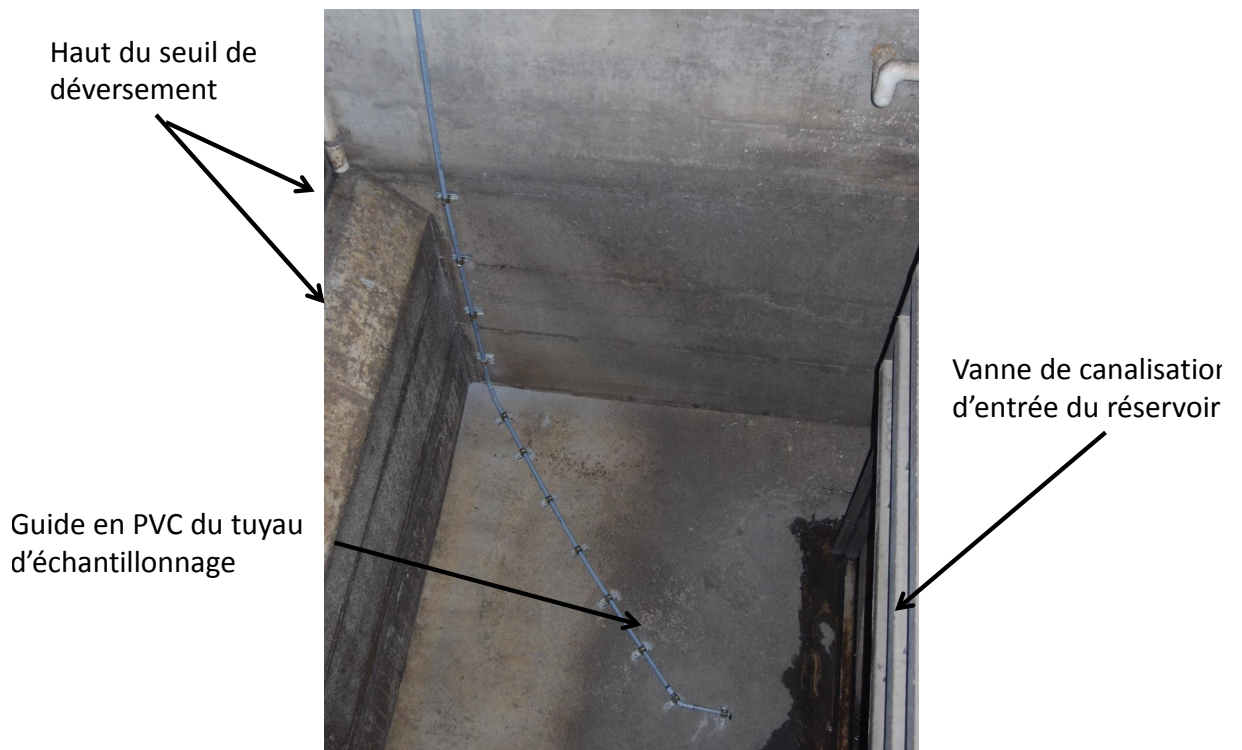


FIGURE 4.6 – Installation du point d'échantillonnage en entrée de bassin, situé à l'aval du déversoir.

Une seconde campagne a été réalisée la journée du mercredi 30 septembre 2009 à l'aide d'un échantillonneur automatique *SIGMA 900max*. Plusieurs échantillons ont été récoltés à différentes heures de la journée et de la nuit.

Les résultats d'échantillonnage en temps sec sont présentés dans l'annexe A.

Déroutement d'un échantillonnage en temps de pluie

Un échantillonnage commence par la prévision d'une pluie, quelques heures à l'avance. L'image donnée par le radar météo d'Environnement Canada permet de suivre l'évolution des précipitations dans les environs de Québec (Figure 4.7). L'accès direct aux trois dernières heures d'archives et la mise à jour des images effectuée toutes les 10 minutes offre un bon outil de prévision d'un événement, tant en termes d'intensité, de durée que d'heure de début de pluie. Une fois que la décision d'un échantillonnage est prise basée sur des critères d'intensité, de durée et de volume de pluie prévue, il faut se rendre sur le site. Une pluie avec une intensité inférieure à 1 mm/h a peu de chance de ruisseler (sauf si elle dure plus de deux heures), et si le remplissage du bassin est estimé à moins de 5%, il n'y a pas d'échantillonnage. Il a été observé qu'une pluie de moins de 1.5 mm d'accumulation n'engendre pas de ruissellement.

Durant les premières minutes d'un déversement, l'intervalle d'échantillonnage en entrée de bassin (Figure 4.6) est d'environ 2-3 minutes pendant les 30 premières minutes, puis augmente progressivement à 30-60 minutes durant le déversement. Chaque échantillon a un volume d'un litre. Des échantillonnages manuels peuvent être effectués à l'aide d'un seau attaché au bout d'une corde, dépendamment du type d'analyse à réaliser.

Lorsque le remplissage du bassin est terminé, l'équipe se déplace à la chambre des pompes pour se préparer à récolter la vidange. Les échantillons sont récoltés automatiquement à la sortie des pompes avec un pas de temps court (environ 2-3 minutes) durant les 15 premières minutes puis il augmente avec le temps à 30-60-90 minutes. En fin de vidange (durant les 15 dernières minutes), le pas de temps est raccourci à nouveau autour des 2-3 minutes. Ce dernier changement du pas de temps est toujours réalisée manuellement.

Il a été découvert à la suite de la campagne d'échantillonnage que les conditions nécessaires à l'ouverture des portes des cellules de nettoyage nécessitaient au moins 60 minutes après

la fin de vidange pour être réunies. Sauf déclenchements par erreur, il est apparu qu'aucun nettoyage de cellule n'avait été échantillonné. Par conséquent, une fraction de la masse évacuée pendant la vidange n'a pu être échantillonnée.

Une fois la vidange terminée, les échantillons sont acheminés au Laboratoire d'environnement de l'Université Laval pour une analyse immédiate ou bien sont stockés en chambre froide à 4°C en attente des analyses. L'analyse est réalisée dans les 24 heures qui suivent afin que l'échantillon soit le plus représentatif possible de la réalité. Des études d'impact de la conservation de l'échantillon sur les tests ViCAs ont été réalisées et les résultats sont présentées en Annexe B.

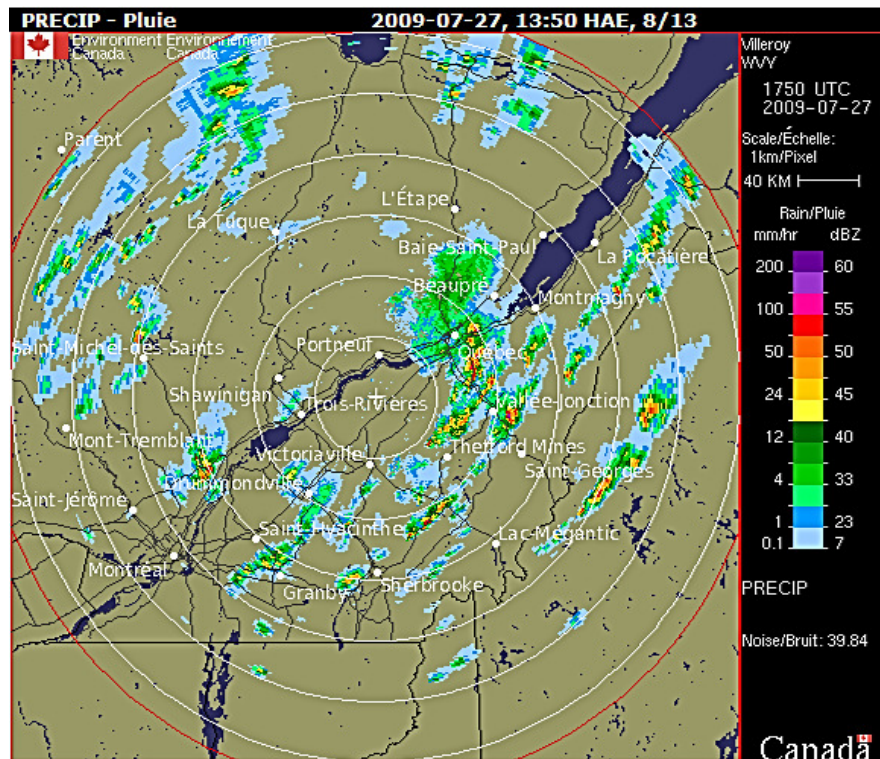


FIGURE 4.7 – Image radar donnée par le site météo du Gouvernement du Canada, Environnement Canada.

4.2 Analyses en laboratoire

Les analyses réalisées en laboratoire portent sur les variables suivantes :

- Les matières en suspension (MeS) et les MeS décantables ;
- Les matières volatiles en suspension (MVeS) et les MVeS décantables ;
- La demande en oxygène (DCO) et la DCO décantable ;
- L’azote ammoniacal ;
- Le fractionnement de la DCO en quatre variables ; et
- La vitesse de chute des particules.

Tous les échantillons n’ont pas fait l’objet de toutes les analyses. Les variables reportées dans les résultats de ce travail sont les MeS, la DCO et la vitesse de chute des particules. Les fortes corrélations observées ont servi à diminuer le nombre d’analyses réalisées à chaque pluie. Ces résultats (mesures et corrélations) sont présentés en totalité à l’annexe D. Cette partie présente les méthodes d’analyse de manière assez brève. Les protocoles de ViCAs et de respirométrie sont présentés, respectivement, dans les annexes G et H.

4.2.1 MeS, MVeS, DCO totale et azote ammoniacal

Les MeS ont été mesurées en suivant la méthode 2540-D du *Standard Methods* (APHA, 2005). De la même manière, les MVeS sont mesurées sur les échantillons en suivant la méthode 2540-E du *Standard Methods* (APHA, 2005). La DCO totale est analysée par la méthode Hach à reflux fermé (protocole 5220D) (APHA, 2005). Cette méthode utilise un spectrophotomètre, dans notre cas, le DR 5000 de Hach. Enfin, les analyses d’azote ammoniacal ont été réalisées à l’aide du protocole 4500-NH₃-G (APHA, 2005).

Pour la mesure des décantables, les méthodes utilisées sont les mêmes que celles précédemment énoncées, sauf qu’elles ne sont pas réalisées sur l’échantillon brut. Un litre d’échantillon brut est placé dans un bécher d’un litre pour une décantation durant 30 minutes. Après 30 minutes, le surnageant est récupéré par écoulement gravitaire et utilisé pour effectuer la mesure de MeS. La concentration obtenue est soustrait à la concentration en MeS totale pour obtenir la concentration en polluants décantables.

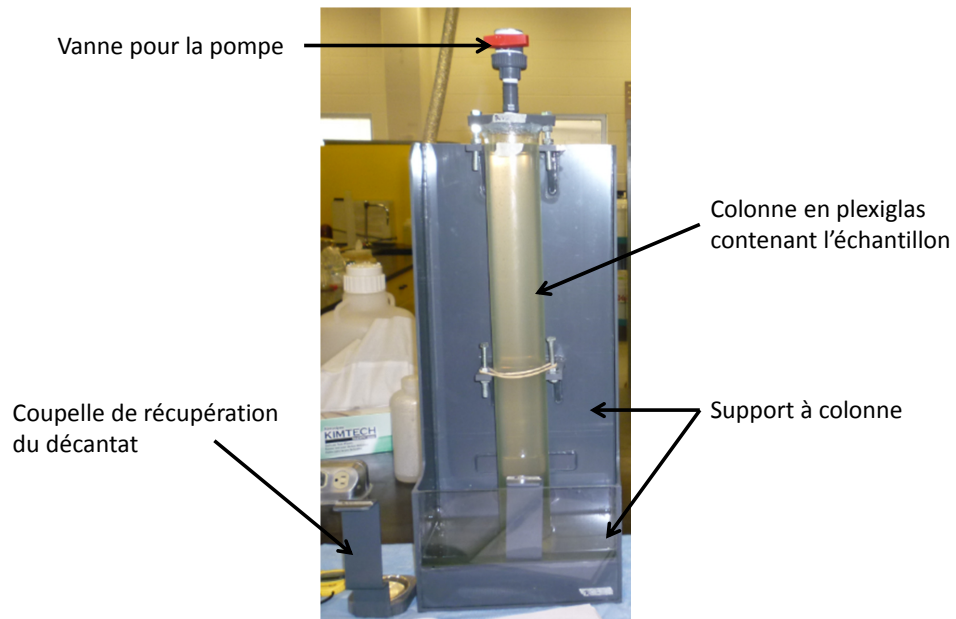


FIGURE 4.8 – Instrumentation composant le ViCAs.

Les mesures de MeS et de DCO couplées aux données de débit ont servi à la réalisation de calculs de flux. Les concentrations ont été interpolées linéairement afin d'obtenir des valeurs de concentrations pour chaque valeur de débit (pas de temps de 1 minute).

4.2.2 Vitesses de chute des particules

L'étude de Berrouard (2010) sur les différents protocoles de mesure des vitesses de chute de particules a permis de sélectionner le protocole ViCAs (Chebbo et Gromaire, 2009) sur des critères divers comme, pour n'en citer que quelques-uns : le volume de prélèvement, le délai d'analyse, la méthode de remplissage... Ce protocole permet de réaliser un profil de vitesses de chute des particules pour un échantillon d'eau usée. La méthode est expliquée en détail à l'annexe G. L'outillage consiste en une colonne de plexiglas d'environ 65 cm de hauteur et de 7 cm de diamètre, un support à colonne, des coupelles de récupération et un chronomètre (Figure 4.8). La mesure est réalisée sur environ 24h. Un échantillon de 4.5 L d'eau usée complètement mélangée est introduit dans la colonne à l'aide d'une pompe connectée à la vanne, puis les éléments qui décantent dans la colonne quiescente sont recueillis à l'aide de coupelles de récupération. Généralement, un total de neuf coupelles sont récoltées à des pas

de temps variables. La masse récoltée est alors pesée. Un traitement numérique est appliqué et permet de retrouver des vitesses de chute de particules reliées à une certaine fraction de la masse totale des MeS de l'échantillon. Un bilan de masse est calculé entre la totalité de la masse récupérée dans les coupelles et la concentration initiale en MeS mesurée. Les auteurs ont établi que le bilan de masse devait fermer à $\pm 15\%$ pour pouvoir être valide.

Les échantillons utilisés pour le test ViCAs peuvent être issus soit d'un prélèvement ponctuel (5 L prélevés en une fois avec un seau), soit issus d'un échantillon composite mélangeant un certain volume de chaque échantillon proportionnel au débit déversé au moment de l'échantillonnage. Divers tests ont été menés sur le ViCAs afin d'assurer la reproductibilité des résultats d'un test à l'autre, sur deux échantillons identiques, deux échantillons différents (composite et ponctuel) ou encore sur l'effet du stockage des eaux en chambre froide sur les résultats. Ces travaux sont reportés à l'Annexe B.

4.2.3 Fractionnement de la DCO

L'essai respirométrique visant le fractionnement de la DCO est réalisé à l'aide du respiromètre BIOS-R conçu par le Laboratoire d'Ingénierie des Procédés de l'Environnement de l'INSA Toulouse, France. Le respiromètre est constitué d'un réacteur biologique de mise en contact et d'aération des boues et des eaux, d'un réacteur de mesure, d'une pompe péristaltique permettant la circulation du liquide entre les deux réacteurs, d'un module d'acquisition, de régulation et de commande, d'un module de mesure de la consommation d'oxygène, d'un cryothermostat et d'un ordinateur. L'Annexe H décrit plus en détail le fonctionnement du système.

Le test permet d'observer la consommation d'oxygène due à la dégradation de la matière organique contenue dans les eaux échantillonnées. Ce sont des bactéries contenues dans un échantillon de boues qui assurent la dégradation biologique. Les cinétiques de consommation d'oxygène permettent d'identifier la biodégradabilité de la matière contenue dans l'eau échantillonnée. Ainsi, la DCO est divisée en une fraction particulaire inerte (X_i), une fraction lentement biodégradable (X_s), une fraction soluble inerte (S_s) et une fraction rapidement biodégradable (S_s). Néanmoins, la méthode nécessite de réaliser plusieurs autres mesures (MVeS, DCO filtrée, azote ammoniacal). Les résultats de ce test sont présentés et expliqués à l'An-

nexe F. Couplés avec les fractionnements observés dans la littérature, ces résultats ont servi à déterminer les paramètres de fractionnement utilisés dans le modèle (Chapitres 7, 8 et 9).

4.3 Site d'étude : traitement par décantation primaire

Une campagne d'échantillonnage a été réalisée pour caractériser les vitesses de chute des particules durant le prétraitement et le traitement primaire de l'usine de Québec. L'usine est équipée de cinq bassins aérés de dessablage dont la capacité globale est de 30 000 m³/h. L'élimination est d'environ 95% pour des sables dont la granulométrie est supérieure à 0.2 mm. Les sept bassins de décantation sont de type lamellaire de 5 m de profondeur et de 150 m² de surface. Leur capacité globale est de 15 000 m³/h. Les plaques lamellaires sont inclinées de 55° et espacées de 10 cm. En moyenne, ils permettent l'enlèvement de 60% des MeS.

Le premier point d'échantillonnage est localisé à l'entrée du dessableur, en amont de la canalisation de répartition. Les échantillons sont prélevés à une profondeur maximale de 1 m à l'aide d'un récipient fixé au bout d'une perche. Le second point d'échantillonnage est localisé à l'effluent des bassins de décantation après mélange des effluents des cinq bassins. L'échantillonnage est réalisé avec la même canne à échantillonner, aux mêmes profondeurs.

4.4 Environnement de modélisation

Le travail de modélisation a été réalisé sous l'environnement du logiciel ®WEST (MIKE by DHI software) qui est utilisé en modélisation et simulation pour la conception, le fonctionnement et l'optimisation de systèmes de traitement des eaux usées. Il fournit une interface conviviale pour l'utilisateur et une base de modèles structurée en une collection d'équations ordinaires différentielles. Le langage de modélisation est le MSL-USER (MSL pour *model specification language*) développé spécifiquement pour l'intégration de modèles (Vanhooren *et al.*, 2003). Dans un premier temps, le code MSL est traduit en C++ qui est ensuite compilé pour être utilisable dans l'interface par le simulateur, l'*experiment environment*. Cette compilation permet une augmentation importante de la vitesse de calcul.

Un intérêt majeur de ce type de logiciel est le libre accès au code de la base de modèles. Ce libre accès permet une accumulation de connaissances qui facilite leur transfert. Aussi, la structure en différents langages et l'utilisation d'un *solver* à pas de temps variable pour la

résolution des équations ordinaires différentielles permet une grande rapidité de calcul, ce qui est intéressant en modélisation intégrée.

La base de modèle de ®WEST contient des modèles des différents sous-systèmes physiques de la modélisation intégrée. Il est donc possible de connecter ces différents sous-systèmes.

Chapitre 5

Characterisation of retention tank water quality: particle settling velocity distribution and retention time

Maruejols, T., Vanrolleghem, P.A., Pelletier, G. and Lessard, P. (2012) Characterisation of retention tank water quality: Particle settling velocity distribution and retention time. *Water Qual. Res. J. Can.* (submitted)

Préambule

Ce chapitre a pour but de présenter les résultats de la campagne d'échantillonnage synthétisant et sélectionnant les données récoltées qui sont le plus exploitables possibles. Quatre évènements complets (entrée + sortie) sont reportés et étudiés en détail. La totalité des données sont restituées en annexe A. Des études complémentaires menées sur la corrélation entre différentes variables ($\text{MeS}/\text{MeS}_{\text{décantable}}$, MeS/DCO , $\text{DCO}/\text{DCO}_{\text{décantable}}$) sont reportées en Annexe D. L'observation de ces évènements permet de caractériser les dynamiques de la qualité des eaux au sein d'un bassin de rétention par la comparaison entre la qualité des eaux de l'affluent à celles de l'effluent. La dernière partie de cet article est consacrée à l'étude de l'effet du temps de rétention sur le phénomène de décantation dans le bassin de rétention. Ce chapitre répond aux sous-objectifs 2 et 5 de l'objectif 1. Il est rédigé sous la forme d'un article scientifique qui a fait l'objet d'une soumission au journal *Water Quality Research Journal of Canada*.

Résumé

Les bassins de rétention sont fréquemment utilisés pour réduire les rejets urbains en temps de pluie. Leur gestion est un facteur important pour l'amélioration de l'empreinte écologique du développement urbain sur les milieux récepteurs. Leur caractérisation et la compréhension des processus ne sont pas encore complètement maîtrisés. Dans un cadre de systèmes intégrés, la gestion de ces structures est principalement réalisée dans le but de satisfaire des contraintes hydrauliques même si l'idée derrière est de limiter les rejets de polluants à l'environnement. Cette étude apporte de nouveaux éléments sur les processus de décantation et le comportement des polluants se déroulant dans un bassin de rétention hors-ligne. Dans un premier temps, les auteurs se concentrent sur la dynamique des MeS et de la DCO totale en entrée et en sortie d'un bassin de rétention. Dans un second temps, ils se concentrent sur la corrélation possible entre la variation de la distribution de la vitesse de chute des particules et la dynamique de la concentration en MeS. L'analyse de l'évolution de la concentration en MeS et en DCO totale entre l'entrée et la sortie permet l'évaluation de l'effet du temps de rétention des eaux sur la décantation.

Characterisation of retention tank water quality: particle settling velocity distribution and retention time

Thibaud Maruejols, Peter A. Vanrolleghem, Geneviève Pelletier and Paul Lessard

Abstract

Retention tanks are commonly used to reduce combined sewer overflows. Their management is an important way to improve the footprint of urban development on receiving water bodies. Characterisation and process understandings are not completely handled for the moment. In a context of integrated systems, the management of such structures is mainly done to satisfy hydraulic constraints even if the idea behind such structures is to limit the discharge of pollutants to the environment. This study reports new insights in the settling processes and the pollutant behaviour occurring in an off-line retention tank. The authors focus first on the TSS and the total COD dynamics at the inlet and the outlet of a retention tank. Secondly, they focus on the possible correlation between the variation of the settling velocity distribution of particles and the TSS concentration dynamics. Analyses of the TSS and CODt concentration evolution during tank emptying allow assessing the effect of the wastewater retention time on the settling performance.

Keywords

COMBINED SEWER OVERFLOW, SETTLING EFFICIENCY, URBAN WASTEWATER MANAGEMENT, WASTEWATER QUALITY

5.1 Introduction

As many cities in the world, the drainage network of Quebec City is mainly composed of combined sewers and is thus prone to Combined Sewer Overflows (CSO). With the increased imperviousness in urban areas, these cities have to deal with increased stormwater volume transported by the sewers. Stormwater combines with dry weather flow to produce water with a quality comparable to that of dry weather in terms of TSS, COD and many other relevant pollutants in wastewater treatment engineering (Howard *et al.*, 1986; Lessard, 1989; Gromaire, 1998; Gromaire *et al.*, 1999; Rechenburg, 2006). Building retention tanks is generally the

solution adopted to deal with that issue. In 1985, Lindholm was wondering whether retention tanks had an overall positive or negative environmental impact on the receiving water body. Indeed, retention of stormwater in sewers reduce CSOs, but it also leads to various problems when the water is subsequently sent to the wastewater treatment plant (WwTP). As Ashley *et al.* (2002) report, retention tank emptying can lead to late flushes or lengthy periods of high hydraulic flow coming into the WwTP resulting in a loss of treatment efficiency. The increasing use of pumps and sluice gates for the emptying of such tanks allows for better management. However, the phenomena occurring in the tanks are still poorly understood. Sediment behaviour in RTs in the context of integrated management is a key element to control the impact of their emptying on the WwTP (Ashley *et al.*, 2002). Previous work by Maruejols *et al.* (2011) characterised the potential impact of RT emptying on primary clarification, the first major unit process of a WwTP. The paper compares settling velocity distribution profiles of samples collected during the emptying period to analyses carried at the inlet and the outlet of a primary clarifier. The largest volume fraction emptied from the RT transports particles with a settling velocity distribution profile similar to what is observed at the outlet of a primary clarifier. That knowledge can be used to adapt the operating schemes that are currently set up to manage the flow to the WwTP in view of improving treatment efficiency.

If the quality of combined sewer wastewaters benefits from the existence of a huge database, the water quality and pollutant behaviour in water storage structures such as retention tanks (RT) are less known. Even if some characterisation studies have been carried out (Brenchenmacher *et al.*, 1992; Aires *et al.*, 2003; Boxall *et al.*, 2007), their number is not sufficient to compare the different sampling campaigns. Very little data is available in the literature reporting the settling velocity distribution in RTs. Some studies were carried out (Michelbach and Wöhrle, 1993; Michelbach, 1995; Michelbach and Weiß, 1996; Maruejols *et al.*, 2011) showing wide ranges of settling velocity distributions. Michelbach and Weiß (1996) observed over 19 events for which 50% of the settleable solids had a median $V_s < 7.56$ m/h at the inlet of a clarifier-type CSO tank. As this study was performed on a clarifier-type CSO tank, the settled particles were not released through the outflow. They also noted a correlation between the flow variation and the V_s distribution, i.e. on increase of flow at the inlet corresponds

to an increase of average particle Vs. One can note that these results show an order of magnitude rather than a correlation since the calculations were done using a concentration and flow average over an event and not using grab samples. For example, at the tank inlet, the authors show that for a flow of 28,800 m³/h, the Vs can vary from 5.4 m/h to 23.4 m/h, and is around 10.8 m/h for a flow of 45,000 m³/h. Furthermore, the correlation between flow and TSS can be distorted since it highly depends on the pollutant accumulation on the catchment. That is to say, a same flow won't be able to transport the same particles if the accumulation is different. For example, in the case of two consecutive events with similar flows, the first storm will wash-off all mobilizable particles that will therefor not be present for the following storm.

The present work aims at highlighting Vs distribution variations during filling and emptying a RT. In this study, the Vs distribution is not correlated to the flow at the inlet, but to the TSS concentration. Characterisation of TSS variation at the outlet of the RT is also used to find reproducible behaviours leading to a better understanding of the settling processes. Treatment efficiency with respect to retention time in the tank is then analysed.

The objectives of the paper are to present:

- the characterisation of the filling and emptying wastewater quality in terms of total suspended solid (TSS) and total chemical oxygen demand (COD_t);
- the characterisation of the changes in the settling velocity distribution during those periods and its correlation with the TSS concentration; and
- the assessment of the effect of retention time on the settling efficiency.

5.2 Material and methods

5.2.1 Case study

The off-line retention tank in this study is located in a Quebec City urban catchment with a total area of 1.46 km² and an average imperviousness of 51%. The land use is mainly residential. The concentration time is about 26 minutes and the total population is estimated to be around 5,200 habitants. The retention tank has a capacity of 7,580 m³ (25 m³/ha_{imp}) and was designed for 4 overflows per summer period (May 15th to September 15th). The tank

is emptied by five pumps located in a pumping well. Detailed characteristics concerning the urban catchment and the retention tank operation are provided in Maruejols *et al.* (2011).

5.2.2 Sampling campaigns

The data were collected during two sampling campaigns in the summers of 2009 and 2010. Sampling consisted in collecting water at the inlet and outlet of the tank. The outlet means the return pipe to the wastewater treatment plant. Several samples were taken with a variable time interval (2 minutes to 2 hours) during each event for both the inlet and outlet. These time intervals were set in order to observe the pollutant concentration dynamics during emptying. The samples were then analysed at Université Laval's Environmental Laboratory, mainly for TSS, CODt and settling velocity distribution (V_s , see below).

The influent sampling point was located downstream of the weir in the control chamber. Grab samples were collected with an automatic sampler (SIGMA 900max) including 24 one-liter bottles. This sampler is connected to a float switch (FLYGT ENM-10) which controls the sampler activation when water flows over the weir. The outlet sampler is located just after the pumps and is equipped with the same sampling material.

5.2.3 Laboratory analyses

Once the samples were collected, they were either analysed immediately or stored in a cold chamber at 4°C to be analysed within 24 hours. Conservation tests were conducted in order to assess the phenomena of flocculation that may have an impact on the V_s characterization. The tests showed that there was no significant impact on the measurements if analyses were performed within the following 24 hours.

TSS analyses were performed according to Standard Methods (APHA *et al.*, 2005). The CODt was analysed with the Hach closed-reflux method (method Hach 8000) after grinding and homogenization of the samples. Measurements of V_s distributions were carried out using the ViCAs protocol (Chebbo and Gromaire, 2009) both on composite and grab samples. The ViCAs protocol consists in inserting a wastewater sample in a vertical Plexiglas column (\emptyset 7 cm, height 60 cm) and collecting the mass of settled particles at the bottom of the column at various time steps during 24 hours. A simple numerical application calculates

the Vs corresponding to a certain particle mass, making a fit between the model and the accumulated mass with regard to time.

5.2.4 Event Mean Concentration (EMC)

To calculate the mass fluxes and the EMC, pollutant concentrations measured in situ have to be interpolated. Indeed, flow data are available for a time step of one minute whereas the concentration data for an event include only 8 to 10 sampling points. A simple linear interpolation method is used here.

The *EMC* (g/m³) is equal to the sum of the pollutant mass M_i (g) of an event divided by the total water volume V_i (m³) at time t . It gives a global average concentration for an event weighted by the flow variation. As expressed by equation 1, this value thus gives information on the pollutant load for an event and allows for comparison between events.

$$EMC = \frac{\sum_{i=1}^N \Delta M_i}{\sum_{i=1}^N \Delta V_i} = \frac{\sum_{i=1}^N \Delta Q_i \cdot \Delta C_i}{\sum_{i=1}^N \Delta V_i} \quad (5.1)$$

At the outlet, level sensors lit-008 and lit-009 are respectively located at 7 and 15 m from the pumps inside the tank and are assumed to give a good estimate of the volume variation and, thus, of the flow leaving the tank. These flow rates were used for the outlet EMC calculation. Concerning flow rate at the inlet, a corrected flow Q_i (m³/h) is calculated by multiplying the flow measurements obtained at the weir, thanks to a water height sensor, by a correction factor. This was necessary because the integration with respect to time of the flow measured over the weir could lead to errors of more than 300% on the volume observed in the tank. This approach has the advantage of maintaining the flow dynamics observed over the weir, instead of using the volume variation in the tank where the flow dynamics are buffered by a 200 meter pipe located between the weir and the tank.

5.3 Results and discussion

5.3.1 Rainfall characteristics

During the summer campaigns of 2009 and 2010, eighteen rain events with a wide range of characteristics were sampled. A “rain event” is defined by the moment where the first drop of

water spills over the weir and the moment where the tank is empty. The event characteristics have already been published in Maruejols *et al.* (2011).

5.3.2 Water quality

Water quality from the measurement campaign at the inlet and the outlet of the off-line RT are presented in this section. First, EMC calculations for 11 events are presented to estimate the pollutant load ranges. Then, CODt and TSS pollutographs are shown. Finally, results regarding the settling velocity (Vs) distribution of the particles associated with the pollutographs highlight pollutant behaviours and more specifically, the flux of the particles.

Event Mean Concentration (EMC)

Table 5.1 reports summarizes literature results of various combined sewer water quality characterisation campaigns carried out in various places under wet weather conditions. It presents averages of different EMC calculations. The minimum, maximum and the average calculation are shown to give an idea of the observed range. The widest ranges were observed by Suarez and Puertas (2005) in Spain, with TSS EMC values between 61 and 1,379 g/m³ and CODt EMC values between 128 and 1,472 gO₂/m³. Obviously, each result highly depends on catchment size, land use and climate conditions.

Ranges of EMCs reported in this work agree with those found in the literature for TSS, whereas the CODt EMC average is clearly lower than what is found in literature (Table 5.1). The EMC have been calculated for events which were adequately sampled (Table 5.2). That is to say, since the pollutant concentrations strongly vary in quite a short time (few hundreds of g/m³ for ten minutes), seven events were sampled in which some relevant points of the pollutant dynamics were missed. Thus, the EMCs were not calculated for such events.

Concerning the outlet, the TSS values are comprised between 386 and 49,936 g/m³ for the outlet and between 122 and 2,451 g/m³ for the inlet. This observation is correlated to the dynamics of the pollutants (detailed below). Indeed, at the outlet, the variations are more important and occur over a shorter period of time. The maximum value during the emptying of the tank for the July 13th 2010, July 16th 2010 and August 3th 2010 events are abnormally

Table 5.1: TSS and CODt EMC values and number of sampled events used for calculations found in the literature compared with the current results.

	TSS EMC (g/m ³)			CODt EMC (gO ₂ /m ³)			Number of events
	Min.	Max.	Average	Min.	Max.	Average	
Kafi <i>et al.</i> (2008)	121	519	275	190	737	418	27
Suarez and Puertas (2005)	61	1,379	618	128	1,472	667	46
Shu (2004)	273	551	370	264	481	367	-
Diaz-Fierros <i>et al.</i> (2002)	160	411	282	134	540	329	7
Sztruhär <i>et al.</i> (2002)	-	-	430	-	-	445	8
Chebbo <i>et al.</i> (2001)	120	530	215	200	645	330	67
Ellis (1991)	176	647	425	250	530	380	-
This study	40	1,398	402	70	369	155	11

- = non-analysed

Table 5.2: Inlet and outlet EMC values and maximum concentrations for different events in terms of TSS and CODt.

Event date	Inlet				Outlet			
	TSS		CODt		TSS		CODt	
	EMC g/m ³	C _{max} g/m ³	EMC g/m ³	C _{max} g/m ³	EMC gO ₂ /m ³	C _{max} gO ₂ /m ³	EMC gO ₂ /m ³	C _{max} gO ₂ /m ³
07/18/2009	319	588	152	309	-	-	-	-
07/27/2009	179	624	107	315	185	1,920	204	1,408
08/21/2009	103	192	94	238	137	844	117	627
09/27/2009	40	122	68	204	104	998	-	-
06/28/2010	1,398	2,382	-	-	1,337	2,044	-	-
07/09/2010	1,282	2,451	369	672	204	386	-	-
07/13/2010	312	499	291	599	210	6,124	127	1,831
16/07/2010	274	792	-	-	1,167	49,936	-	-
08/03/2010	100	255	70	396	217	21,503	134	4,452
09/06/2010	153	267	138	311	-	-	-	-
09/13/2010	270	431	105	363	-	-	-	-

- = non-analysed

high (respectively 6,124, 49,936 and 21,503 g/m³). That period corresponds to roadwork that took place on the catchment, consisting in digging under the road to resurface it, mobilizing a large quantity of particles.

Filling period

Pollutographs

Four complete events (where both the filling and the emptying periods were entirely sampled) are presented herein (Figure 5.1). For each event, TSS and CODt concentrations are represented by scatter plots and flow is plotted as lines. For Figure 5.1d, only the TSS is reported. Bertrand-Krajewski (2006) reported TSS concentrations between 176 and 2,500 g/m³ and CODt concentrations between 42 and 900 g/m³ in combined sewers. In the present paper, TSS concentrations are comprised between 40 and 3,000 g/m³, and CODt between 30 and 320 g/m³ (Figure 5.1). The order of magnitude fits well with the literature. Flow reaches a maximum of 10,000 m³/h during the July 18th 2009 event. For the three first events, the peak concentrations within the first minutes of filling correspond to the “first flush” phenomenon (Deletic, 1998; Bertrand-Krajewski *et al.*, 1998. . .). This load corresponds to the mass of pollutants which is washed-off from the catchment plus what is resuspended in the sewer system. Subsequently, the concentrations reach a threshold which corresponds to the dry weather water quality diluted by runoff water. Thus, a filling period pollutograph can be typically split in two phases called the “wash-off” (hatched) and the “dilution” (non-hatched) periods (Figure 5.1). Only the June 28th 2009 event doesn’t follow this typical pollutant dynamics. However, this divergence can be explained by roadwork carried out on the urban catchment, bringing large quantities of sand with particularly high Vs. Indeed, the maximum concentrations are abnormally high, around 3,000 g/m³ compared to the others which remain below 1,000 g/m³.

Only the July 18th 2009 event graph doesn’t show the final pollutant concentration peak. Since this event was one of the first the authors sampled, that last peak was not yet characterised and known. Thus, no sample was collected at the end of this emptying.

Settling velocity distribution

Previously Maruejols *et al.* (2011) demonstrate the possible correlation between Vs distribution and TSS concentration. Figures 2 (a) and (b) present ViCAs curves performed on RT inlet samples for the “wash-off” and the “dilution” periods respectively (refer to Figure 5.1). TSS concentrations for each sample are written in parentheses in the legend (in g/m³). As

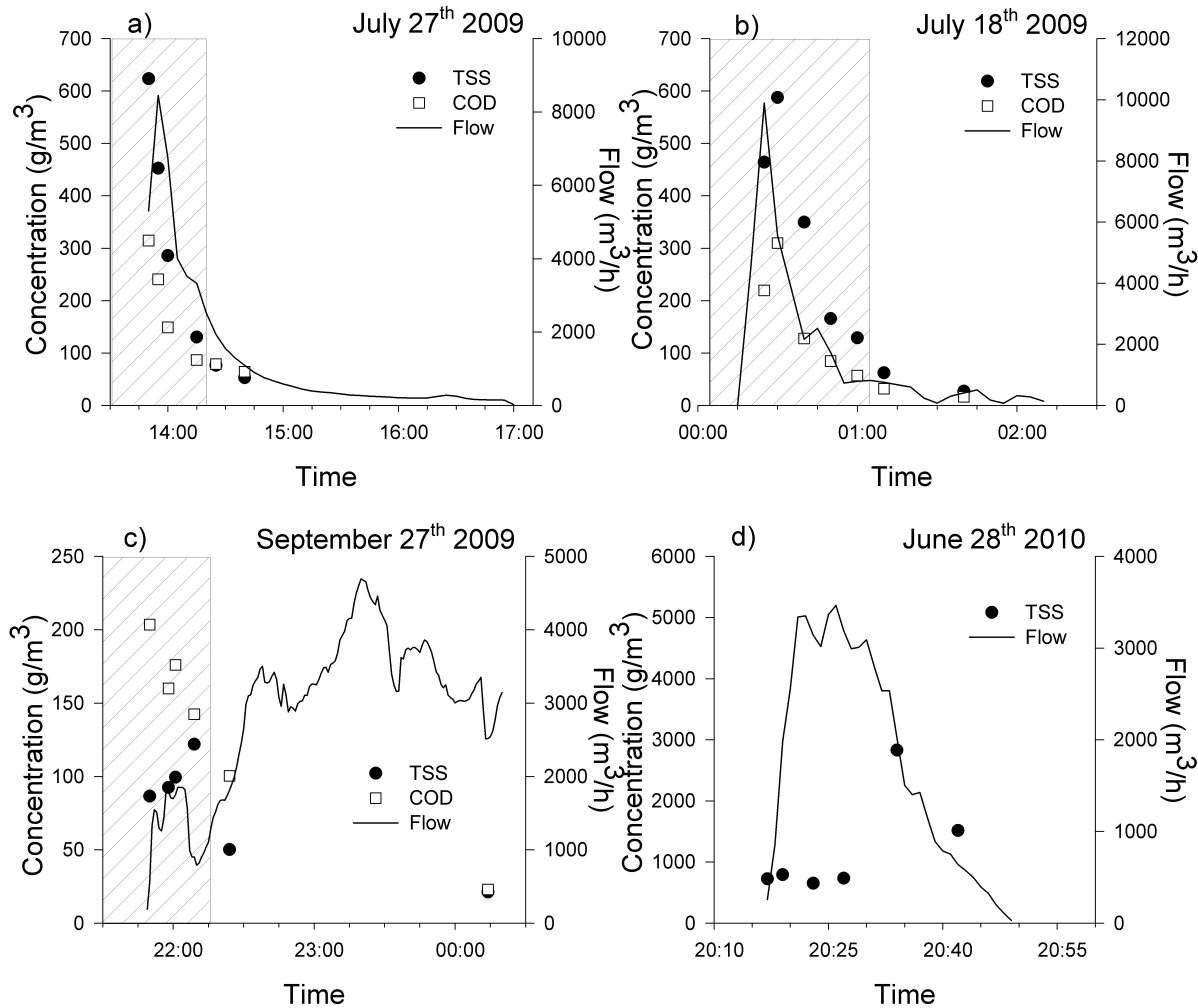


Figure 5.1: Event pollutographs at the tank inlet for the events of: (a) July 27th 2009; (b) July 18th 2009; (c) September 27th 2009; and (d) June 28th 2010. Hatched zones represent the volume fraction identified as the first flush effect (TSS > 100 g/m³).

seen in the previous paragraph, differences can be found in TSS concentrations, i.e. for the “wash-off” period, the overall TSS average for all samples is equal to 747 g/m³, while it is equal to 140 g/m³ for the “dilution” phase. Comparison of these two figures underlines that a bigger fraction of the particle mass settles faster within the “wash-off” phase than within the “dilution” phase. Focusing on the “wash-off”, one can note that the particle mass with a V_s less than 1.6 m/h mainly lies between 30 and 40%, except for the September 23th 2009 event (65%) where the spilling was following several others. The value of 1.6 m/h was chosen as a reference because it is a design criteria for primary clarifiers corresponding to the settling V_s

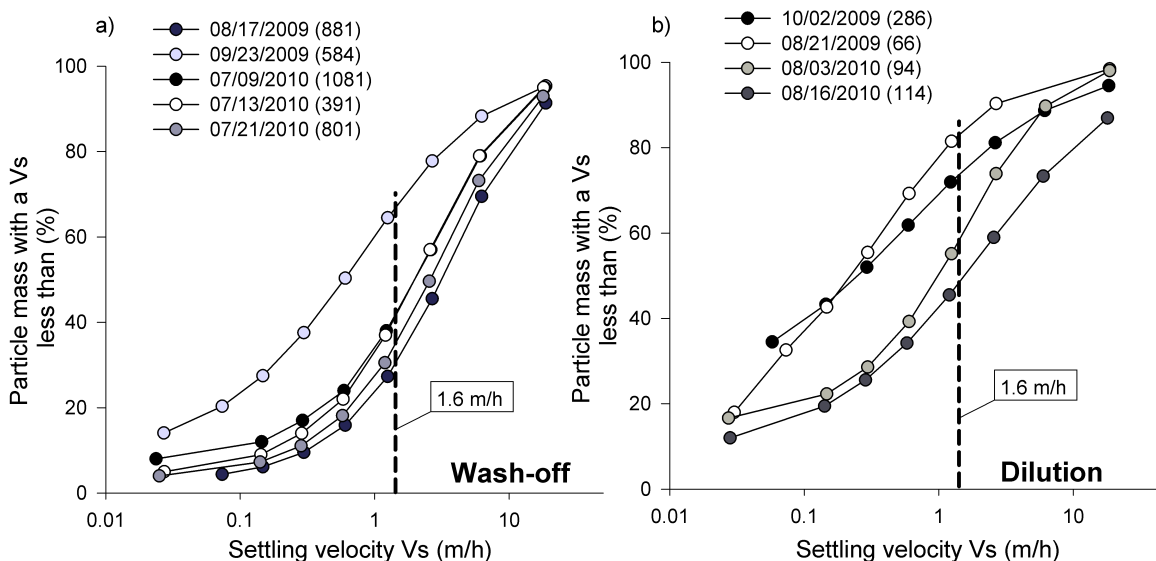


Figure 5.2: ViCAs curves from various events collected within: (a) the “wash-off”; and (b) the “dilution” period. In parenthesis, the TSS concentrations for each sample in g/m^3 . The grey color gradient reflects the TSS concentrations (dark = high concentrations).

of particles to be removed (Metcalf and Eddy, 2003). For the September 23rd 2009 event, the sediment had already been washed-off when the samples were collected since a first rainfall had previously washed-off a fraction of those sediments. The particle mass with a V_s less than 1.6 m/h remains between 40 and 80% for the “dilution” phase. August 2010 was marked by roadwork on the catchment and an increase in TSS concentrations. Under “normal” conditions, these fractions are usually higher than 60%. Michelbach and Weiß (1996) revealed a median V_s (50% of the total mass) of 7.56 m/h while in this work, the median V_s is lower at around 3 m/h within the “wash-off” phase and around 0.9 m/h within the “dilution” phase.

Emptying period

Pollutographs

TSS and CODt concentrations vary highly during the emptying period. For example, the events in Figure 5.3 show concentrations between 45 and 2,100 g/m^3 for TSS and 30 and 1,450 gO_2/m^3 for CODt. The flow is rather constant during the whole emptying until the end where a flow increase is programmed to extract a maximum of particles before the pumps stop. The maximum flow never exceeds 1,600 m^3/h .

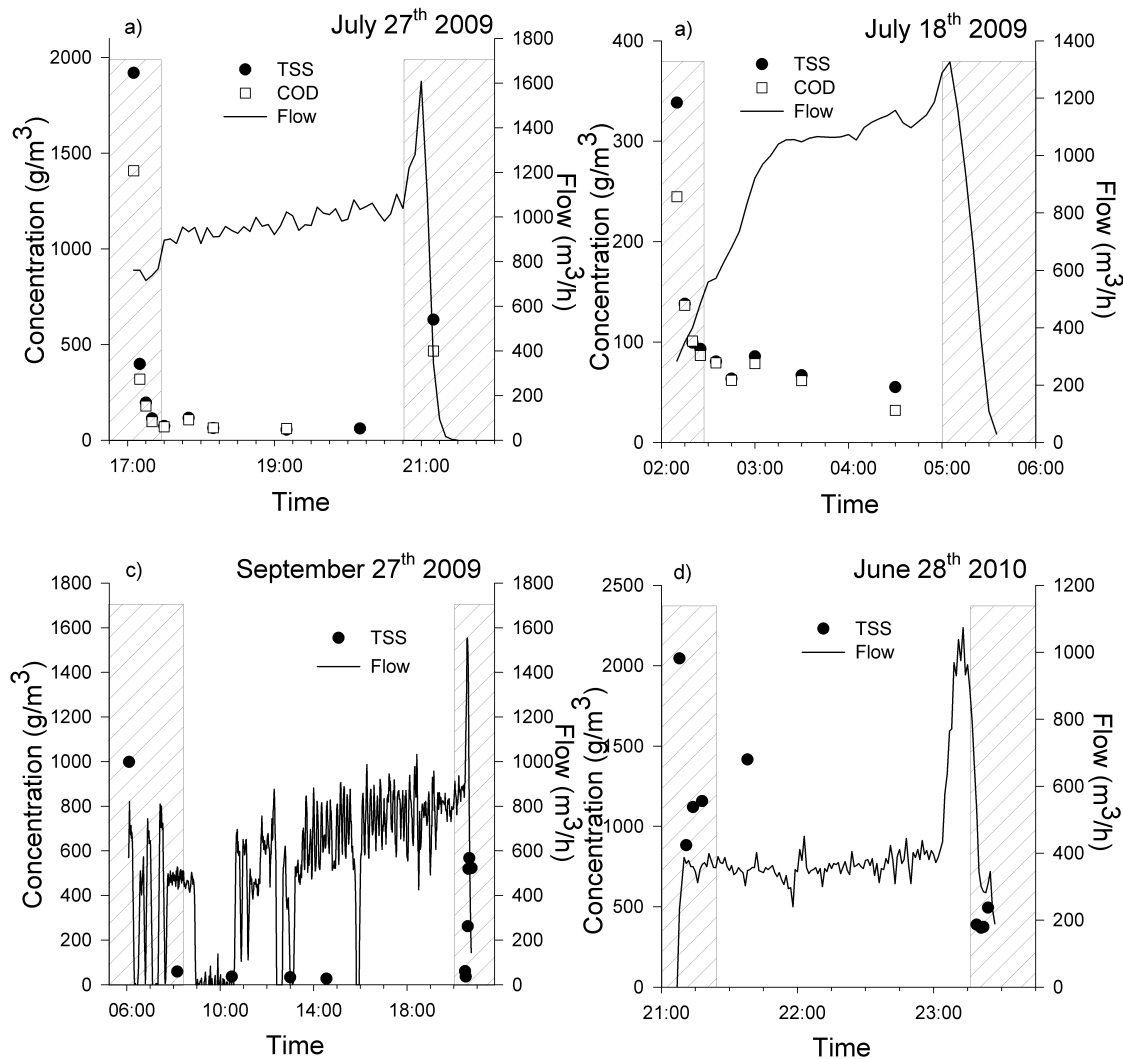


Figure 5.3: Event pollutographs at the tank outlet for the events of: (a) July 27th 2009; (b) July 18th 2009; (c) September 27th 2009; and (d) June 28th 2010. Hatched zones represent the volume fractions identified as "initial" and "final" phases.

Reproducible dynamics are observed over all events. Indeed, an emptying pollutograph can be split in three phases including two pollutant concentration peaks during the “initial” and the “final” phases (hatched on Figure 5.3), and a low constant concentration period within the “middle” phase (non-hatched on Figure 5.3). The matter contained in the “initial” peak is due to particles remaining in the pumping well after the end of the emptying of the previous event. The matter contained in the “final” peak corresponds to particles extracted by both the increase of the pumped flow and the small water volume remaining. Finally, particles

from the “middle” phase are the suspended particles which didn’t settle during storage. The duration of the “initial” phase is around 15 minutes and is 10 minutes for the “final” phase, while the duration of the “middle” phase is variable. Only the July 18th 2009 event graph does not show the final pollutant concentration peak. As mentioned previously, since this event was one of the first the authors sampled, that last peak was not yet well-known. Thus, no sample was taken at the end of emptying. The quick variation observed for the September 27th 2009 event, are due to a malfunctioning of the pumps caused by the sand deposit during roadworks.

Table 5.3: TSS concentrations, loads and percentages of total mass for the three phases of the emptying.

Event date	Initial phase			Middle phase			Final phase		
	Conc. g/m ³	Load kg	Perc. %	Conc. g/m ³	Load kg	Perc. %	Conc. g/m ³	Load kg	Perc. %
07/18/2009	338	86	-	55	94	-	-	-	-
07/27/2009	1,920	160	22%	55	505	68%	629	75	10%
08/18/2009	768	99	20%	71	333	65%	256	75	15%
08/21/2009	-	-	-	69	166	-	844	80	-
09/27/2009	5,623	126	15%	27	582	73%	567	85	12%
10/03/2009	1,311	41	-	43	328	-	-	-	-
06/06/2010	1,329	28	12%	33	150	66%	473	50	22%
06/25/2010	205	60	-	73	690	-	73	-	-
06/28/2010	2,045	120	10%	369	1,005	79%	494	144	11%
07/09/2010	-	-	-	156	796	-	386	55	-
07/13/2010	6,124	219	56%	48	144	36%	238	30	8%
16/07/2010	49,936	1,184	37%	97	1,835	57%	1,910	188	6%
22/07/2010	811	-	-	97	-	-	492	-	-
08/03/2010	21,503	526	-	51	406	-	-	-	-
09/13/2010	500	22	-	154	378	-	-	-	-
Average	7,109	223	25%	93	529	63%	580	87	12%
Average *	1,906	96.9	22.5%	95.9	430.4	64.5%	447	64	13%

- = non-analysed

* without 16/07/2010 and 08/03/2010 events

Table 5.3 focuses on these three phases showing TSS concentrations and loads within each phase for fifteen events. Total load percentages were not calculated when one of the phases was missed. Concentrations presented for the “initial” and “final” phases are the maximum concentrations within each phase with an average of 7,109 and 580 g/m³ respectively, whereas it is the minimum value during the “middle” phase which is reported in Table 5.3. Indeed,

the lower concentration within the “middle” phase gives an indication of the settling efficiency within the tank (it is detailed in paragraph 5.4). Typically, this minimal value is reached for the last sample taken before the “final” peak.

TSS loads reveal that the largest fraction of the emptied mass is released during the “middle” phase with an average of 529 kg of TSS (Table 5.3). However, that mass is transferred to the WwTP by the largest volume of water resulting in the lowest concentration of the three phases (around 93 g/m³). Until the end of June 2010 (before the beginning of the roadworks), it is of interest to note that the “middle” phase concentration is similar for each event, while the stagnant period (time between the end of filling and the beginning of the emptying) in the RT varies between 5 and 240 minutes. It might give an indication about the impact of storage time on treatment efficiency. This point is more detailed in section 3.

The percentages column of Table 5.3 represents the percentage of the total emptied mass that is released during the corresponding period. It is important to emphasize that the average of percentage (last row in bold) is highly impacted by two events, July 16th 2010 and August 3rd 2010. The “initial” phase maximum concentrations reach 49,936 and 21,503 g/m³ respectively. Those are very high values and correspond to the previously mentioned roadworks on the catchment. Without those values, the maximum concentration average becomes 1,900 g/m³, which is more representative of the events majority.

Settling velocity and TSS concentration

As for the inlet, ViCAs tests were carried out on samples collected during each phase of emptying. On Figure 5.4a, ViCAs performed on samples from the “initial” (“I”) and the “final” (“F”) phases are shown on the same graph because concentrations are of the same order of magnitude. The average of these sample TSS concentrations is 1,520 g/m³. TSS concentrations for each sample are written in parentheses in the legend (in g/m³). One can note that, generally, around 40% of the total particle mass of the sample has a Vs less than 1.6 m/h. For the “middle” phase, that fraction is closer to 80% for an average TSS concentration of 109 g/m³. This observation confirms that the “middle” phase corresponds to the release of settled waters. Indeed, most of the particles with high Vs have settled and then, clarified waters remain.

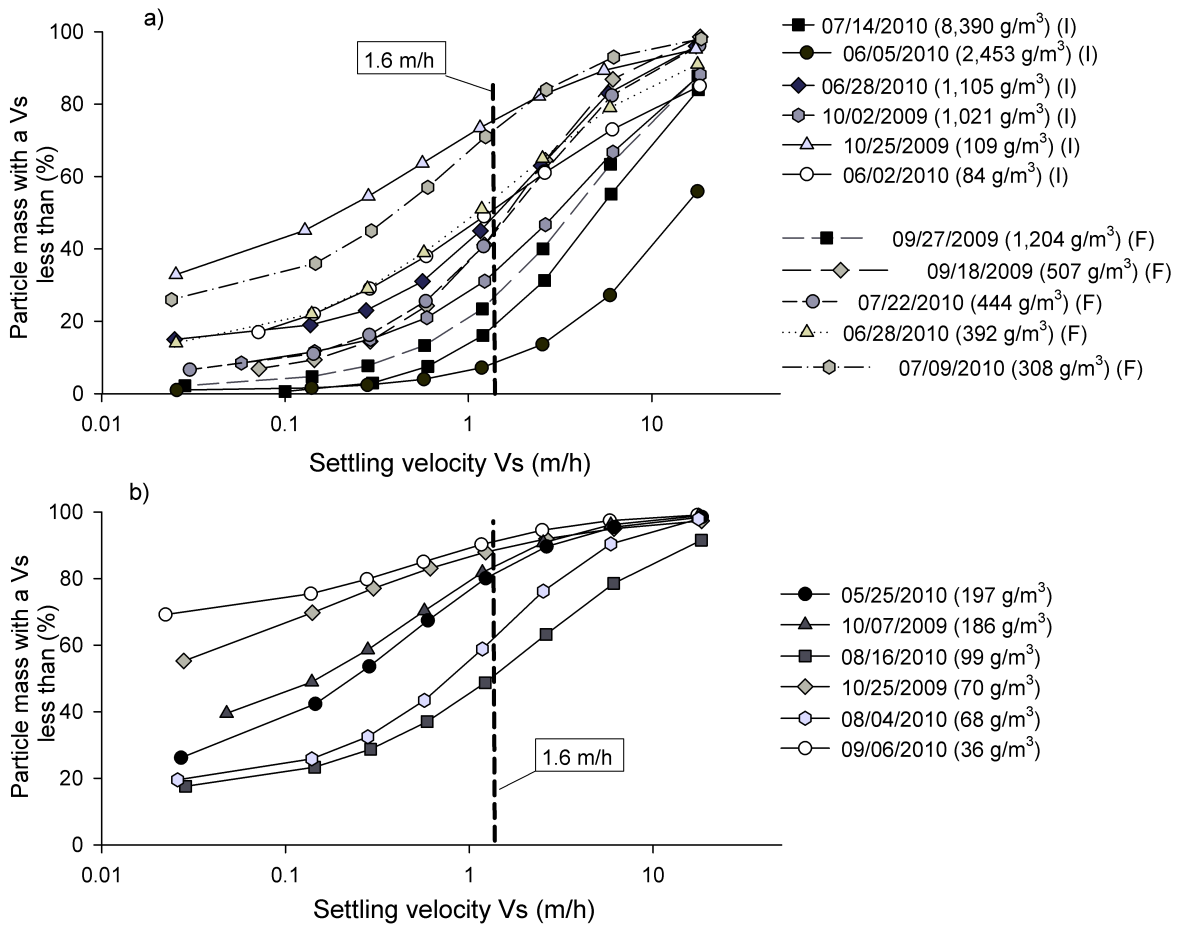


Figure 5.4: ViCAs curves from various events collected within: (a) the “initial” (I) and the “final” (F) phases; and (b) the “middle” phase. In parentheses, the TSS concentrations for each sample in g/m^3 . The grey color gradient reflects the TSS concentrations (dark = high concentrations).

One can note that the correlation between concentration and settling velocity distribution becomes more evident with high concentrations. When comparing the color gradient (reflecting the concentration) and the V_s distribution of Figures 5.2, and 5.4b to those of Figure 5.4a, the concentrations are higher when the fraction of particles with high V_s is larger.

5.4 Retention time impact on settling efficiency

As previously discussed, water coming from the “middle” emptying phase corresponds to the bulk volume out of which heavier sediments have settled. A slow further decrease of TSS concentrations is observed within that phase. That is to say, a slow settling process is on-

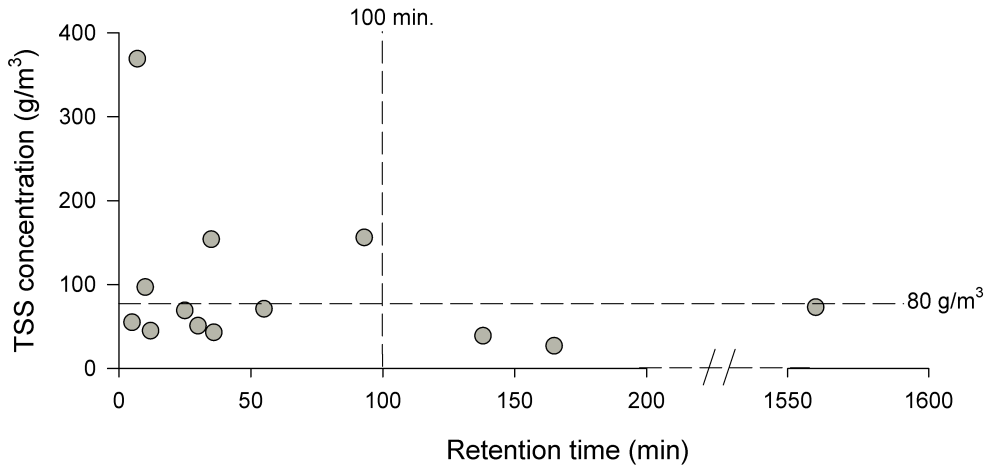


Figure 5.5: Middle phases concentrations as function of retention time for each event: TSS concentration.

going, even during emptying. Thus, the lowest concentration within that phase is the result of the settling which takes place in the tank.

Figure 5.5 presents the TSS concentrations of the “middle” phase as a function of the retention time of each event. Most events have retention times below 200 minutes and TSS concentrations below 160 g/m^3 . One can note that, for retention times higher than 100 minutes and TSS concentrations never exceed 80 g/m^3 . However, there are insufficient points above 100 minutes to conclude a clear relationship.

Figure 5.6 presents the settling efficiency as function of retention time. The settling efficiency follows Equation 2 where TSS_{middle} (g/m^3) corresponds to the minimum TSS concentration within the “middle” phase of the event. TSS_EMC_{inlet} , as calculated in section 5.3.2.1, represents the mean TSS concentration entering the tank. Finally, since the volume at the inlet is the same in the tank and at the outlet, TSS_EMC_{inlet} represents the TSS load entering the tank and TSS_{middle} the load of the bulk after settling:

$$Settling_efficiency(\%) = \frac{TSS_EMC_{inlet} - TSS_{middle}}{TSS_EMC_{inlet}} \cdot 100 \quad (5.2)$$

For retention times lower than 40 minutes, the settling efficiency varies between 20 and 80% and no correlation exists between settling efficiency and retention time within that period.

For time longer than 40 minutes, the so little data cannot lead to confirm a real correlation. However, observing that the efficiency on the TSS reaches more than 80% for the events of July 9th 2010 and July 13th 2010, informs on order of magnitudes for more events. Furthermore, the results obtained by a measuring and modelling work by Boxall *et al.* (2007), tends to confirm the trend observed in this study. A threshold seems to appear after 70 minutes both on measurement and modelling data.

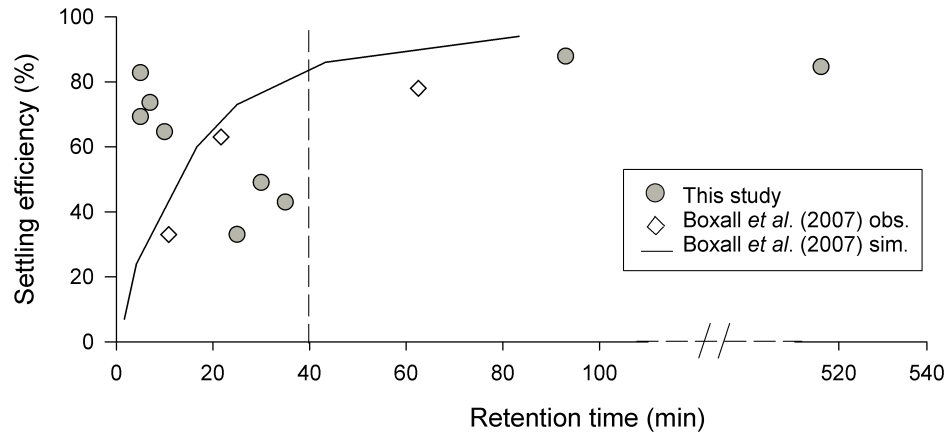


Figure 5.6: Settling efficiency versus retention time for ten events sampled during the 2009 and 2010 summers.

5.5 Conclusion

New data on the water quality of combined sewer overflows are presented in this paper, leading to a better database on water quality in combined sewers and, more specifically on retention tanks. Knowledge of the phenomena occurring in retention tanks is consolidated.

During the filling of the tank, two different periods are highlighted with respect to TSS and COD_t concentrations. Each phase was also linked to a specific particle settling velocity distribution. These two periods correspond to the first-flush with: 1) the “wash-off” period which is usually associated with high concentrations. In these waters, between 30 to 40% of the particle mass fraction has a settling velocity less than 1.6 m/h; and 2) the “dilution” period (following the “wash-off”) which is characterized by a low pollutant concentration.

Between 40 to 80% of the particle mass fraction has a settling velocity less than 1.6 m/h. Concerning the tank emptying, the reproducible TSS and CODt pollutographs can be split in three different phases. As for the inlet, these phases are correlated to specific settling velocity distributions. The three phases are:

- The “initial” phase is characterized by a pollutant concentration peak due to the drawing of the accumulated matter from the previous event at the bottom of the pumping well (TSS EMC average = 7100 g/m³). As for the inlet, that peak of concentration is correlated to a higher fraction of particle with high settling velocity.
- The “middle” phase is the result of the settling processes occurring in the tank during storage. Thus, concentrations during that phase are lower and particles have a low settling velocity (TSS EMC average = 93 g/m³). Around 80% of the particle mass fraction has a settling velocity less than 1.6 m/h.
- The “final” phase corresponds to a peak of pollutant concentration that occurs within the last ten minutes. It is due to the pumping well energy in the small volume that draws up the settled particles from the pumping well. Particle settling velocity distributions are similar to those from the “initial” phase.

Finally, concerning the pollutant settling efficiency, it appears that the retention time has no significant impact on the treatment efficiency for times lower than 40 minutes, but order of magnitude are expected concerning higher times.

Chapitre 6

Characterisation of the potential impact of retention tank emptying on wastewater primary treatment: a new element for CSO management

Maruejols, T., Lessard, P., Wipliez, B., Pelletier, G. and Vanrolleghem, P.A. (2011) Characterization of the potential impact of retention tank emptying on wastewater primary treatment: A new element for CSO management. *Wat. Sci. Tech.*, 64, 1898-1905. (*texte modifié*)

Préambule

Ce chapitre présente les effets potentiels de la vidange des bassins de rétention sur le traitement primaire d'une usine de traitement. La variable ciblée dans cette étude est principalement la vitesse de chute des particules et plus précisément la variation de sa distribution. Les données obtenues en entrée et sortie du bassin de rétention sont comparées avec des données échantillonnées en entrée et sortie d'un décanteur primaire. Cette étude se penche aussi sur la corrélation entre la distribution des vitesses de chute et la concentration en MeS. Le chapitre répond aux sous-objectifs 3 et 4 de l'objectif 1. Cet article a été publié dans la revue *Water Science and Technology* en 2011.

Errata: à la suite de la publication de l'article de ce chapitre, de nouvelles données ont appris aux auteurs que l'échantillonnage de fin de vidange ne correspondait pas au nettoyage des cellules. En effet, tel qu'expliqué dans le Chapitre 3, la vidange s'effectue lorsque certaines conditions de débit en amont de la chambre de contrôle sont atteintes. Le dernier pic de concentration observé en fin de vidange est donc dû à la remise en suspension des particules du fait d'un faible volume d'eau dans le bassin. Ces modifications n'ont pas de conséquences sur les résultats obtenus, mais proposent une perspective de caractérisation de cette période. Le texte a donc été modifié dans un but de cohérence du document. Les changements dans le chapitre sont annotés d'un astérisque*.

Résumé

Des études théoriques ont montré que la vidange des bassins de rétention pouvait avoir un impact négatif sur l'effluent d'une usine de traitement. Une campagne d'échantillonnage à la fois au bassin de rétention et à l'usine de traitement permettrait de mieux comprendre ces impacts. Cette étude vise: 1) la caractérisation de la qualité de l'eau de vidange d'un bassin; et 2) la caractérisation de la variation temporelle des vitesses de chute des particules contenues par l'eau retournée à l'usine de traitement. Deux campagnes d'échantillonnage (18 événements pluvieux) sur une infrastructure en fonction ont été réalisées dans la ville de Québec. Les analyses en laboratoires ont montré une grande variabilité des concentrations de MeS et de DCO des eaux vidangées. Une grande fraction des solides en suspension contenus dans les

15 premières minutes du pompage décantent rapidement. Ces solides semblent provenir de la chambre des pompes dans laquelle les solides sont piégés depuis l'évènement précédent. Une fois ces solides évacués, les eaux pompées contiennent une faible concentration en MeS. Enfin, un second pic de concentration se produit en fin de vidange du bassin de rétention. L'analyse de ces données permet de séparer la vidange en trois phases: initiale, milieu et finale. Dans la plupart des cas, il est remarqué que les vitesses de chutes augmentent avec la charge en polluants.

Characterisation of the potential impact of retention tank emptying on wastewater primary treatment: a new element for CSO management

Thibaud Maruejols, Paul Lessard, Bastien Wipliez, Geneviève Pelletier and Peter A. Vanrolleghem

Abstract

Theoretical studies have shown that discharges from retention tanks could have a negative impact on the WwTP's (Wastewater Treatment Plant) effluent. Characterization of such discharges is necessary to better understand these impacts. This study aims at: (1) characterizing water quality during emptying of a tank; and (2) characterizing the temporal variation of settling velocities of the waters released to the WwTP. Two full-scale sampling campaigns (18 rain events) have been realized in Quebec City and laboratory analyses have shown a wide variability of total suspended solids (TSS) and Chemical Oxygen Demand (COD) concentrations in the water released from the tank. Suspended solids seem to settle quickly because they are only found in large amounts during the first 15 min of pumping to the WwTP. These solids are hypothesized to come from the pumping in which solids remained after a previous event. When these solids are evacuated, low TSS containing waters are pumped from the retention tank. A second concentration peak occurs at the end of the emptying period when the tank is cleaned with wash water. Finally, settling velocity studies allowed characterizing combined sewer wastewaters by separating three main fractions of pollutants which correspond to the beginning, middle and end of emptying. In most cases, it is noticed that particle settling velocities increase as the pollutant load increases.

Keywords

Combined sewer overflow, integrated urban wastewater system, retention tank, settleability characteristics, stormwater, wastewater fractionation

6.1 Introduction

In the context of operational water management (Beck, 1981) retention tanks, commonly used to minimize the impact of combined sewer overflows (CSO) on receiving water bodies, can no

longer be considered only as a treatment alternative, but should be viewed as a proactive tool for water management of urban systems. To maximize the environmental benefits of retention tank implementation, one must make sure that the tanks are well managed individually, but very importantly also as a system integrated within the collection system and the WwTP. This is a challenge, because the management of retention tanks is dichotomous, as already shown 25 years ago by Lindholm (1985) and explained below.

During and after rainfall events, urban catchments can generate excessive runoff, leading to hydraulic overloads to the WwTP and additional pollution to be dealt with. Lindholm (1985) wondered whether retention was really an overall positive solution for an urban system: the emptying of the retention tanks, depending on the hydraulic and environmental conditions at that moment, could degrade the WwTP's effluent to such an extent that an overall negative impact on the system could be created. Indeed, the increased hydraulic load at the WwTP due to the emptying of retained combined sewage impacts the treatment efficiency over a long period of time. Lindholm's study, albeit theoretical, asked the question abruptly, and it has yet to be answered clearly. Calabro and Viviani (2006) identified that one of the challenges for the future will be to take into account the effects of retention tanks on the WwTP, in order to optimize the size of the tanks and to minimize overall overflows to the receiving water bodies, i.e. to minimize the total loads from both the sewer overflows and the treatment plant's effluent.

Several theoretical studies have been conducted to try and provide an answer (e.g. Lessard and Beck 1990; Bauwens *et al.* 1996). In all cases, the authors show the potential impacts of retention tank emptying on the WwTP (especially in terms of TSS removal efficiency) and the importance of analysing the urban system as a whole to properly quantify the benefits of the implementation of retention tanks. The main negative impacts of the increase in hydraulic load on several WwTP structures as aeration tanks or primary and secondary settlers are, respectively, the sludge wash out and the increase in overflow rate. While there are studies on retention tanks (e.g. Aires *et al.* 2003), no field study has been identified on the specific subject of emptying. This research project was thus developed to analyse the interactions between the retention tank and WwTP in a real case study. In an initial step, emptying waters from a retention tank were characterized and the effect of distinctive operating conditions of the emptying on the emptying water's quality was identified.

The purpose of this paper is thus to characterize the emptying waters and compare them with the WwTP's typical dry weather influent, especially in terms of settleability, a key parameter for the treatment of such waters.

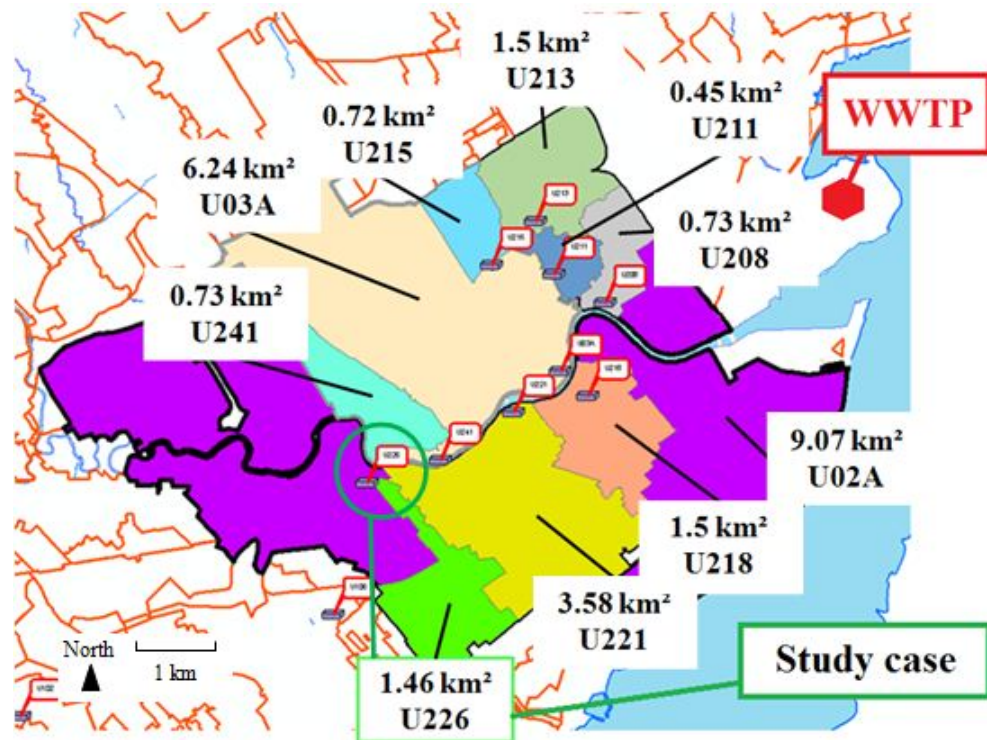


Figure 6.1: Urban catchments and retention tanks linked to the Quebec City's East WwTP with their respective surfaces. The study case is the retention tank U226.

6.2 Methodology

Analyses were mainly done to characterize suspended solids (SS), since much of the pollution loads are linked to SS (Michelbach 1995; Ashley *et al.* 2004; Rossi 2004). This characterization has been done in two main steps:

- Monitoring the pollutant concentrations during the emptying of the tank in terms of suspended solids (SS) and organic matter (COD);
- Characterizing the evolution of the settling velocities of particles during emptying.

6.2.1 Watershed characteristics

The off-line retention tank in this study is located downstream of a Quebec City urban catchment. The total area is 1.46 km² with an average imperviousness of 51%. The land use includes 28% institutions, 41% residential, 12% commercial, 12% industrial and 7% green areas. The catchment is separated in two parts: the upstream is composed essentially of residencies and institutions and is located about 70 m higher than the second, which mainly contains commercial areas and industries. The concentration time is about 26 min and the total population is estimated to be around 5,200 habitants. The retention tank has a capacity of 7,580 m³ and was designed for four overflows per summer.

6.2.2 Tank operation

The retention tank is rectangular in shape and comprises two parts. The first one is the control chamber located online the interceptor. Its role is to derive flows to the tank when certain conditions are met (e.g. high water levels in the interceptor, high flow rates at the inlet of the WwTP). The other part is the tank itself, which is located 200 m downstream the control chamber. This retention tank is the most distant from Quebec City's East WwTP (5 km) amongst the nine other tanks located along the same interceptor. The travel time between the site and the WwTP is approximately 1 h 30 min (Figure 6.1). Wastewater can follow four paths (Figure 6.2):

- During dry weather, the flow passes the control chamber and goes into the interceptor to the WwTP;
- During wet weather, the rising level in the control chamber leads to an overflow over a weir to a 200 m long pipe which ends in the tank;
- When the tank is full, the inlet is closed. Then, the water level rises in the control chamber until it reaches the overflow pipe. All the exceeding flow is then routed to the St Charles river;
- Once the spilling has stopped and the conditions in the interceptor allow it, the pumps located downstream of the tank are activated and tank emptying begins. Water is returned to the control chamber in order to be sent to the WwTP via the interceptor;
- After* the end of emptying, the cleaning system is switched on. The principle is to release

water from storage cells located upstream of the tank providing a high enough liquid velocity to suspend settled particles. The cells are filled up with the stormwater entering the tank at the beginning of the event.

The whole system is equipped with several sensors for its real-time operation. These sensors include nine level meters (lit 00X, Figure 6.2) allowing estimations of flows and volumes.

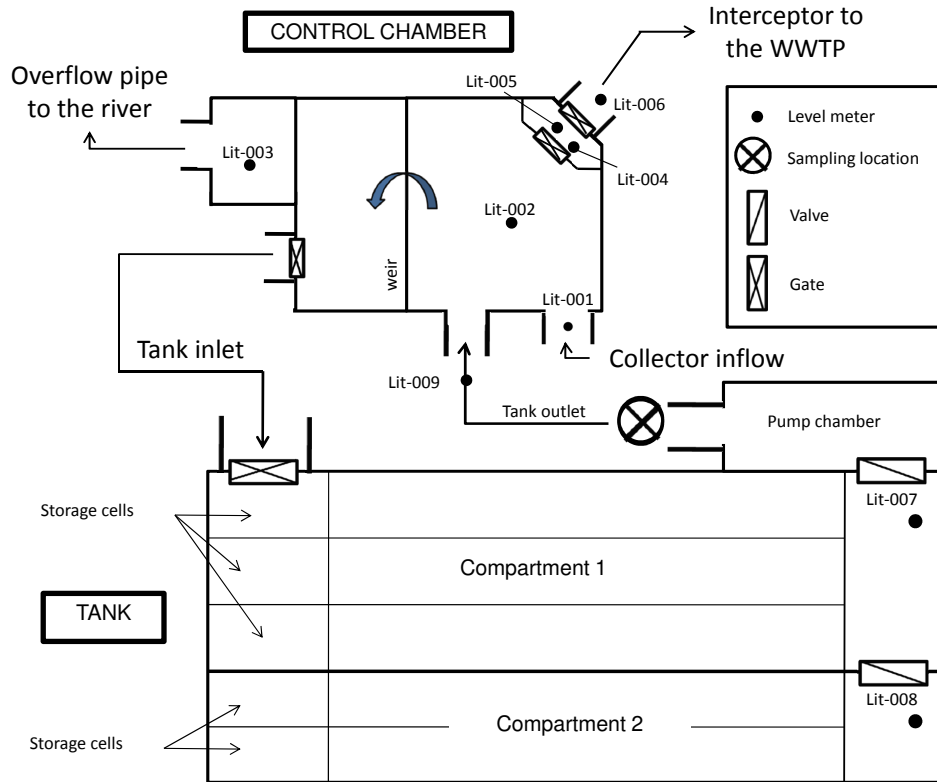


Figure 6.2: Schematic of the retention tank (lit-00X means level meter N°X).

6.2.3 Sampling campaign

The data were collected during two sampling campaigns in the summers of 2009 and 2010. Sampling consisted in collecting water at the outlet of the tank. Several samples were taken with a variable time interval (2 min to 2 h) during each event. These time intervals were set in order to observe all pollutant concentration dynamics during emptying. These data were compared with wastewater sampled at the East WwTP of Quebec City after the grit chambers and at the outlet of the primary settler. Some 20 grab samples were collected during

night and day, at different times throughout the year. Those samples were then analysed at the Université Laval's environmental laboratory, mainly for SS, COD and settling velocity distribution (Vs); see below.

At the retention tank, grab samples were collected with an automatic sampler (SIGMA 900max) connected to a float switch (FLYGT ENM-10). The sampler is located at the outlet of the tank, just after the pumps (Figure 6.2). Those samples were then mixed to have composite samples for Vs characterization.

6.2.4 Laboratory analyses

Once the samples were collected, they were either analysed immediately or stored in a cold chamber at 4°C to be analysed within 24 h. Conservation tests were conducted in order to assess the phenomena of flocculation that may have an impact on the Vs characterization. Those tests showed that it is acceptable to carry out the measurements within the following 24 h.

The TSS analyses were performed according to Standard Methods (APHA *et al.*, 2005). Total COD was analysed with the Hach closed-reflux method (method Hach 8000) after grinding and homogenization of the samples. Measurements of the Vs distributions were carried out using the ViCAs protocol (Chebbo and Gromaire, 2009) on both composite and grab samples. It gives the mass percentage of particles that have a Vs lower than the velocity noted on the X-axis.

6.2.5 Flux calculation

Flux calculations were carried out for four emptying events, i.e. when the pollutograph was complete and showing all the variability in concentrations. The fluxes were calculated using the linear interpolation method of concentration points (Kronvang and Bruhn, 1996). Masses were calculated by integrating the fluxes. Equation (6.1):

$$\hat{L} = \sum_{i=0}^{n+1} \sum_{t_i < t < t_{i+1}}^i q_t \cdot \frac{C_{t_j}(t_{j+1} + C_{t_{j+1}}(t - t_j))}{t_{j+1} - t_j} \quad (6.1)$$

The flux (\widehat{L} in g/h) depends on the flow (q_t in m³/h) and the concentration (c_t in g/m³) for time step t (in h). That equation must be chosen when the time interval of flows is shorter than the concentrations' time interval. The level meter system provides volumes in the tank with a quite good accuracy and high frequency (1 min interval). Those data were used to determine the flow at the outlet. Indeed, the sensors are located close to the pumps (one 7 m away, the other one at around 15 m) which permits to adequately represent the variation of the volume.

6.3 Results and discussion

6.3.1 Rain event characteristics

More than 18 rainfall events were sampled during the summers of 2009 and 2010. The characteristics of those events are summarized in Table 6.1. Many different types of storms were sampled. For example, the maximum intensity for 5 min covers a range from 1.2 to 45.6 mm/h, total precipitations are between 0.8 and 45.7 mm and volumes retained in the tank between 460 and 7,580 m³ (full tank). One can note that the quiescent times (i.e. when there is no flow coming in or out, and thus water is stored under stagnant conditions before pumps start emptying the tank) in 2009 are shorter than 1 h except for the event of September 27th, which is due to the long duration of the rain (25 h 30 min). The quiescent times are longer in 2010, which is probably due to the mechanical problems the pumps suffered from because of roadworks on the watershed, which led to a huge quantity of sand drained into the combined sewers.

6.3.2 Water quality: dry weather

Characterization of the Vs distribution during dry weather conditions was carried out on samples from the East WwTP of Quebec City. The results are shown in Figure 6.3. A coloured zone represents the range of settling velocities observed in the samples from a certain site, i.e. the upper and lower lines are the maximum and minimum of values collected. The dark range consists of three samples (three Vs distribution curves) collected at different times at the outlet of primary treatment. The grab sample TSS concentrations are between 36 and 98 mg/l. The pale range is the average of 13 samples collected before the grit chamber and the primary settler. The TSS grab sample concentrations vary from 77 to 623 mg/l.

Table 6.1: Rainfall characteristics

Date (dd/mm)	Duration (h)	Cumulated height (mm)	Max. intensity for 5min (mm/h)	Previous dry weather period (h)	Quiescent time in the tank (min)	Volume in the tank (m ³)
18-07-09	2h25	13,1	44,4	18,75	5	3100
27-07-09	0h55	6	25,2	6	5	4064
17-08-09	0h10	2,2	25	189	10	480
18-08-09	01h00	7,5	21,6	19	55	2700
21-08-09	0h50	3	3,6	18	25	1950
23-09-09	1h40	1,8	9,6	25	15	460
27-09-09	25h30	45,7	16,8	90	240 and 50 *	7400
02-10-09	10h40	0,8	1,2	8	30	4600
07-10-09	18h00	23,7	10,8	34	30	6780
01-06-10	13h25	29,6	18	24	1360 and 15 *	7406
06-06-10	27h20	11,3	6	60	20 and 17 *	2548
24-06-10	08h40	22,7	42	103	1560	7398
28-06-10	00h30	4,7	45,6	61	7	969
09-07-10	09h45	14,2	36	213	93	4189
13-07-10	03h40	6,6	7,2	89	15 and 516 *	1869
16-07-10	01h15	6,1	15,6	53	10	2785
21-07-10	01h30	2,9	4,8	133	2	653
03-08-10	04h50	29	19,2	230	30	4036

* Both values are respectively for a first and second emptying phases

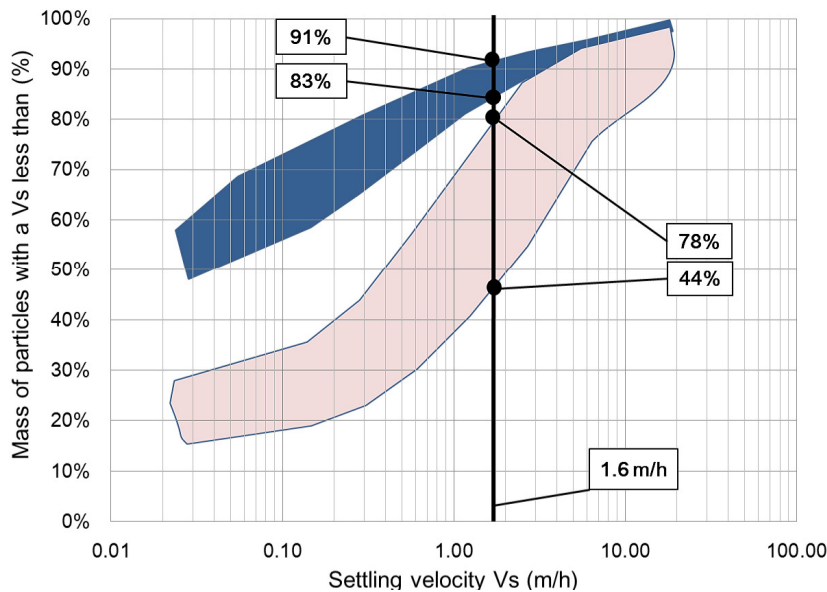


Figure 6.3: Vs distribution curves for dry weather wastewater. “Dark” is the Vs distribution range of wastewaters from the effluent of primary settling. “Pale” is the Vs distribution range of wastewaters from the influent of primary settling.

A ViCAs curve must be interpreted as follows: the lower the curve the larger the fraction of rapidly settling particles. Considering a sedimentation velocity of 1.6 m/h ($40 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$) to be the typical design overflow rate for primary sedimentation units (Metcalf and Eddy 2003), Figure 6.3 shows that between 83% and 91% of the particle masses at the outlet of the

primary settler have a V_s lower than their design value (1.6 m/h). Furthermore, one can note that between 44 and 78% of the influent particle masses have settling velocities lower than 1.6 m/h, resulting in 56 to 22% of particle masses that can be intercepted by a primary settler.

6.3.3 Water quality: tank emptying

Sampling during tank emptying was carried out for more than 18 events during the summers of 2009 and 2010. A huge variability of pollutant concentrations during emptying is observed. Measured TSS concentrations vary from 27 to more than 20,000 mg/l. In terms of COD, the observations are similar with concentrations varying between 32 and 4,000 mgO₂/l. For most of the events, concentrations remain within the ranges reported in literature for combined sewers: around 176 to 2,500 mg/l for TSS and 42 to 900 mgO₂/l for COD (Metcalf and Eddy, 2003; Bertrand-Krajewski, 2006). However, for a few events the concentrations are largely exceeding these values. These extreme values can be linked to the roadworks on the watershed that brought a large quantity of sand in the pipes. Generally, the maximum value is reached at the beginning of the emptying as the pumps start to draw water from the well where sediments have accumulated. Some of the variability can also be linked to characteristics of the rainfall event (e.g. intensity, duration, antecedent dry weather period) and the retention time in the tank. Indeed, the antecedent dry weather period is an important factor in the pollutants' accumulation on the watershed before their wash-off, which is mainly controlled by the intensity and the duration of the rain (Ashley *et al.* 2004; Brière 2006). Finally, the longer the retention time in the tank, the more particles settle.

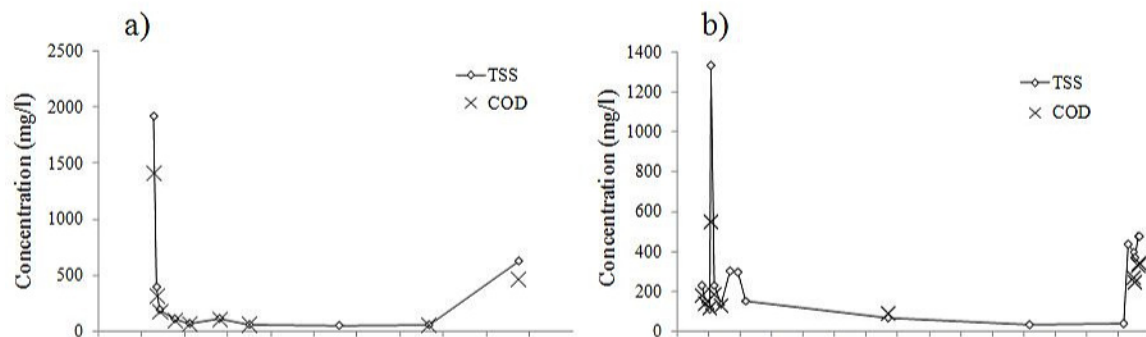


Figure 6.4: TSS and COD concentrations at the outlet of the retention tank for different events: a) July 27th 2009; b) June 6th 2010.

Two typical pollutographs for emptying waters are shown in Figure 6.4. In fact, TSS present in the first peak arises from the cleaning of the previous event, i.e. solids trapped in the pumping well. In fact, the cleaning system consists in suddenly releasing 25 m³ of wastewaters at the end of emptying (when there is almost no more water remaining in the tank and conditions on the flow coming in the control chamber are met*). The energy coming with the washing water is enough to push all settled particles to the pumping well. Since the pumps are submerged, waters remaining in the pumping well after their shutdown contain a high quantity of settled particles. That matter is resuspended at the beginning of the next pumping activation. Consequently, the value of the concentration at this first peak cannot be linked to the current event characteristics, but should be linked to the characteristics of the previous one.

For the July 27th 2009 event (Figure 6.4(a)), the last peak is not well represented because of the lack of data points collected. If samples had been collected at higher frequency, it would be expected to have had a shape similar to the one shown in Figure 6.4(b). Indeed, the increase in TSS concentration is only due to the small volume of water remaining in the tank* during the last 10 min of the emptying period (as Figure 6.4(b) shows).

For most of the rain events three distinct phases can be observed during emptying: the beginning, the middle and the end. During the middle phase, the TSS concentrations are quite constant around 80 mg/l, while during the two other phases, the TSS concentrations are high and variable.

For both events mass fluxes were calculated with Equation 6.1, showing that about 10% of the TSS load is returned within the first 15 min, 70% in the middle phase and 20% in the last 15 min of emptying.

For each of the three emptying phases, Vs analyses were carried out (Figure 6.5). The curves represent the averages of (1) Vs distributions of particles contained in wastewaters from the middle phase (upper curve average of three samples) and (2) Vs distributions of particles contained in wastewaters from the beginning and the end of emptying (lower curve average of six samples). The second curve combines Vs distributions from the beginning and the end phases as they are similar. Figure 6.5 also shows that the particles from the middle portion of emptying have a Vs distribution similar to that of the effluent of primary settling (dark range).

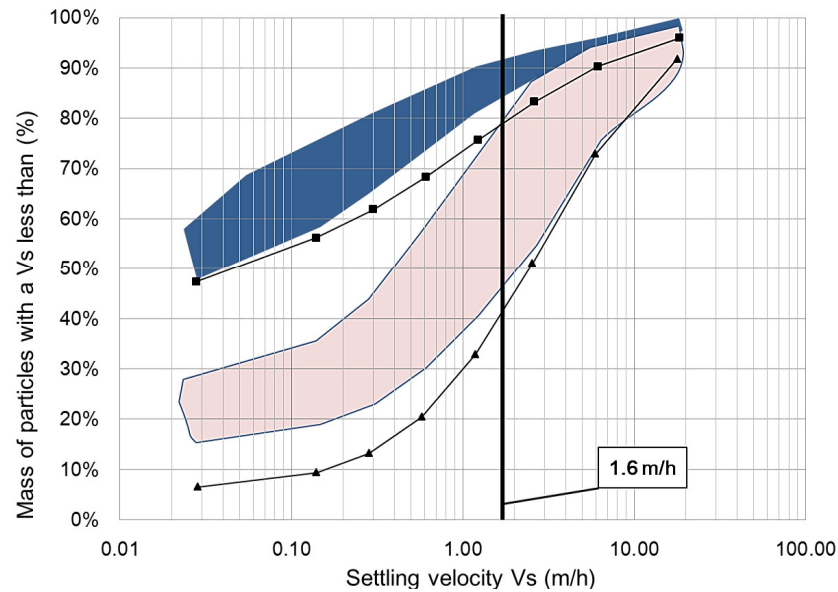


Figure 6.5: V_s average curves for emptying waters versus V_s curves for dry weather. Square symbols represent the average of the V_s distributions of particles from water released during the middle of emptying. Triangle symbols represent the average of the V_s distributions of particles from water released at the end and at the beginning of emptying. Dark and pale ranges are the same as in Figure 6.3.

Moreover, particles contained in the waters from the beginning and the end of emptying tend to settle faster than those collected before the grit chamber (pale range), which means that they will be removed by a primary settler.

Table 6.2 presents the characteristics of the ViCAs results used to plot Figure 6.5. One can observe that the concentration average at the outlet of the tank (beginning and end) is the highest (1,765 mg/l) and corresponds to wastewaters containing a fraction of particle mass which settles the fastest. Indeed, 80% of the particle mass contained in those waters has a V_s lower than 7.460 m/h and 20% lower than 0.230 m/h. Furthermore, the average TSS concentration at the outlet of the tank (middle) is 68 mg/l with 80% of the particle mass having a V_s lower than 2.500 m/h and 20% lower than 0.015 m/h. Those data reveal that, as the concentration increases, so does the particle settling velocity. The difference observed between the V_s corresponding to the 80 percentile fraction at the outlet of the tank (middle) and the primary settler effluent can be explained by the important range of values (36 to 99 mg/l) which results in a high V_s .

Table 6.2: TSS concentrations of samples and Vs (m/h) values for the 20 and 80 percentile in particle fractionation.

Sample location	TSS concentration (g/m ³)	Vs (m/h)	Vs (m/h)
	Average Min-Max	Fraction 20%	Fraction 80%
Primary settler influent	392 74-362	0.037	4.300
Primary settler effluent	76 74-81	0.000 ^a	0.560
Outlet of the tank (middle)	68 36-99	0.015	2.500
Outlet of the tank (beginning and end)	1,765 392-8,390	0.230	7.460

^a Corresponds to non settleable matter ($V_s < 0.010$ m/h)

6.4 Conclusion

The settleability of particles contained in waters released to the WwTP was analysed and compared with the influent and effluent of a WwTP's primary sedimentation unit. From this study it can be observed that:

- For waters at the beginning and end of the emptying period, the mass of solids with a Vs below 1.6 m/h ($40 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$) is low, around 40%, which underlines the fact that most particles released to the WwTP will be removed by primary sedimentation;
- However, only about 20% of the TSS mass from the middle phase period has a Vs higher than 1.6 m/h. Therefore, 80% of these solids cannot be removed by the primary sedimentation unit. Their settleability curve is actually similar to that of a primary effluent;
- Overall, within the wastewaters returned to the WwTP, about 30% of the TSS mass will settle in the primary clarifier but the 70% left will have a particle Vs distribution similar to that of a primary settler effluent.
- ViCAs analyses show that there is a link between the TSS concentrations and the Vs distribution obtained from combined sewer samples. As the concentration increases, so does the settling velocity.

This study provides interesting information regarding the management of emptying waters and their potential impacts. It stresses the fact that a retention tank should be emptied in

the context of operational management. For example, emptying must be done after the rain event, when the receiving water flow rate is at its highest (allowing more dilution of emitted pollution), the river watershed reacting more slowly than the urban catchment. Considering that the quality of emptying waters is mostly similar to that of a primary effluent, it might also be considered, depending on environmental constraints, to return these waters directly to the watercourse rather than to the WwTP, as the latter might be hydraulically overloaded, and thus, less efficient. However, it would be equally logical to return waters at the beginning and end of the emptying period to the WwTP, since they are highly loaded with TSS that is removable in primary treatment.

Chapitre 7

A phenomenological retention tank model using settling velocity distributions

Maruejols, T., Vanrolleghem, P.A., Pelletier, G. and Lessard, P. (2012) A phenomenological retention tank model using settling velocity distributions. *Wat. Res.* (*in press*) (*texte modifié*)

Préambule

Ce chapitre propose le concept d'un nouveau modèle phénoménologique de bassin de rétention. La nécessité d'un nouveau modèle réside dans le fait qu'aucun des modèles existants n'a été validé à l'aide de données de terrain. Un modèle conceptuel existant est donc confronté aux données de terrain puis sert de base au développement du nouveau modèle. Les paramètres, le concept mathématique et son potentiel sont présentés. Les sous-objectifs 1 et 2 de l'objectif 2 sont abordés dans ce chapitre. Cet article a été accepté pour publication dans le journal *Water Research, special issue: stormwater*. Il est actuellement sous presse.

Errata: comme pour l'article précédent, quelques modifications ont été apportées. Ces modifications n'ont aucune incidence sur la structure du modèle, sa capacité à décrire les phénomènes, ni les conclusions du chapitre. Néanmoins, lors de l'utilisation du modèle dans le cadre d'une simulation sur des événements consécutifs, l'ouverture des cellules de nettoyage devrait être considérée afin de bien fermer le bilan de matière. Les changements dans le chapitre sont annotés d'un astérisque*.

Résumé

Différents auteurs ont observé l'influence de la distribution des vitesses de chute sur le processus de sédimentation en bassin de rétention. Cependant, le comportement de ces polluants n'est pas encore très bien caractérisé, particulièrement en ce qui concerne la distribution des vitesses de chute. Ce papier présente une étude de modélisation phénoménologique prenant en compte la façon dont la distribution de la vitesse de chute des particules des eaux unitaires change entre l'entrée et la sortie d'un bassin de rétention. Le travail s'inspire d'un modèle précédent de Lessard et Beck (1991) qui est premièrement implanté dans un logiciel de modélisation de la gestion des eaux usées. Il est ensuite testé pour la première fois à l'aide de données issues du terrain. Ensuite, sa performance est améliorée par l'ajout de la distribution des vitesses de chute des particules et de la description de la resuspension dû au pompage durant la vidange du bassin. Enfin, le potentiel du modèle amélioré est démontré en comparant les résultats obtenus sur deux événements réels observés.

A phenomenological retention tank model using settling velocity distributions

Thibaud Maruejols, Peter A. Vanrolleghem, Geneviève Pelletier and Paul Lessard

Abstract

Many authors have observed the influence of the settling velocity distribution on the sedimentation process in retention tanks. However, the pollutants' behaviour in such tanks is not well characterized, especially with respect to their settling velocity distribution. This paper presents a phenomenological modelling study dealing with the way by which the settling velocity distribution of particles in combined sewage changes between entering and leaving an off-line retention tank. The work starts from a previously published model (Lessard and Beck, 1991) which is first implemented in a wastewater management modelling software, to be then tested with full-scale field data for the first time. Next, its performance is improved by integrating the particle settling velocity distribution and adding a description of the resuspension due to pumping for emptying the tank. Finally, the potential of the improved model is demonstrated by comparing the results for one more rain event.

Keywords

Combined sewer overflow, integrated wastewater modelling, retention tank modelling, sewer systems, wastewater quality

7.1 Introduction

Retention tanks (RTs) are used in many North American and European cities to reduce the impact of combined sewer overflows (CSO) on receiving water bodies. The goals pursued with RTs can vary from one design to another: intercepting the first flush of pollutants or the first hydraulic peak; carrying out primary treatment of the wastewater by solids separation; or retaining the maximum quantity of combined sewage before sending it back to the wastewater treatment plant (WwTP). Already in 1985, Lindholm was wondering whether the overall impact of those tanks on the receiving waters was positive. Actually, emptying the RTs could have a negative impact on the WwTP's treatment efficiency, potentially leading to a

higher pollutant load to the receiving waters than from direct overflows. Since then, several theoretical studies have been conducted (e.g. Lessard and Beck, 1990; Bauwens *et al.*, 1996; Lau *et al.*, 2002; Vanrolleghem *et al.*, 2005; Ahnert *et al.*, 2009; Maruejous *et al.*, 2011). In all cases, the authors investigated the potential impacts of emptying RTs on the WwTP and highlighted the importance of analyzing the urban wastewater system as a whole to properly quantify the benefits of implementing RTs. Calabro and Viviani (2006) suggested that an important issue that remained to be dealt with is the effect of the RTs' emptying wastewater composition on the WwTP.

As integrated modelling is increasingly used in wastewater management, models to simulate the pollutants' behaviour in RTs become a necessity to predict the WwTP's influent quality. Indeed, settling is a major process in both RTs and WwTPs since particles carry a broad range of pollutants (Ashley *et al.*, 2004). Two types of models have been developed to represent sedimentation processes in RTs. The first type uses Computational Fluid Dynamics (CFD) to describe the transport of water and particles (Stovin and Saul, 2000; Vazquez *et al.*, 2008). CFD models are useful to optimize the shape of RTs but the time required to solve the equations does not allow their use in integrated urban wastewater management. The second type of models is phenomenological in nature: they represent the dynamics of water and particles in one dimension (Lessard and Beck, 1991; Frehmann *et al.*, 2005). Since they can be used to optimize the design and operation of RTs in an integrated management context, this type of models was selected for our study. It is interesting to note that none of those phenomenological models has actually been validated with full-scale data (Kutzner *et al.*, 2007). They strongly depend on one key characteristic of the particles: the average settling velocity (V_s). However, the average settling velocity is difficult to determine due to the large range of V_s found in combined sewage and an average value does not represent well the physical processes. As many authors have mentioned, the distribution of V_s is a factor that could have a large impact on the overall sedimentation process (Huebner and Geiger, 1996; Boxall *et al.*, 2007; Saul *et al.*, 2007), but it is rarely characterized.

The objective of this paper is thus to:

- implement the existing dynamic retention tank model of Lessard and Beck (1991) in a wastewater management modelling software to assess its performance against full-scale field data;
- improve that RT model by describing the settling process in a more detailed way and by implementing resuspension due to pump activation during emptying; and
- calibrate that upgraded model using full-scale field data.

7.2 Materials and methods

7.2.1 Measurement campaign

Intensive measurements campaigns were conducted on a selected urban catchment in Quebec City during the summers of 2009 and 2010. The 1.46 km² catchment is mainly residential with an average imperviousness of around 50%, a concentration time of 26 min and an estimated population of 5,200.

The off-line RT was designed to allow an average of four overflows during the summer period (May 15th - September 15th). It has a volume of 7,580 m³ and is emptied by pumping after the transport capacity in the main interceptor to the WwTP is regained. The structure is divided in two parts: 1) a control chamber which allows the derivation of the water to the interceptor, the tank or the overflow pipe. This derivation is controlled by a lateral weir; and 2) the 7,580 m³ tank including a pumping well. Four operation phases are observed in a RT: filling, storage, overflow and emptying.

Since TSS is known as the main vector for pollutant transport in combined sewers, this study focuses on the variation of that variable within a rain event. Analyses were done according to Standard Methods (APHA *et al.*, 2005). Characterisation of the settling of particles was carried out with the ViCAs protocol (Chebbo and Gromaire, 2009), both on composite and grab samples collected at the inlet (downstream of the control chamber's weir) and the outlet (downstream of the pumping well, in the pipe leading back to the control chamber) of the RT. The ViCAs protocol is well adapted to the sample volume requirements for analyses (Berrouard, 2010) (for more details, see Maruejols *et al.*, 2010, 2011). The ViCAs protocol

consists in inserting a wastewater sample in a vertical PVC column (\varnothing 7 cm, height 60 cm) and collecting the mass of settled particles at the bottom of the column at various times during 24 h. A small numerical application allows calculating the cumulative mass distribution of Vs.

More than 20 events were sampled during the 2009 - 2010 campaigns. Analysis of the pollutant dynamics reveals a reproducible TSS load pattern for different events. At the inlet, the various pollutographs obtained reveal typical distinctive concentrations for most of the events. A peak of TSS concentration is mostly observed during the first minutes which, then progressively decreases (Figure 7.1). This peak is caused by the wash-off of the pollutants accumulated on the watershed during the dry weather period between two rain events. Runoff transports those pollutants to the combined sewer. Finally, the TSS concentration reaches a threshold characterized by low concentration values (mostly lower than 100 g/m^3). It is due to the dilution of wastewaters by the rain water. Figure 7.1 presents a typical TSS concentration time series during a rain event showing the distinction between wash-off and dilution periods. The method used to discriminate the two periods is explained below (§ 7.3.3.3.2).

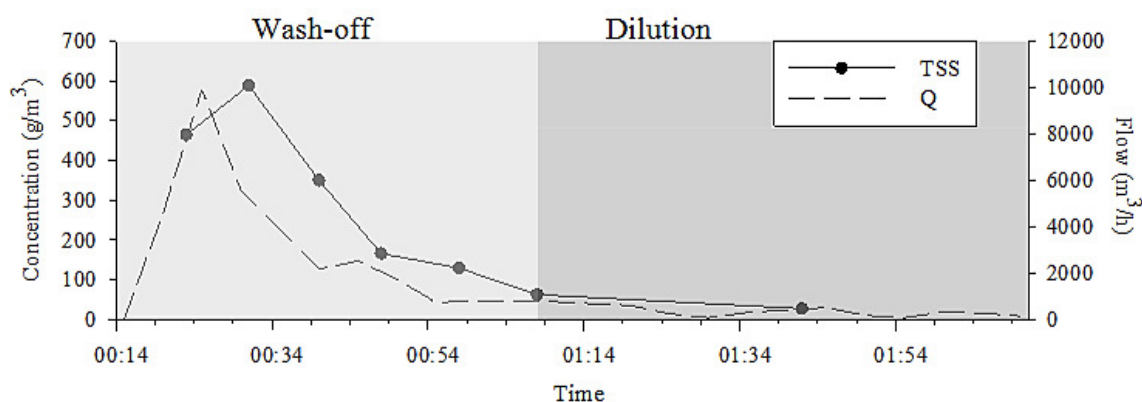


Figure 7.1: Typical RT inlet pollutograph showing the distinction between the wash-off and dilution periods (July 18th 2009 rain event).

During emptying, RT waters sent back to the WwTP can be split into three distinct phases: initial, middle and final phases, resulting in a U-shape TSS concentration profile. A typical RT outlet pollutograph is shown on Figure 7.2. It is characterized by specific concentration ranges including two peaks (initial and final) and a quasi-constant TSS concentration during

the middle phase, around 80 g/m^3 (for more details, see Maruejols *et al.*, 2010, 2011). To briefly summarize, the mass contained in the final phase is a result of the small volume of water in the tank during the end of the emptying (particles are resuspended when a certain volume remains in the tank*). A fraction of that mass still remains in the pumping well after the end of emptying. This fraction will constitute the mass contained in the initial peak of the next emptying. Finally, the mass contained in the middle phase corresponds to the particle mass not settled during the storage period.

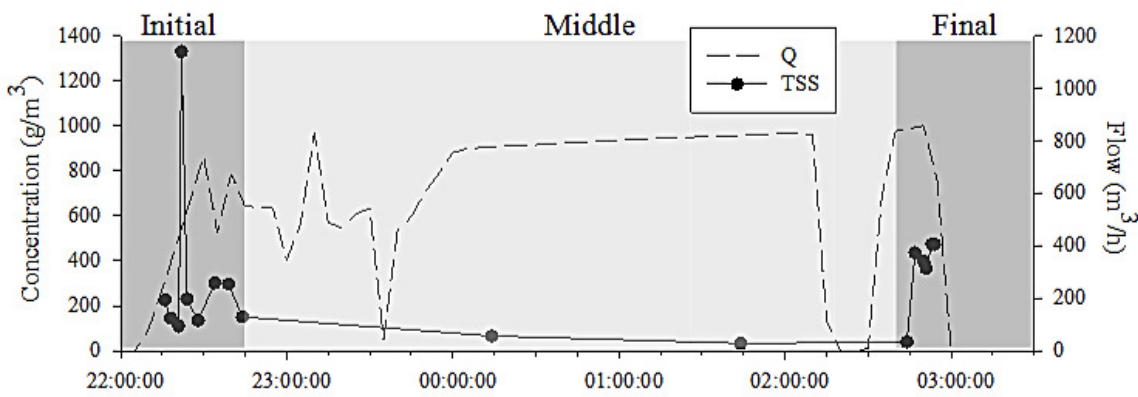


Figure 7.2: Typical RT outlet pollutograph showing the distinction between the initial, middle and final phases (June 6th 2010 rain event).

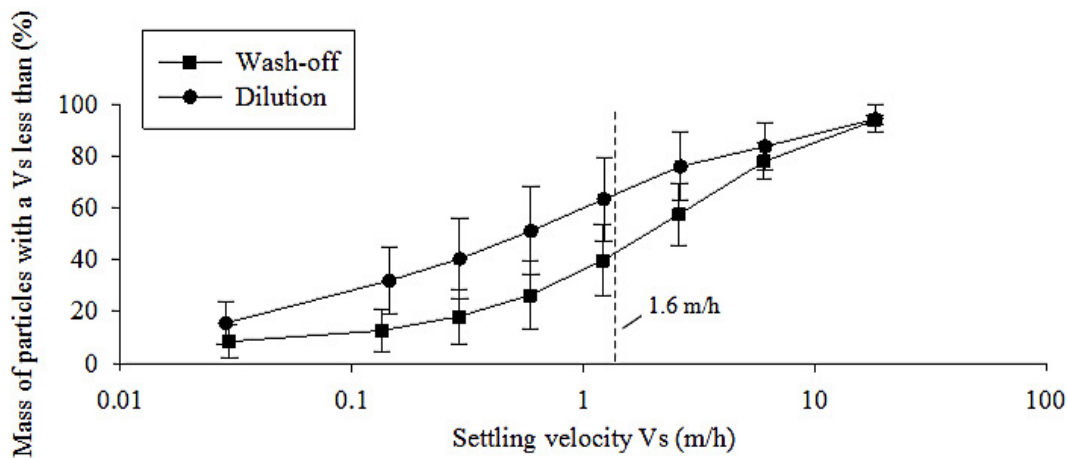


Figure 7.3: Average V_s distributions associated with inlet waters collected during the wash-off peak or dilution period.

Averages of 10 ViCAs of RT inlet waters are plotted on Figure 7.3. Such curves can easily be made because all abscissa points (from each ViCAs test) are standardized, hence the y axis values can be used to calculate the averages and error bars. The “wash-off” curve includes a total of six ViCAs experiment results with a maximum TSS concentration of 1081 g/m^3 , a minimum of 391 g/m^3 and an average of 745 g/m^3 . For the “dilution” curve, four ViCAs were available. TSS concentrations of the samples reached a maximum of 286 g/m^3 , a minimum of 66 g/m^3 and an average of 140 g/m^3 . Symmetrical standard deviations are also plotted on Figure 7.3 illustrating the distribution of ViCAs tests. Averages obtained with a lower number of ViCAs tests (like the “dilution” curve) can be highly impacted by an error due to a single ViCAs. Indeed, the larger ranges of the dilution curve are explained by a low number of ViCAs used for drawing the graph. This figure reveals that, for waters sampled within the concentration peak wash-off, the mass of particles with Vs below 1.6 m/h is 40%. If a typical settling velocity of 1.6 m/h for primary clarifier design is considered (Metcalf and Eddy, 2003), it means that 40% of the particle mass won’t settle in such a clarifier, a typical result. For samples taken during the dilution period, this percentage rises to 70%, hence 70% of that mass will pass such a primary clarifier.

The pollutograph data will be coupled with the results from Figure 7.3 to allow the fractionation of the TSS. This fractionation method is detailed in § 7.3.3.3, below.

7.2.2 Lessard and Beck (1991), original model

As far as the authors know, the Lessard and Beck dynamic model is the only one modelling the various processes controlling the pollutant behaviour in RT. This RT model is based on one-dimensional ordinary differential equations of the mass balance. It allows simulating settling processes using two particle classes and transport of conservative pollutants (i.e. non-settleable COD and VSS, NH_4 or NO_3) in an off-line RT. The model includes twelve parameters and thirteen state variables. Equation 7.1 presents the water mass balance where the change in water volume (V in m^3) depends on the difference between inflow and outflow (Q_{in} and Q_{out} in m^3/h). TSS behaviour is represented by two state variables which are the settleable and non-settleable SS concentrations. For each of these fractions, Equation 7.2 is applied: the change of the concentration in the tank (dC/dt in $\text{g/m}^3/\text{h}$) is a function of inflow

(Q_{in}) and outflow (Q_{out}), TSS influent concentration (C_{in}), concentration in the tank (C) and the loss by settling ($Settling$ in $g/m^3/h$). The settling term only applies to the settleable SS fraction.

$$\frac{dV}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \quad (7.1)$$

$$\frac{dC}{dt} = \frac{Q_{in} \cdot C_{in} - Q_{out} \cdot C}{V} - Settling \quad (7.2)$$

The model structure includes four flow conditions: filling, storage, dynamic settling (overflow) and emptying. Depending on these conditions, different equations are proposed to describe settling:

- *Filling*: this condition is met when water flows in and the outflow equals zero. The settling term is active when the water level rises above a pre-defined height. The idea is to reproduce the resuspension of particles due to turbulence within the first minutes of the inflow. The larger the tank is, the lower that height value will be set to. Settling is first order in the TSS concentration with a removal rate parameter (with unit h^{-1}).
- *Quiescent time*: this condition is met when waters are stored between the end of filling and the beginning of emptying. Within the first time step of calculation, all settleable particles are removed from the bulk volume. No settleable particles remain in suspension after that phase.
- *Drawing*: this condition is met when the tank is emptying and no waters flow into the RT. The model first withdraws the water from the bulk (without any settleable SS) then, reaching a set water level, all mass contained in the sludge is mixed with the bulk volume. Thus, only two concentration values can be calculated at the output. Settling is simulated according to a V_s parameter (in m/h).
- *Dynamic settling*: it happens under overflow conditions, i.e. when the inflow and the outflow are simultaneously active. The behaviour of the tank is described in a very similar way as a primary settler. Settling is a function of a settling velocity parameter and a scouring term (in m/h). This last term aims at reproducing resuspension by decreasing the settling velocity of particles.

7.3 Results and discussion

7.3.1 Lessard and Beck model implementation

The model was implemented in @WEST (Vanhooren *et al.*, 2003), a simulation software for WWTP management. For verification, simulation results obtained by Lessard and Beck were checked with WEST simulation results as shown on Figure 7.4.

With regard to the hydraulic behaviour, the volume before overflow is well described, apart from a small deviation after the first drawing. The volume reached is a little bit higher than the one obtained by Lessard and Beck (1991). Concerning the TSS concentrations, one can note a difference of about 500 g/m³ between them. It is caused by the difference in volume, i.e. at the end the water volume is so low that a little variation on volume has a big impact on the concentration, but the mass of pollutants extracted by the pumps remains the same as in Lessard and Beck (1991). The implementation in WEST is thus found to agree.

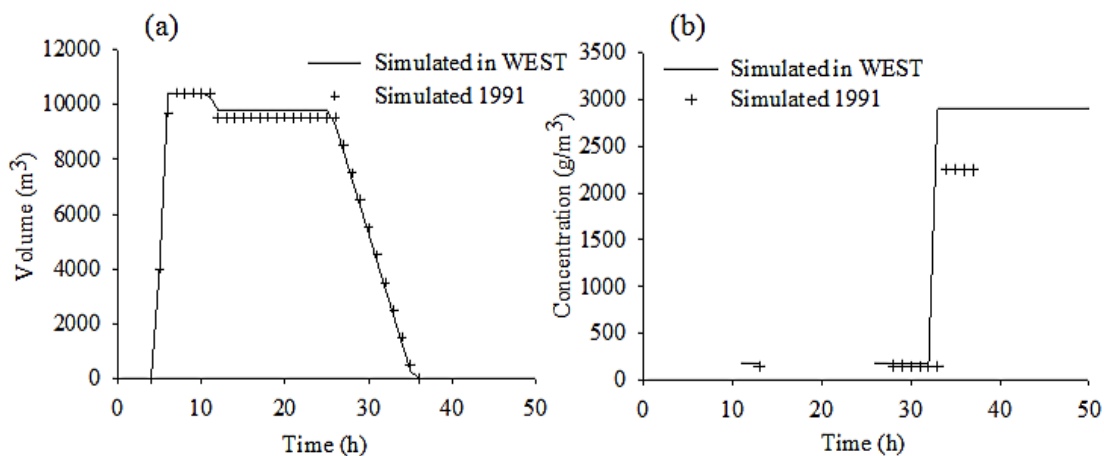


Figure 7.4: Comparison of results from the Lessard and Beck (1991) model and those obtained after implementation in WEST: (a) hydraulic behaviour; (b) outlet TSS concentration.

7.3.2 Lessard and Beck simulation using full-scale data

Until now, that model has never been confronted with full-scale field data, thus, its performance has never been assessed. Results for the simulation of the July 27th, 2009 rainfall event are presented in Figure 7.5. The volume reached was 4,064 m³ (54% of tank capacity). The pumped outflow is rather constant except for the final phase where a sharp increase is

observed. The final concentration peak occurs during this hydraulic peak, thus TSS loads to the WwTP is increased considerably. The volume fraction at which resuspension starts due to the low volume of water in the tank* at the end of emptying corresponds to the last 100 m³. Since the emptying is controlled by pumps, the pumped outflow is an input to the model.

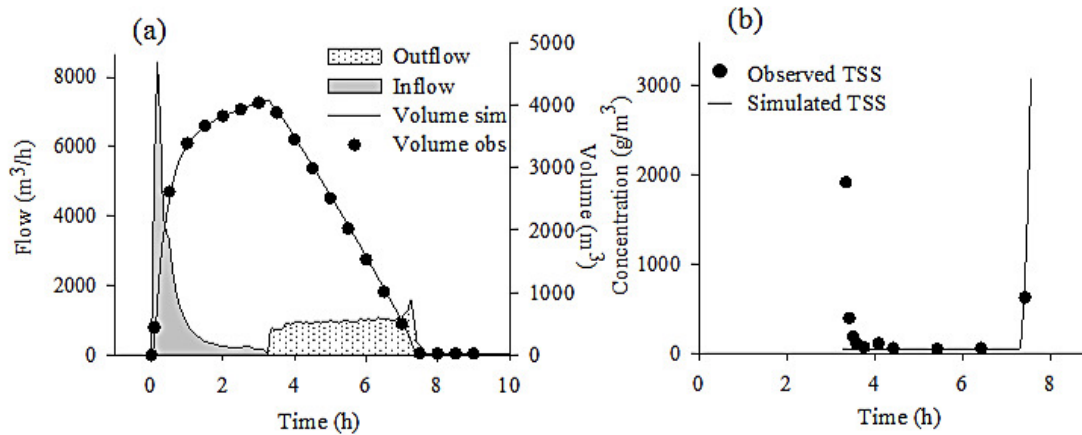


Figure 7.5: Simulation results for the July 27th, 2009, rainfall event using the original model: (a) hydraulic behaviour; (b) outlet TSS concentration.

As expected, the model is able to reproduce the observed hydraulics (Figure 7.5a). Settling within the storage tank is also quite well reproduced by the model: the measured and simulated middle phase concentrations are similar (around 70 mg/l), but detailed simulation results show that no sedimentation occurs during the middle phase of the emptying (Figure 7.5b). Indeed, the TSS concentration observed during the middle phase of the emptying (low concentration period), decreased from 73 to 54 g/m³, whereas the simulated TSS concentration remains constant. The concentration decrease is observed for all sampled events and can be quite large for many events. An average carried out on fifteen sampled events shows a decrease from 210 to 100 g/m³. Moreover, the typical U-shape cannot be reproduced, especially with respect to the initial concentration peak after the start of emptying. As mentioned earlier, the mass associated with that phase corresponds to the particles remaining in the pumping well from the previous event.

Modelling settling/resuspension processes due to the activation of pumps will thus constitute the first part of the model upgrade, aiming at accurately simulating the first TSS concentration peak. The second part will deal with giving more details on the Vs distribution to enable the

model to describe settling during the storage period and then to smoothen the outlet TSS concentration dynamics.

7.3.3 Model upgrade

The original RT model was upgraded on two main points: (1) adding a pumping well model allowing the simulation of particle behaviour at the activation of the pumps; (2) adding a third particle class to improve the model performance. These modifications will be developed below.

The model scheme of the RT/pumping well system is shown in Figure 7.6. It allows the emptying to be controlled by pumps, settling/resuspension processes and transport of conservative pollutants.

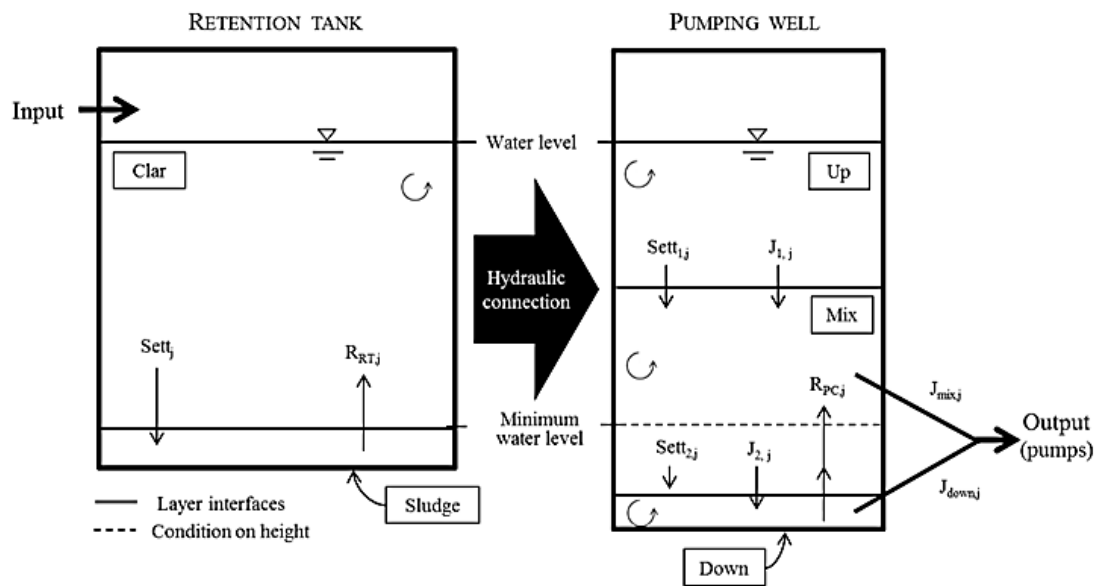


Figure 7.6: Proposed retention tank/pumping well model.

Retention tank model description

With regards to TSS concentrations for both the inlet and the outlet, one layer was found sufficient to reproduce the processes occurring within the tank, described as a homogeneous tank. This layer, called “*clar*”, is the clarified volume. No volume needs to be defined for the sludge compartment, since the sludge height is negligible compared to the water height

(Equation 7.4). The mass accumulation at the bottom of the tank is the sum of the masses of the different particle classes. That mass is re-suspended when the volume of water is small enough* at the end of emptying, and then particles are transferred to the pumping well (Equation 7.6). The soluble pollutants (not shown in the presented study but taken into account in the developed model) are transported by inflow/outflow. The RT is hydraulically connected to the pumping well: the water level is assumed to be the same in both tanks at any time, considering that the “Minimum water level” is the height zero.

The hydraulic equations used for the RT/pumping well, are the same as those of the original model (Equation 7.1). For simplicity, the time argument has been omitted from all terms. The mass balances of the clarified volume and the sludge mass are:

$$\frac{dM_{clar,j}}{dt} = Q_{in}.C_{in,j} - (Q_{out} + Q_{over}).C_{clar,j} - Sett_j + R_{RT,j} \quad (7.3)$$

$$\frac{dM_{sludge,j}}{dt} = Sett_j - R_{RT,j} \quad (7.4)$$

Where $M_{clar,j}$ and $M_{sludge,j}$ (g) are the pollutant masses for the particle class j in the clarified volume and in the sludge; Q_{in} , Q_{over} and Q_{out} (m³/h) are respectively the inflow, the overflow and the outflow. $C_{in,j}$ and $C_{clar,j}$ are the TSS concentrations in the influent and clarified volume for the particle class j . Concentrations in each layer are equal to the mass in the layer for a class j divided by the volume in that layer ($C_{Layer,j}=M_{Layer,j}/V_{Layer}$). $Sett_j$ and R_{RT} are the terms describing the particles' settling and resuspension, they are detailed below:

$$Sett_j = C_{clar,j}.Vs_j.A \quad (7.5)$$

$$R_{RT,j} = k_1.M_{sludge,j}.a_1 \quad (7.6)$$

Vs_j (m/h) is the Vs for the particle class j ; A (m²) represents the tank surface; k_1 is the first order coefficient controlling the resuspension velocity and is set at 8 h⁻¹ by default; a_1 is a Boolean state variable equal to 1 when the particles are resuspended at the end of emptying*.

Pumping well model description

The pumping well model includes three layers called “*Up*”, “*Mix*” and “*Down*”, which are described as homogeneous tanks. Through the hydraulic connection, waters from the tank can flow either in the “*Up*” layer or in the “*Mix*” layer depending on the water level conditions. For each layer, the dynamics of the pumping well volume evolution is described by Equation 7.1 when this layer is fed, which is depending on the water height. The mass balance equation of the matter contained in “*Up*” layer is switched on when the water level reaches it (Equation 7.7). Particle settling is active at any time, during filling as well as during storage and emptying. The water volume remaining at the end of an event is represented by the “Minimum water level”. When the pumps start working, particles remaining in the “*Down*” layer (including a fraction settled within the minimum volume between two events) will be re-suspended in the “*Mix*” layer according to a first order process (Equations 7.8, 7.9, and 7.16). The “*Down/Mix*” interface is located under the minimum water level. Thus, settling can occur between two consecutive events. That “*Mix*” layer represents the maximum volume influenced by the resuspension, thus, re-suspended particles cannot go in the “*Up*” layer. The outflow conveyed through the pumps includes a variable ratio between flows from the “*Mix*” and the “*Down*” layers (Equations. 7.12, 7.13, and 7.17). The mass balance equations are as follows:

$$\frac{dM_{Up,j}}{dt} = (Q_{in} \cdot C_{in,j} - J_{1,j} - Sett_{1,j}) \cdot a_2 \quad (7.7)$$

$$\frac{dM_{Mix,j}}{dt} = Q_{in} \cdot C_{in,j} \cdot (1 - a_2) - J_{Mix,j} + J_{1,j} - J_{2,j} + Sett_{1,j} \cdot a_2 - Sett_{2,j} + R_{PW,j} \quad (7.8)$$

$$\frac{dM_{Down,j}}{dt} = J_{2,j} - J_{Down,j} + Sett_{2,j} - R_{PW,j} \quad (7.9)$$

Where $M_{Up,j}$, $M_{Mix,j}$ and $M_{Down,j}$ (g) are the particles’ masses contained in each layer for particle class j ; a_2 is a Boolean state variable permitting to activate the terms. It equals 1 when the water level rises above the “*Mix*” layer and 0 when the water level is below the “*Mix/Up*” interface. $J_{1,j}$ and $J_{2,j}$, and $Sett_{1,j}$ and $Sett_{2,j}$ (g/h) are, respectively, the mass fluxes and the settling fluxes between the “*Up*” and the “*Mix*” layers for particle class j . Since the RT and the pumping well are connected by the “*Up*” and “*Mix*” layers, $J_{1,j}$ and $J_{2,j}$

represent the layer interface fluxes caused by the pump outflow. The pumping well water quantity and quality are equal to those transferred at each layer interface $J_{Mix,j}$ and $J_{Down,j}$ (g/h) are, respectively, the outlet fluxes for the “*Mix*” and the “*Down*” layers for particle class j . The sum of those two fluxes for all particle classes is the effluent of the model. $R_{PW,j}$ represents the resuspension flux between the “*Down*” and the “*Mix*” layers for particle class j . All fluxes are detailed below:

$$J_{1,j} = Q_{out} \cdot C_{Up,j} \quad (7.10)$$

$$J_{2,j} = Q_{out} \cdot C_{Mix,j} \cdot (1 - a_{Mix}) \quad (7.11)$$

$$J_{Mix,j} = Q_{out} \cdot C_{Mix,j} \cdot a_{Mix} \quad (7.12)$$

$$J_{Down,j} = Q_{out} \cdot C_{Down,j} \cdot (1 - a_{Mix}) \quad (7.13)$$

$$Sett_{1,j} = C_{Up,j} \cdot V s_j \cdot A \quad (7.14)$$

$$Sett_{2,j} = C_{Mix,j} \cdot V s_j \cdot A \quad (7.15)$$

$$R_{PW,j} = k_2 \cdot M_{Down,j} \cdot (1 - a_2) \quad (7.16)$$

k_2 is the first order coefficient controlling the resuspension and is set at 10 h^{-1} by default. a_{Mix} (–) is a variable fraction term allowing the fractionation of “*Mix*” and “*Down*” pollutants in the outlet flux. The governing equation is:

$$a_{Mix} = (1 - \exp[-\alpha \cdot \text{MAX}(t - t_{Pstart}, 0)]) / 2 \quad (7.17)$$

T_{Pstart} (h) is the time when the pumps are activated. It permits having an exponential variation of the pollutant fractions, *i.e.* when the pumps are started a_{Mix} tends to 0, when $t - t_{Pstart}$ tends to infinity, a_{Mix} tends to 0.5. Thus, a higher fraction of the “*Down*” layer pollutant is pumped at pump activation. α is a coefficient allowing setting the fraction variation rate, and is set to 0.002 h^{-1} by default. Physically, introducing Equation 7.17

follows the assumption that, when the pumps are activated, the sludge closest to the pumps' inlet is extracted first. Then, as time goes by, the sludge is harder to extract due to the larger distance from the pumps' inlet, therefore a larger outflow fraction has a quality equal to the “*Mix*” volume.

To represent the particles first emptied within the initial phase, which are coming from the previous event, it is necessary to set a mass as an initial condition. This initial mass has an important impact on the simulation since it determines the maximum value reached by the initial peak. The following example shows the sensitivity to that initial condition: for a simulation set with an initial mass of 50 kg, the maximum TSS concentration is 2,000 g/m³, whereas for an initial mass set to 25 kg, the TSS concentration will only reach 1,200 g/m³.

Particle classes

In Lessard and Beck (1991) different equations are used to describe settling under different flow conditions. During dynamic settling, which corresponds to overflow conditions, an average V_s is used; during filling the settling velocity is controlled by a first order removal rate constant (h^{-1}), while within the storage phase settleable particles are just totally removed (as seen in § 7.2.2.). It means that the correct removal rate cannot be assessed by measurement since its physical sense is not clear. But in fact, V_s can be estimated with reasonable precision from for instance ViCAs data. Thus, in the upgraded model, V_s is used for the whole simulation in all conditions. However, the observations clearly show that it is necessary to add another particle class with different settling properties. Indeed, the original model only uses two particle classes whereas the measurement campaign highlighted three main particle behaviours. A first one with a very high V_s allowing the particles to settle within the first minutes after entering the tank, i.e. mainly sand contained in the runoff. A second class with a V_s that allows settling over several hours. The third class settles very slowly, if at all. Additional classes could be added as field data are obtained, but keeping the model simple is pursued as well.

Inspired by the work of Vallet (2011) the TSS concentration fractionation method includes 3 parts: (1) starting from the ViCAs curves to define the class boundaries; (2) determining the TSS concentration peak boundaries to apply the optimal fractionation (within the wash-off or dilution period); and (3) linking the particle classes to a time series of TSS data.

ViCAs fractionation

The determination of the distribution of TSS over particle classes with different Vs is possible thanks to ViCAs curves obtained at the inlet (Figure 7.3). The distribution of settling velocities of particles in waters from the influent of the RT needs to be split in two: one distribution representing the Vs distribution during the wash-off and the other one representing the Vs distribution during the dilution period. The method to fractionate the ViCAs curves into sedimentation classes and to define the Vs particle classes is presented in Figure 7.7. For both ViCAs, the Vs distribution is the same, only the fractionation of the particle mass over the three classes changes. Various fractionations were tried, but the ones presented in Figure 7.7 best fit the settling process for combined sewer influent of our case study. Once the fractionation is performed, the arithmetic average between the two vertical boundaries of a class gives the Vs to be attributed to the class.

The calibration of that fractionation was made by moving the horizontal and vertical boundaries (and by extension the Vs), which changes the particle mass fraction and the corresponding Vs for each class. Finally, Table 7.1 presents the best particle classes with their corresponding Vs and mass fractions.

Table 7.1: Vs particle classes chosen for the input of the model

Classes	Vs (m/h)	Fractionation of particles within	
		the wash-off period (%)	the dilution period (%)
1	0.075	15	30
2	1.175	40	45
3	8.750	45	25

Peak boundary definition

Using the above values, TSS is fractionated into wash-off and dilution Vs particle class distributions. Determining the end of the wash-off period is difficult since all events have very different behaviours. Indeed, the intensity and the duration of the peak depend on the rain characteristics, the antecedent dry weather period, and the water quality and quantity in the collector pipe. Here, it has been chosen to focus on the TSS concentration. Since Maruejols et al. (2011) showed the correlation between the concentration and the Vs distribution, the

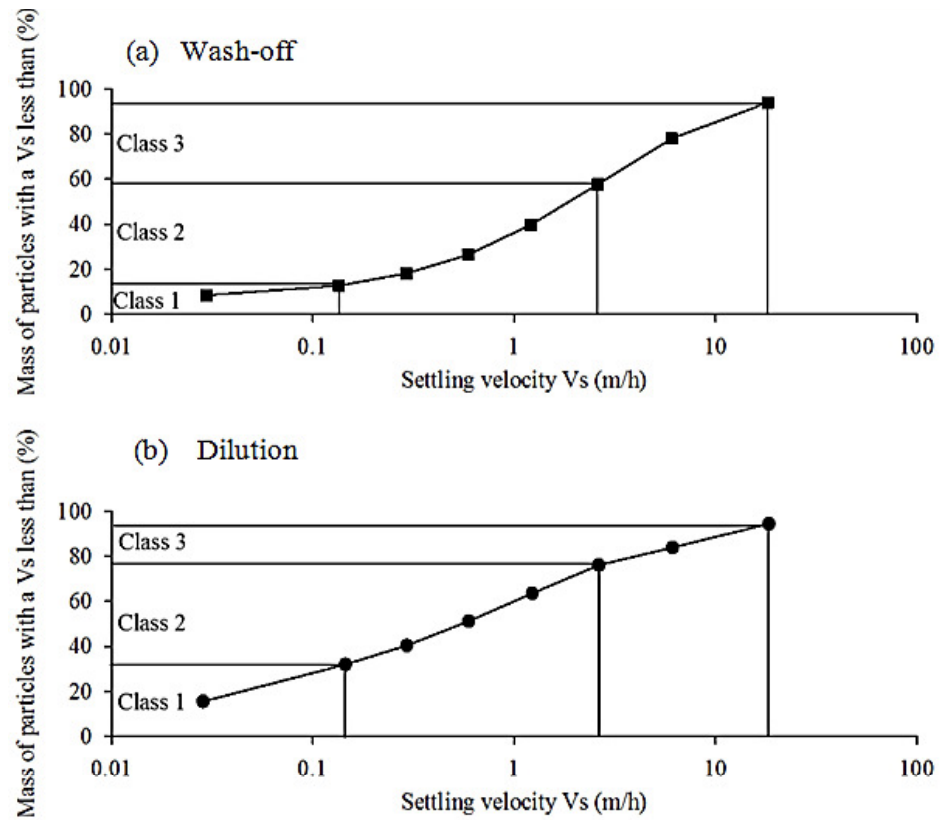


Figure 7.7: ViCAs V_s distribution fractionation enabling particle class determination: (a) V_s distribution for the wash-off period; (b) V_s distribution for the dilution period.

selected method is based on the same assumption. Indeed, the authors observed that the higher the TSS concentration, the bigger is the particle mass fraction with high V_s . Thus, for TSS concentrations higher than 100 g/m^3 (typically observed within the wash-off peak), the ViCAs fractionation used is the one for the wash-off period, whilst for TSS concentrations lower than 100 g/m^3 the ViCAs fractionation from the dilution period is used. The result is shown on Figure 7.1, where the two periods are distinguished using that assumption.

Particle class distribution

Table 7.2 explains the fractionation of the influent TSS concentration in particle classes with different V_s . Two different V_s distribution profiles are used to fractionate the influent. On the left table, time series samples are presented with TSS concentrations denoted A, B, C...N sampled at times 1, 2, 3...n. The right table presents the same time series after fractionation;

the light grey area corresponds to a fractionation for the “wash-off” period where the mass fractions are: class 1 = 15%, class 2 = 40% and class 3 = 45%; and the dark grey one for the “dilution” period with the mass fractions: class 1 = 30%, class 2 = 45% and class 3 = 25%.

Table 7.2: Fractionation method of the influent TSS concentration using 2 different Vs distribution profiles.

Time		TSS		
		Class 1	Class 2	Class 3
1	Wash-off	15*A	40*A	45*A
2		15*B	40*B	45*B
3		15*C	40*C	45*C
4		15*D	40*D	45*D
4	Dilution	30*E	45*E	25*E
5		30*F	45*F	25*F
6		30*G	45*G	25*G
n		30*N	45*N	25*N

7.3.4 Simulation results and discussion

The results of two simulations using full-scale data are presented here. Many events couldn't be used in the modelling work because of some lack of data in the time series sampled. Indeed, sampling all phases of an event (inlet with the wash-off and dilution phases, outlet with the three phases) is a difficult exercise, only two sampled events were sufficiently complete for use in modelling. Moreover, this paper is about proposing a new RT model and showing its potential after calibration. More data will be used when performing validation.

Figure 7.8 shows results from a simulation carried out with the same data of the July 27th 2009 event, the same used with the original model in § 3.1. Since the hydraulic inputs of the model are the inflow and the pumped outflow, the simulated volume of the system fits the data perfectly. It is more relevant to show the layer volumes in the pumping well in order to understand what happens in terms of hydraulics.

After a manual calibration, the “*Down*” and “*Mix*” volumes have been found optimal at 11 and 80 m³ respectively (5 and 38% of the pumping well maximal capacity). The minimum volume in the pumping well has been set to 13 m³ (corresponding to a water level of 30 cm) and a resuspension* is activated when 100 m³ remained to be withdrawn. RT and pumping

well surfaces are parameters which are set according to the structure dimensions, respectively 1,550 and 36 m² in the present case study.

The hydraulic behaviour in the pumping well is as expected (Figure 7.8a). The “*Down*” volume is constant during the whole time and is equal to 11 m³. The “*Mix*” layer reaches its maximum capacity of 80 m³. When that maximum is reached, the “*Up*” layer begins to be filled until the maximum capacity of the tank.

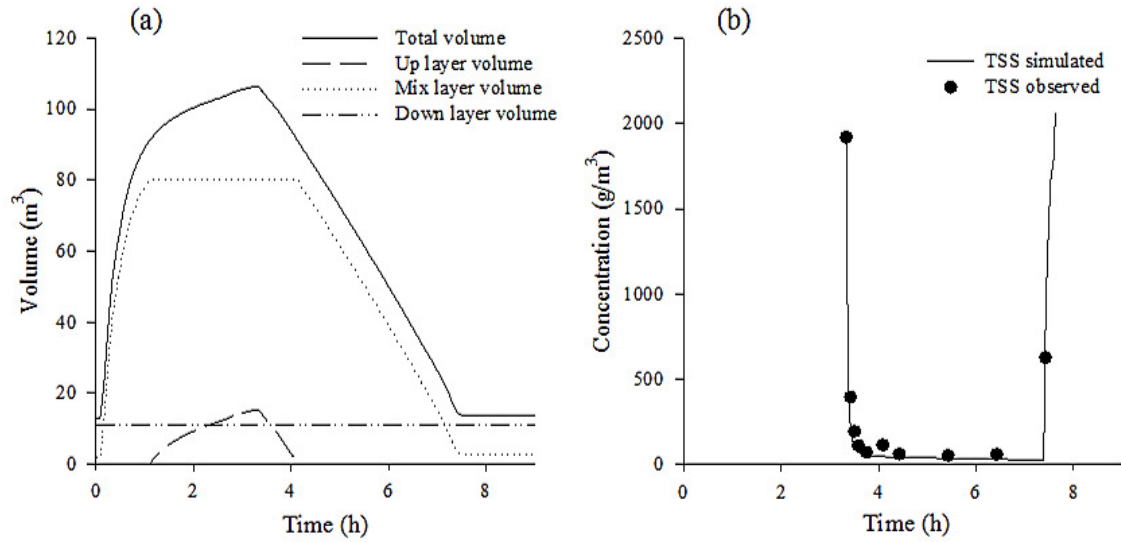


Figure 7.8: Simulation results of the July 27th, 2009 event: (a) pumping well hydraulic behaviour; and (b) outlet TSS concentration.

The total initial mass was set to 45 kg and was distributed as follows: 14.5 kg for the V_{s1} class, 22.5 kg for the V_{s2} class and 8 kg for the slowest class V_{s3} . The particles still present in the pumping well between two events correspond to particles with a high V_s that were washed from the RT at the end of the previous emptying. Consequently, the fractionation of that initial mass must be different from the one used as inflow to the RT. Particle classes V_{s1} and V_{s2} are entirely contained in the “*Down*” layer since they have high V_s , whereas particle class V_{s3} is equally fractionated between the “*Down*” and “*Mix*” layers. Since this initial condition is due to the previous event and land-use characteristics, the best way to set it consists in running a start-up simulation with data from the closest sampled event available and to reuse the masses obtained in each layer at the end of the run as initial conditions. Ideally, measurements should be carried out in the pumping well for the best

assessment of the initial conditions on the mass. Finally, a validation should be carried out using two consecutive events assessing the models' ability to represent the mass remaining in the pumping well between two emptyings.

Regarding the outlet TSS concentration, the results obtained in Figure 7.8b are in good agreement with the observed data. The emptying of the pumping well at the beginning shows the observed concentration peak. Within the middle phase, the observed data show a TSS concentration that is decreasing slowly from 73 g/m^3 to 54 g/m^3 (as already discussed in § 7.3.2). This is due to continued settling during emptying. The simulation results present the same behaviour within that phase, decreasing from around 65 g/m^3 to 25 g/m^3 .

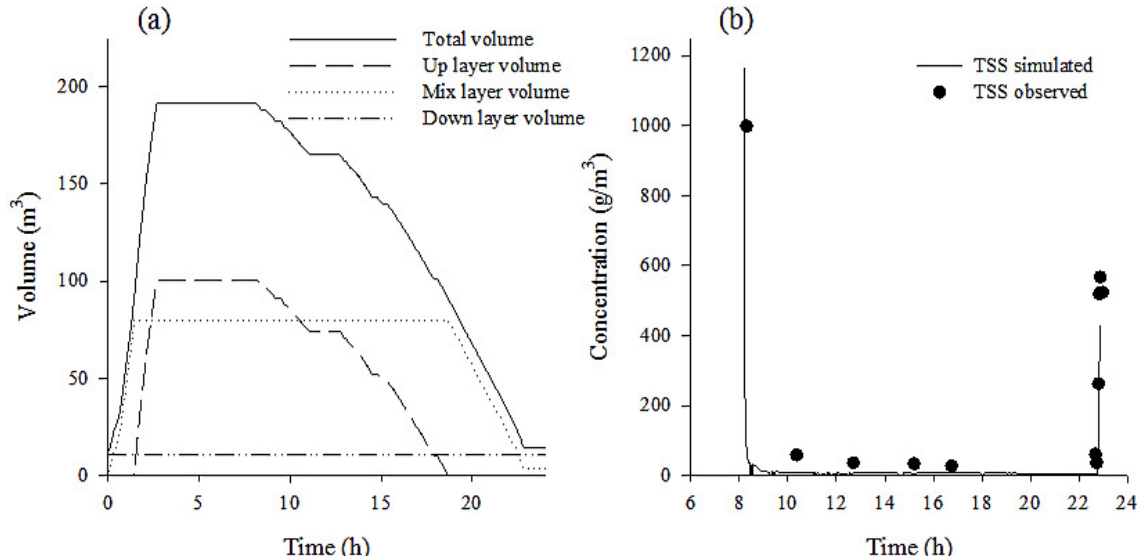


Figure 7.9: Simulation results of the September 27th, 2009 event: (a) pumping well hydraulic behaviour; and (b) outlet TSS concentration.

For the September 27th 2009 event, the “*Up*” layer and total volume are reached, and overflow occurs between 2.5 h and 8 h (Figure 7.9a). The initial mass introduced in the “*Down*” and “*Mix*” layers is 29.5 kg in accordance with the fractionation method presented before. Generally, the TSS concentration within the middle phase is slightly underestimated by the model, but in this event, the role of settling during the emptying phase is stronger. Furthermore, when pumps are stopped, then the outflow is nil and the simulated TSS concentrations equal zero. Finally, using more events, the simulation of the last TSS concentration peak could be improved by additional calibration of the first order coefficient k_2 which controls the resuspension velocity, but the results obtained were found satisfactory (Figure 7.9b).

7.4 Conclusion

Specific ranges of settling velocity distributions were observed at the retention tank inlet. They are linked to the dynamics of the TSS concentrations associated with different operating phases of a retention tank. To adequately model the observations, the Lessard and Beck (1991) retention tank model was for the first time tested with full-scale field data and then improved by integrating information on the settling velocity distribution as well as settling/resuspension processes occurring in the pumping well. The improved model has been successfully tested with full-scale data showing its potential. However, more studies are needed to assess its performance by:

- calibrating and validating the model to find the best initial conditions for the mass of the different particle classes by using full-scale data sampled during two consecutive events;
- performing more ViCAs tests on the case study (especially for the dilution phase) to find the optimal ViCAs templates to use as model input;
- carrying out a more detailed selection of the particle classes;
- validating the model using different events; and
- integrating organic matter and nutrients in the model, because this is of interest to predict the influent of the wastewater treatment plant.
- implementing a new fractionation model allowing to link the typical WwTP state variables to the retention tank model state variables.

Such study brings new information about the emptying wastewater quality and allows thinking its management in a different way, taking into account the wastewater quality of those three phases. Since the hydraulic shock under wet weather flow conditions is known as an important factor of the WwTP yield degradation, it could be conceivable to route the initial and final phases to the WwTP while the middle phase is discharged directly to the receiving body. Furthermore, in an integrated urban wastewater management context, modelling can be useful for sizing structures such as for managing the emptying sequences taking into account the interactions between the different physical subsystems. Indeed, managing many retention tanks on a combined sewer could be done by diluting the final and initial phases with the middle phase of other retention tanks. Wastewater quality could in this way be more homogeneous leading to less important load shocks at the WwTP. In that context it is expected

that using particle classes with different V_s in models for urban wastewater management will lead to improved predictions of WwTP influent water quality.

Chapitre 8

Urban stormwater management: calibration and validation of an off-line retention tank dynamic model for water quality

Maruejols, T., Vanrolleghem, P.A. and Lessard, P. (2012) Urban stormwater management: Calibration and validation of an off-line retention tank dynamic model for water quality. *Urban Water Journal*. (submitted)

Préambule

Le chapitre suivant propose une méthodologie de calibration et de validation du modèle de bassin de rétention utilisant les données de trois événements. Le sous-objectif 3 de l'objectif 2 est visé dans ce chapitre. Ce chapitre va faire l'objet d'une présentation orale au *9th IWA Urban Drainage Modelling Conference* et est soumis au journal *Urban Water Journal*. Les résultats de fractionnement de la DCO sur un échantillon provenant du bassin de rétention n'ayant qu'inspiré les paramètres de fractionnement, ils ne sont pas présentés dans cet article. En effet, les valeurs des paramètres sont le résultat d'un couplage de valeurs issues d'expérimentations respirométriques et de valeurs issues de la littérature. Néanmoins, ils sont reportés à l'annexe F.

Résumé

Comme la gestion intégrée des systèmes d'eaux usées urbaines devient de plus en plus populaire, le développement de modèles de sous-systèmes de gestion des eaux usées apparaît essentiel pour l'amélioration de la compréhension des dynamiques de polluants et de leurs interactions. Dans un tel contexte, la revue de littérature révèle un manque de modèles décrivant les dynamiques de la qualité des eaux stockées en bassins de rétention. Un modèle a donc été proposé basé sur le fractionnement en trois classes de particules de la distribution des vitesses de chute mesurées sur le terrain à l'aide du test de décantation ViCAs. Dans cet article, des données de terrain issues de trois événements sont utilisés pour: 1) calibrer ce nouveau modèle de bassin de rétention (deux jeux de données); et 2) valider sa performance sur le dernier jeu de données. Les résultats montrent une bonne reproduction des données observées pour les MeS et la DCO totale.

Urban stormwater management: calibration and validation of an off-line retention tank dynamic model for water quality

Thibaud Maruejols, Peter A. Vanrolleghem and Paul Lessard

Abstract

As the integrated management of urban wastewater systems becomes more and more popular, the development of wastewater management subsystem models appears essential to improve the understanding of pollutant dynamics and their interactions. In this context, a review of the literature reveals a lack of efficient models describing the dynamics of the water quality stored in off-line retention tanks. A model has thus been proposed based on the fractionation into three classes of the particle settling velocity distribution obtained in the tank using the ViCAs settling test. In this paper, full-scale field data sets from three different events are used for 1) calibrating this new dynamic retention tank model (two data sets) ; and 2) validating that model on the last data set. Results show a good fit between observed and simulated data both for total suspended solids (TSS) and total chemical oxygen demand (CODt).

Keywords

Combined sewer overflow, settling velocity, urban wastewater modelling, water quality

8.1 Introduction

To improve the operation of combined sewer overflow retention tanks (RT), important infrastructures for urban stormwater management, it is necessary to consider the system as a whole (Rauch *et al.*, 2002), following the fate of water from catchment runoff down to the receiving water body. The scale of such a system is so big that it becomes rather difficult to assess the interactions between the different subsystems with in situ measurements. In such a context, modelling is a very useful tool as the phenomena occurring in RTs are more understood (Maruejols *et al.*, 2011; 2012). Modelling the dynamics of the water quality that is stored in sewers and specifically in RTs can help improve the accuracy of wastewater treatment plant (WwTP) predicted influent quality. One of the important elements that stands in the way of integrated modelling improvements is the compatibility between the submodels in terms of

state variables and parameters (Fronteau *et al.*, 1997; Rauch *et al.*, 2002). When developing new models, it is necessary to consider the parameters and variables of the models to which they will be linked. Also, the new models need to be tested with full-scale data, be compatible with one another and require a short calculation time.

The first approach for RT modelling is the computational fluid dynamic (CFD), *e.g.* Vazquez *et al.* (2008). The long-time requirement for simulations does not allow their use in an integrated system context for now. A different approach was used in this study, which is more phenomenological in nature and requiring shorter time for simulating. Most of RT models available today are quite simple as they are linear reservoirs merely representing the hydraulics and not paying much attention to the water quality dynamics. However, several modelling studies taking into account water quality have already been carried out. They describe the settling processes in a more or less complex way. Some use a single removal rate value in a set of ordinary differential equations (Lessard and Beck, 1991; Wong and Geiger, 1997) and/or an average settling velocity (V_s) parameter (Kutzner *et al.*, 2007; Frehmann *et al.*, 2005) and/or surface load as predominant factor (Vaes and Berlamont, 1999; Luyckx *et al.*, 2002), while some add different operational modes distinguishing pollutant behaviour for filling, overflow, storage or emptying phases (Lessard and Beck, 1991). Nevertheless, none of these models has ever been successfully validated with full-scale field data (Kutzner *et al.*, 2007).

Particle V_s studies in RTs are quite rare, but many authors agree on the relevance of studying such a variable (Michelbach, 1995; Boxal *et al.*, 2007; Maruejous *et al.*, 2012). Even if a V_s can be easily understood from a physical point of view, determining an average one describing the whole settling processes is a difficult task, as particle V_s found in combined sewers are known to vary a lot (Michelbach, 1995; Maruejous *et al.*, 2011). Vallet (2011) already proved the potential and interest of using classes of particles with different V_s for settling modelling in stormwater basins.

The current work presents the calibration method of a new off-line RT dynamic model based on the Lessard and Beck (1991) model. It describes sedimentation, resuspension and hydrolysis processes using three particle classes associated with three different V_s . The first part of this paper describes the methodology used for calibration. The second part shows simulation results obtained during the calibration and validation.

8.2 Material and methods

8.2.1 Data

Data used for the calibration and the validation presented in this study come from two sampling campaigns performed during the summers of 2009 and 2010 on a 7,580 m³ off-line RT located on a combined sewer in Quebec City, Canada. The whole sampling and analysis methodology is presented in Maruejols *et al.* (2011).

8.2.2 Retention tank model

The developed model represents the mechanisms driving pollutant behaviour occurring in the system by using ordinary differential equations. It is a 1-D dynamic off-line RT model adapted from Lessard and Beck (1991). The main improvements are adding a pumping well (PW) and changing the settling model using three particle classes associated to three Vs. The whole concept of the model is detailed in Maruejols *et al.* (2012). The ultimate goal of such a model is to be further integrated in a “combined sewer – WwTP” model. Pollutant behaviour (TSS and CODt) is mainly reproduced through two processes: the settling and the resuspension of particles. The description of sedimentation is based on ViCAs tests (Chebbo and Gromaire, 2009) giving a particle Vs distribution which is split in three particle classes representing: 1) a fraction with a very low Vs where the largest part will never settle during storage; 2) a fraction settling more slowly for which it takes many hours to be completely removed; and 3) a particle fraction that settles quickly when entering the tank. The model includes a fractionation step for both TSS and CODt variables as shown in Figure 8.1. Such a fractionation makes the model capable of direct connections to activated sludge models using ASM1 (Henze *et al.*, 1987) variables. The total CODt is split in two fractions: particulate (X) and soluble (S). These two fractions are then split in biodegradable (X_s , S_s) and inert (X_i , S_i). Finally, each particulate variables are fractionated in particle classes thanks to ViCAs protocol ($X_{i_1,2,3}$; $X_{s_1,2,3}$; $TSS_{_1,2,3}$).

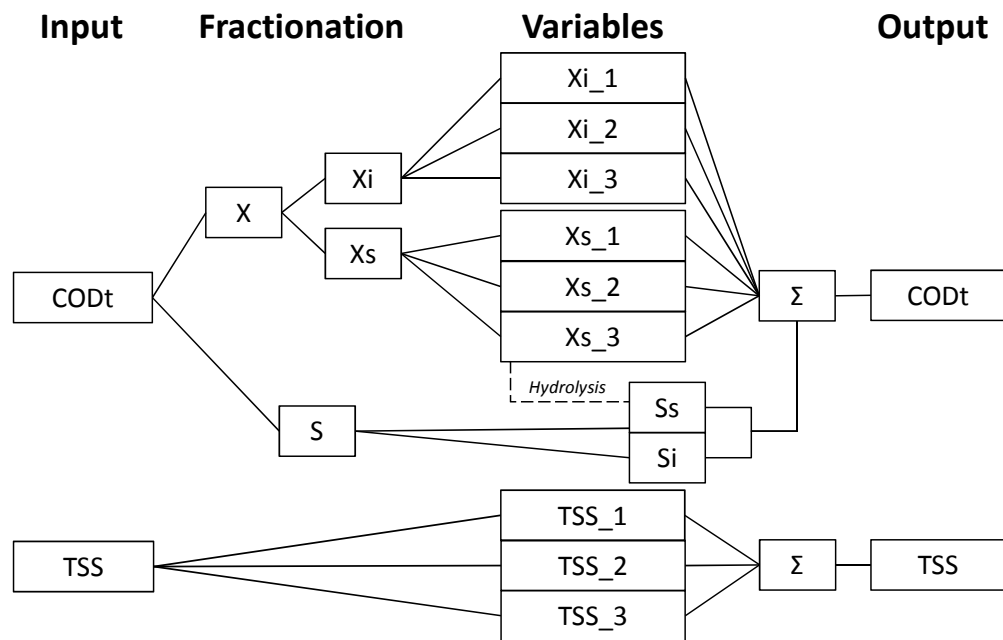


Figure 8.1: Fractionation concept of the collected data (input) to the model variables. Variables named “XXX_{1,2,3}” are subject to sedimentation/resuspension. Hydrolysis reactions occur between “Xs_{1,2,3}” and “Ss” variables.

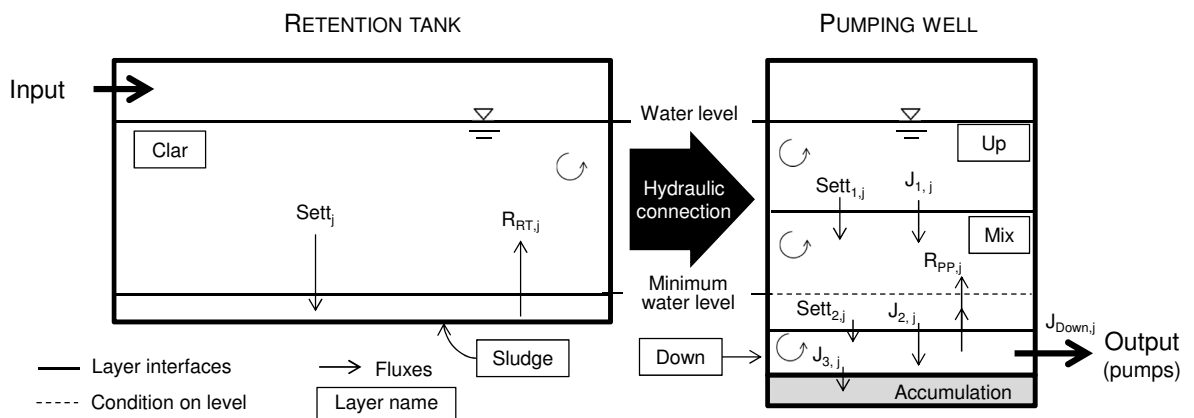


Figure 8.2: RT/PW model conceptual diagram from Maruejous *et al.* (2012) improved in three ways.

Some slight improvements were made to the model proposed in Maruejols *et al.* (2012). Figure 8.2 presents the concept of the proposed model improved in three ways:

- A fourth accumulation layer was added in the pumping well in order to trap a particle fraction which will not be resuspended and will remain in that layer until manual extraction.
- The description of the output quality/quantity is solely described by the “ $J_{Down,j}$ ” flux which is coming out from the “*Down*” layer and has the same quality.
- A hydrolysis process was added allowing the transformation of particulate biodegradable matter (Xs) in soluble biodegradable matter (Ss). Since it was shown that the organic matter biodegradability is heterogeneously distributed with respect to the particle Vs (Hvitved-Jacobsen *et al.*, 1999), three different rates are available depending on the Vs class.

8.2.3 Calibration method

The calibration of the thirteen parameters follows three main steps as presented in Figure 8.3. In Figure 8.3, the first stage is represented by the continuous line until the hydrolysis process calibration is completed. The second stage is illustrated by the dotted line. The Vs fractionation steps are the most difficult tasks and will be further detailed.

PW layer volumes, resuspension rates and sludge accumulation

Calibration is made by an iteration before going through the next step. Volumes are fitted according to the effluent quality during the first 20 minutes of emptying. Indeed, the essential purpose of those three volumes (V_{Min} , V_{Mix} and V_{Down} in m^3) is the distribution of the resuspended particles in the bulk due to the pump activation. This phenomenon is visible on the emptying pollutograph within the first minutes. After that, all resuspended particles are extracted. Thus, the shape of the first peak highly depends on these volumes. For example, if the “*Down*” volume is too small, the particles will be extracted too fast. Resuspension rate in the PW (R_{PW}) is calibrated by fitting with the same data and is also important, i.e. when that rate is too slow, the particles are not resuspended enough and thus are extracted too fast. R_{RT} (in h^{-1}) is calibrated with regards to the pollutant concentration observed within the last ten minutes of emptying. Indeed, that increasing load at the end of emptying is due to the resuspension of pollutants accumulated at the bottom of the retention tank. Finally, the particle accumulation in the PW (A_{PW} in h^{-1}) is calibrated by fitting the mass of particles that has accumulated at the bottom of the PW as observed in the tank.

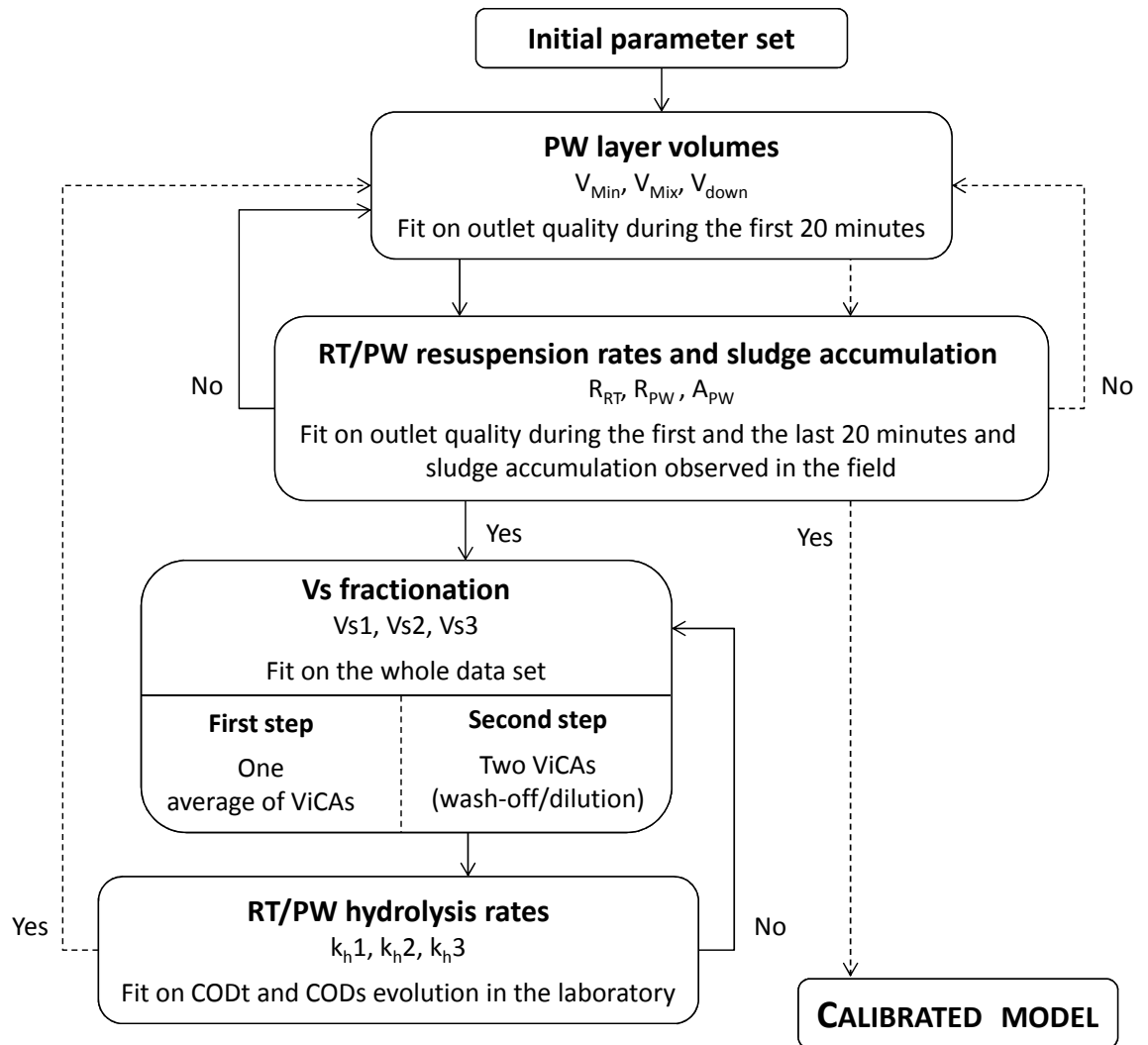


Figure 8.3: Model parameter calibration steps.

Vs fractionation

Based on an approach proposed by Vallet (2011), the Vs fractionation is based on measurements carried out with the ViCAs protocol (Chebbo and Gromaire, 2009). This calibration approach was published in Maruejous *et al.* (2012). Nevertheless, the different Vs combinations tested are detailed in Table 8.1.

First step (one ViCAs): to illustrate this calibration step, particle Vs distributions from the influent samples are presented in Figure 8.4. The dashed curve (Figure 8.4a) is an average

made over all ViCAs results collected at the studied RT (ten data sets). The first step of the calibration is performed by moving the class limits (dotted lines) over that average curve until the resulting TSS and CODt concentration simulation results fit the measured concentrations in the outlet during emptying (see Figures 8.6 and 8.7). Then, the V_s assigned to that class are found by calculating the geometric average on the abscissa between the boundaries. For example, the limits drawn on Figure 8.4a correspond to the combination 1 presented in Table 8.1: class 1 = 10% of the total particle mass with a $V_{s1} = 0.014$ m/h; class 2 = 10% with a $V_{s2} = 0.16$ m/h; and class 3 = 80% with a $V_{s3} = 1.5$ m/h. Once the class limits are defined, the ViCAs curve defines the TSS fractions belonging to each of the three classes. Therefore those are not considered model parameters to be fitted.

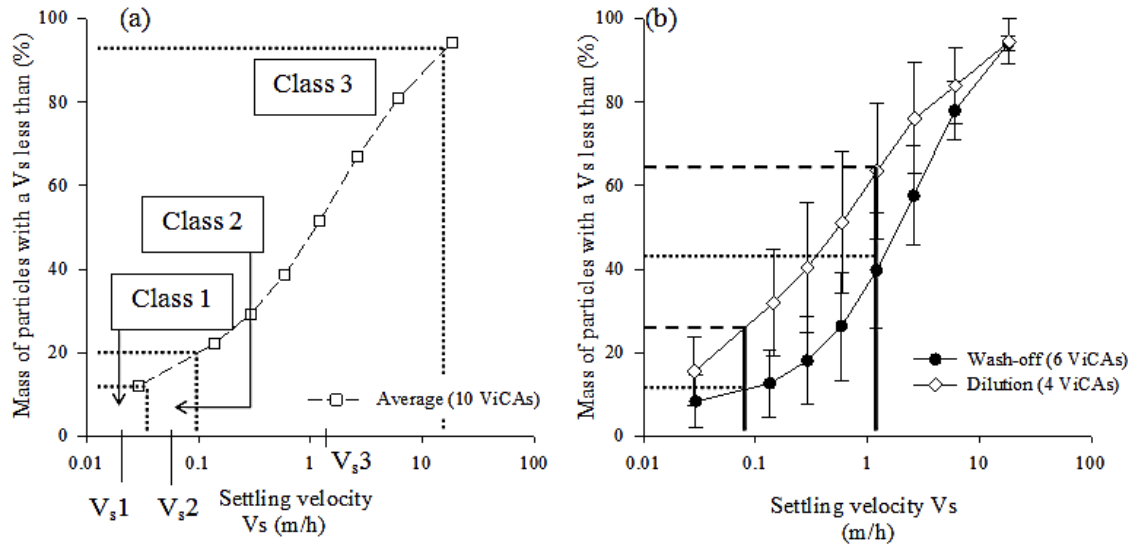


Figure 8.4: V_s fractionation description for the three classes' definition. (a) Calibration on one ViCAs average; and (b) V_s distributions used for calibration on two ViCAs averages (“Wash-off” and “Dilution” periods).

Second step (two ViCAs): in Figure 8.4b, two periods are distinguished since Maruejols *et al.* (2011) highlighted a possible correlation between concentration and V_s distribution. The “Wash-off” curve is an average of ViCAs results obtained over six samples collected during the first flush (Deletic, 1998; Bertrand-Krajewski *et al.*, 1998). Typically, that period corresponds to high pollutant concentrations. The “Dilution” curve is an average of ViCAs results from four samples collected during the period which comes after the “Wash-off”. The second step of the V_s fractionation calibration is performed using these two curves. The optimal V_s classes

found using one ViCAs average (combination 8 of the left column of Table 1) are then used as a basis to find the limits of the classes within both the “*Wash-off*” and “*Dilution*” periods. In Figure 8.4b, the two different ViCAs are shown with their peculiar TSS fractionation, i.e. three classes for the “*Wash-off*” period and three others for the “*Dilution*” period. The TSS concentration value separating the two periods is a new parameter to set. As in Maruejols *et al.* (2012), it was set to 100 g/m^3 . Again, this calibration method is based on TSS fractions being directly defined by setting on the Vs class limits, *i.e.* a unique fraction corresponds to a unique Vs for each ViCAs.

Hydrolysis rates

This process allows transforming a fraction of the X_{s1} , X_{s2} and X_{s3} into soluble COD, S_s . The parameters (k_{h1} , k_{h2} and k_{h3} in h^{-1}) are calibrated by fitting laboratory experimental results. The experiment to be conducted consists in measuring the evolution of the total and soluble COD in a water sample from the tank. This sample is inserted in a beaker and left settling for 24 hours in order to reproduce the storage conditions occurring in the tank. The measurements are collected in the middle of the beaker with a piston-driven air displacement pipette.

Once the calibration of the Vs fractionation and the hydrolysis rates are finalised, iteration is carried out to optimise the PW volumes, the resuspension and the sludge accumulation rates again before the model is considered completely calibrated.

8.3 Results and discussion

In this section, the chosen parameter values and the pollutographs resulting from the calibration and validation steps are presented and discussed. Two events were used for the calibration, while one was used for the validation step.

8.3.1 Calibration

Hydrolysis rates

Results of the hydrolysis rate calibrations (k_{h1} , k_{h2} , k_{h3}) using the values from Table 8.2 are reported in Figure 8.5. Laboratory experiments reveal a quite constant CODt and a slightly

increasing soluble COD, around $1\text{g}/\text{m}^3/\text{h}$. That means a fraction of the particulate COD is transformed in soluble COD. In the current study, the hydrolysis rate is important enough to be noticeable in laboratory tests. Nevertheless, the data are quite insensitive to it in the current simulations. Calibration was performed using the CODt and soluble COD results of a laboratory experiment.

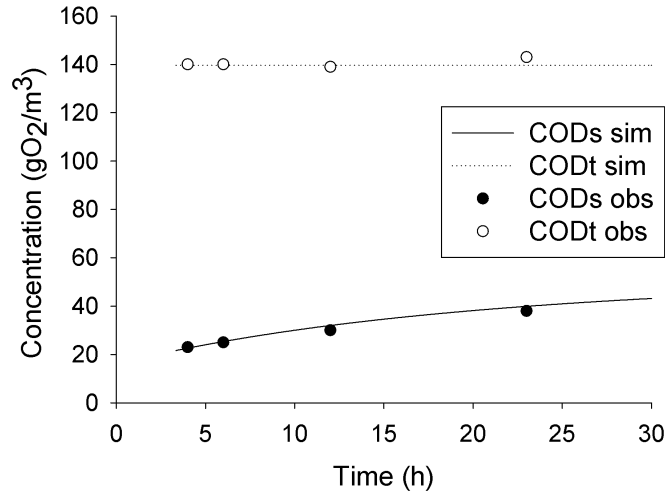


Figure 8.5: Calibration results of the hydrolysis rate.

Vs fractionation calibration steps

Eight combinations were tested for the Vs fractionation (Table 8.1). For example, the percentage values on the left columns of Table 8.1 represent the three fractions of the particle mass assigned to the three Vs. The first six combinations were chosen to cover the most extreme range of possibilities in terms of fractions. An extreme is represented by the classes made up of one big fraction (80% of the total particle mass) and two small ones (10%). The seventh is an equal distribution of the mass between the three classes and the eighth one is the optimal combination found fitting the measured concentrations at the pump outlet.

Parameter set up

As explained earlier, Table 2 includes the thirteen parameters of the calibration plus the six fractions which are directly dependent on the Vs choice (in bold). Parameters in grey zones are fixed from laboratory experiments. Their value is thus automatically set when the Vs class

limits are set. The grey zone means that those parameters are defined by the calibration of the Vs and are not to be calibrated further. Volume V_{Min} is close to what is expected based on field observation, *i.e.* around 13 m³ of stored water remaining in the PW after emptying.

Table 8.1: Vs fractionation combinations tested: (a) first step on the left, using solely one ViCAs average over the whole event. TSS fractions represents "class 1 - class 2 - class 3". Once the different Vs defined, (b) second step on the right, using the Vs previously defined, the TSS fractions obtained using two ViCAs averages.

Combination number	One ViCAs average		"Wash-off" period	"Dilution" period
	TSS fractions (%)	Vs (m/h) Vs1-Vs2-Vs3	TSS fractions (%) $f_w1-f_w2-f_w3$	TSS fractions (%) $f_d1-f_d2-f_d3$
	1	10-10-80	0.014-0.016-1.5	8-7-85
2	20-20-60	0.035-0.31-3.9	15-20-65	30-25-45
3	10-80-10	0.014-0.5-15	8-82-10	15-75-10
4	20-60-20	0.035-0.85-10.7	15-62-23	30-55-15
5	80-10-10	0.25-8.5-15	77-13-10	85-5-10
6	60-20-20	0.14-3.5-10.7	52-25-23	70-15-15
7	33-34-33	0.075-1.33-7.8	25-40-35	50-25-25
8	15-40-45	0.024-0.33-5.85	9-13-78	23-47-30

Table 8.2: Parameter values resulting from calibration. Grey zones indicate parameters that are obtained from laboratory experiments.

Parameters		Calibrated values	Parameters		Calibrated values
<i>PW layer volumes</i>	V_{Min} (m ³)	13	<i>Hydrolysis rates</i>	k_h1 (h ⁻¹)	2
	V_{Mix} (m ³)	40		k_h2 (h ⁻¹)	1.5
	V_{Down} (m ³)	11		k_h3 (h ⁻¹)	0.5
<i>Resuspension rates</i>	R_{PW} (h ⁻¹)	200	<i>Fraction wash-off</i>	f_w1 (%)	9
	R_{RT} (h ⁻¹)	1000		f_w2 (%)	13
<i>Accumulation</i>	A_{PW} (%)	83		f_w3 (%)	78
<i>Settling velocities</i>	Vs1 (m/h)	0.024	<i>Fraction dilution</i>	f_d1 (%)	23
	Vs2 (m/h)	0.33		f_d2 (%)	47
	Vs3 (m/h)	5.85		f_d3 (%)	30
Wash-off/Dilution TSS limit	Lim (g/m ³)	100			

Model calibration results

Calibration of the other parameters was carried out using two different events: July 27th 2009 (Figure 8.6) and September 27th 2009 (Figure 8.7). These figures show the effluent concentrations comparing the collected data against the simulated data. The two variables for this calibration are the TSS (on the left) and the CODt (on the right) concentrations. The flow at the effluent is represented by the dashed line.

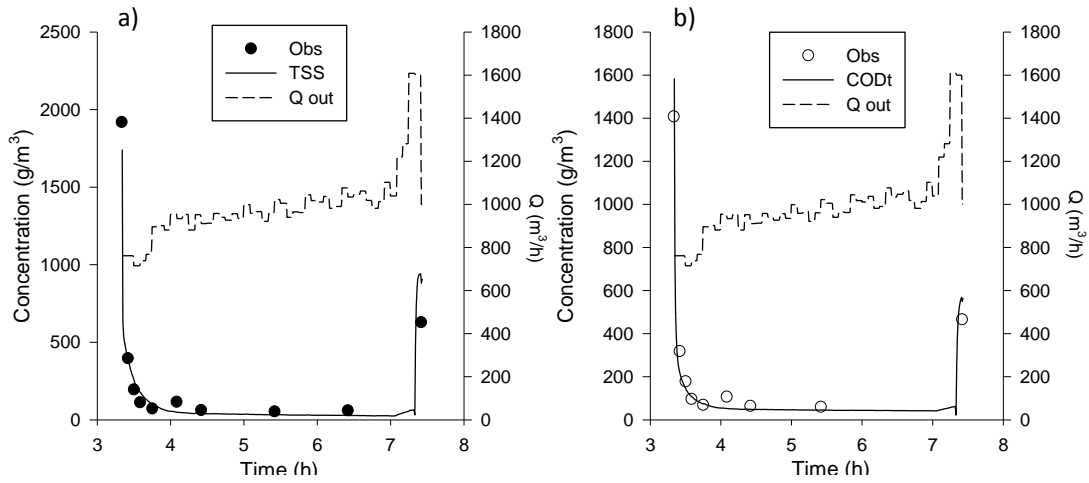


Figure 8.6: Calibration results for the July 27th 2009 event. (a) On the left, the effluent TSS concentration; and (b) on the right, the effluent CODt concentration.

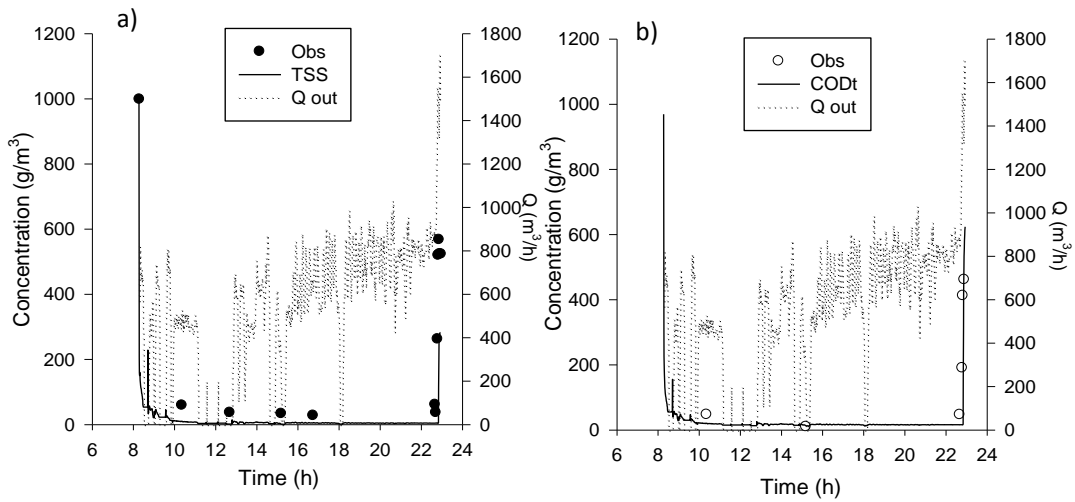


Figure 8.7: Calibration results for the September 27th 2009 event. (a) On the left, the effluent TSS concentration; and (b) on the right, the effluent CODt concentration.

Concerning the July 27th 2009 event, the emptying lasts about four hours without any interruption. It started about three hours and twenty minutes after water entered the tank. The outflow rate remained quite constant until the last fifteen minutes where it almost doubles. The first peak in concentrations, resulting from the initial conditions, is well simulated. Indeed, that initial peak corresponds to the extraction of particles remaining in the PW from the previous event. To represent that initial mass, the model needs to set initial conditions. It is obvious that the Vs distribution is not equi-proportional for each class. Thus, a first warm-up simulation is run to set the particle distribution remaining in the PW as initial conditions for the intended simulation (see Maruejols *et al.*, 2012 for more details). Both for the TSS and CODt concentrations, most of the time values are a little bit underestimated whereas for the last peak, the model fits quite well.

The emptying of the September 27th 2009 event lasts more than fourteen hours and starts about eight hours after filling has begun. That long emptying period is explained by many interruptions of the pumps due to roadwork occurring on the catchment which brought an unusual quantity of sand in the pumping well. In general, the TSS concentration is slightly underestimated (for the lowest values, around 15 g/m³ for the measurements and around 5 g/m³ for the simulation). However, the CODt is quite well simulated even at low concentrations.

One can observe the good fit of the model with the data collected for both of these events for TSS and for CODt. Nevertheless, it can be noticed that the CODt concentrations are more properly reproduced, specifically for the middle periods of the emptying and the final peaks.

8.3.2 Validation

July 13th event was chosen for validation. Parameters of Table 8.2 are used and results are presented in Figure 8.8. The emptying starts rather soon after the end of filling and lasts about nine hours. The total stored volume is emptied in two periods. The first pump activation lasts only about 15 minutes and results in the “*initial*” peak (from 2.54 hours to 2.8 hours). A large part of the matter remaining in the PW from the previous event is released. Nevertheless, the last fraction of that remaining matter plus the particles that settled during the ten hours of storage are extracted within the second emptying period, that starts around 12h00. This second concentration peak, which is actually a second “*initial*” phase, could

not be validated by observations since none were collected. Between these two periods, no concentrations were calculated since no flow is pumped. One can notice that for CODt, the final phase is overestimated by the model (around 800 g/m^3). In general, values observed in the field (TSS = 238 g/m^3 and CODt = 168 g/m^3) are lower than the observed ones (around 500 g/m^3).

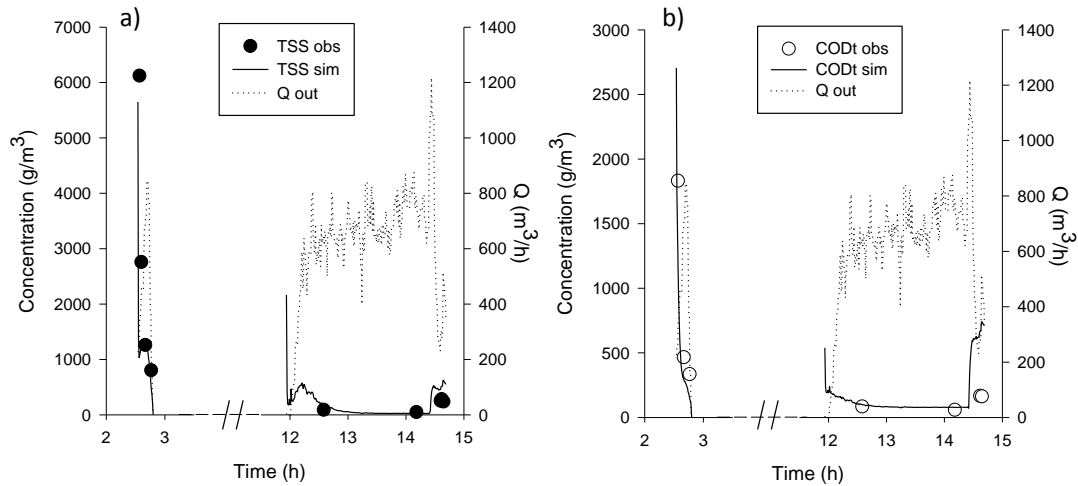


Figure 8.8: Validation results for the July 13th 2010 event: (a) on the left, TSS effluent concentrations; and (b) on the right, CODt concentrations.

8.4 Conclusion

The performance assessment of a new model describing pollutant behaviour in an off-line combined sewer retention tank has been carried out using full-scale field data. It is a 1-D phenomenological model requiring only a short simulation time. The pollutant dynamics are reproduced through three main processes: sedimentation, resuspension of the particles and hydrolysis of the biodegradable particulate COD. As far as the authors know, this is the first paper 1) proposing a method for the calibration of a retention tank model; and 2) showing the results of its validation. Retention tank emptying impacts both the receiving water bodies and the WwTP. This is an important issue of integrated wastewater management and this study illustrates the potential of such a model to properly describe the water quality in combined sewers and at the influent of a WwTP. This model has been developed to allow its integration in a “sewer – WwTP” system model. Different scenarios of emptying rules can now be tested

to estimate the impact on the WwTP efficiency, *i.e.* scheduling the emptying of the different tanks in a sewer system in order to dilute the highest loads or bypassing the less loaded volumes to minimize the hydraulic shocks at the WwTP.

This study provides a useful tool for integrated urban wastewater management, the performance of which has been assessed using full-scale field data. In the frame of a global approach, modelling establishes itself as essential for the understanding of wastewater engineering issues.

Chapitre 9

Implantation du modèle de BR dans
un système intégré "réseau - STEP" :
impact de la vidange de BR sur le
traitement primaire

Préambule

Le chapitre suivant répond au sous-objectif 4 de l'objectif 2. Le but du chapitre est de poser les bases d'une étude d'intégration dans un contexte "réseau - bassin de rétention - traitement primaire". Il montre la possibilité et l'intérêt d'intégrer le modèle de BR pour un suivi des classes de particules tout au long du cheminement de l'eau dans le système urbain d'eaux usées. Une amélioration de ce chapitre fera l'objet prochainement d'une soumission à la *2ème Conférence Water Research* qui aura lieu en janvier 2013.

Résumé

Le modèle intégré de système urbain des eaux usées se concentre sur la partie "réseau - bassin de rétention - traitement primaire". Il permet de reproduire l'évolution de la distribution des vitesses de chute tout au long du système. La distribution est décrite par trois classes de particules aux vitesses de chute distinctes. Il est validé par la reproduction en temps sec de la distribution de vitesses de chutes obtenues dans un affluent et un effluent de décanteur primaire. Différents scénarios permettent de mettre en évidence l'impact d'un choc hydraulique en entrée d'usine de traitement tant sur la répartition des charges, que sur la distribution de la vitesse de chute à l'effluent du traitement primaire. Les résultats montrent qu'un choc hydraulique en entrée de traitement primaire va favoriser une fraction de particule à vitesse de chute élevée au détriment d'une fraction à vitesse de chute plus faible. La simulation de scénarios montre que le décalage dans la séquence des vidanges et la dérivation d'un excès d'affluent permettrait de garder des concentrations plus stables à l'effluent et donc aurait moins d'impact sur le traitement. Néanmoins, il engendrerait des rejets directs au milieu naturel non négligeables.

Implantation du modèle de BR dans un système intégré "réseau - STEP" : impact de la vidange de BR sur le traitement primaire

9.1 Introduction

Le développement continu des infrastructures de drainage et de traitement des eaux usées nécessite une gestion plus avancée du système et des interactions entre les divers sous-systèmes qui constituent un système d'assainissement. Cette intime interconnexion entre les sous-systèmes peut se traduire par des effets inattendus. Par exemple, une structure mise en place dans un réseau unitaire, tel un bassin de rétention (BR), permet de réduire le nombre de rejets directs à l'environnement. Néanmoins, on peut se poser des questions quant au bilan environnemental global de la mise en place de ces structures. La diminution du rendement de l'usine de traitement (choc hydraulique et charge de polluants) est-il plus polluant pour le milieu récepteur que les rejets directs (bilan global positif ou négatif?) (Lindholm, 1985). La complexité de ces problématiques est telle que la modélisation peut apporter des éléments de réponse. Depuis les années 1990, les études intégrant les systèmes de ruissellement, de réseau, de traitement et de rivière se multiplient (Lessard et Beck, 1990 ; Rauch et Harremoës, 1996 ; Vanrolleghem *et al.*, 1996).

Si les processus de transformation préoccupent les chercheurs depuis longtemps pour la modélisation du traitement des eaux, la prise en compte des transformations se déroulant au sein des réseaux est plus récente. En effet, les premiers modèles de réseau décrivant ces processus sont apparus dans les années 1980 (Rauch *et al.*, 2002). Même s'il est aujourd'hui admis que le réseau se comporte comme un réacteur, plusieurs modèles ne considèrent pas ces processus (Lindblom *et al.*, 2001). Pourtant, de bonnes simulations en sortie d'usine de traitement passent nécessairement par une bonne prévision de l'affluent de celle-ci. Qui plus est, la mise en place de bassins de rétention en réseau unitaire nécessite des modèles performants décrivant la qualité des eaux et ayant des temps de calcul courts pour pouvoir être intégrés dans des modèles de systèmes plus complexes.

Dans la littérature, les modèles de réservoirs existants décrivent les processus physiques (*e.g.* décantation, resuspension) de manière assez simple et très rarement les processus biologiques (*e.g.* hydrolyse, production de sulfure d'hydrogène). La sédimentation est typiquement mo-

délimitée avec une équation de premier ordre (Wong et Geiger, 1997; Van de Moortel *et al.*, 2009), soit en utilisant une vitesse de chute (V_s) moyenne (Lessard et Beck, 1988; 1991), un taux d'enlèvement (Lessard et Beck, 1991; SWMM Rossman, 2009) ou encore, en utilisant le taux de débordement, e.g. compris dans le nombre d'Hazen (Luyckx *et al.*, 2002; Rossi *et al.*, 2005). Plusieurs auteurs notent l'importance de la distribution de la vitesse de chute pour modéliser les processus observés en réseau unitaire (Huebner et Geiger, 1996; Frehmann *et al.*, 2005; Boxall *et al.*, 2007). Cette variable est facilement mesurable à l'aide du protocole ViCAs (Chebbo et Gromaire, 2009). Ce qui permet de définir des classes de particules différentes pour une meilleure modélisation des phénomènes de sédimentation en traitement des eaux (Vallet, 2011; Chapitre 7 ci-dessus).

À chaque classe de particules est théoriquement associée une quantité de polluants. Si l'on soupçonne depuis longtemps que la qualité du traitement des eaux usées est dépendante de la taille des particules (Levine *et al.*, 1985, 1991), on peut soupçonner une corrélation similaire avec la vitesse de chute. Levine *et al.* (1991) émettent l'hypothèse d'un impact de la taille de particules sur les cinétiques de procédés d'une usine de traitement, comme l'hydrolyse. Hvitved-Jacobsen et Vollertsen (1998) ont étudié la répartition de la matière organique dans les sédiments de réseaux unitaires en fonction des vitesses de chute des particules. Ils montrent que 80% de la matière organique a une vitesse de chute supérieure à 9.36 m/h, et par conséquent la matière organique est donc principalement associée à de fortes V_s . Cette valeur paraît étonnante car, en temps de pluie, une grande fraction de la masse ayant une forte vitesse de chute provient notamment des sables lessivés. Même si cette valeur semble élevée, elle indique une tendance sur la répartition de la matière organique sur les MeS. Cependant, ils observent aussi que la matière organique associée aux faibles V_s est plus rapidement biodégradée que celle associée aux fortes V_s . Une augmentation de la fraction de MeS ayant une forte V_s couplée avec une augmentation de débit en entrée d'usine pourrait ainsi avoir comme effet d'augmenter la quantité de matière organique à l'effluent du traitement primaire. En effet, le choc hydraulique a pour effet de diminuer le rendement du décanteur. Le traitement secondaire pourrait ensuite subir un ralentissement du temps d'hydrolyse et un besoin plus important en oxygène.

Les travaux présentés ici portent sur la modélisation d'un système intégré inspiré d'un cas réel composé d'un réseau unitaire, d'unités de stockage en réseau et d'un traitement primaire. Les objectifs de cette étude sont : 1) la validation de l'intégration d'un nouveau modèle de bassin de rétention par la reproduction du comportement de trois classes de particules dans le système ; 2) le suivi des charges de polluants en temps de pluie tout au long du système ; et 3) l'estimation de l'impact possible de différents scénarios de gestion en temps de pluie sur le traitement primaire. Dans cette optique, quatre scénarios sont proposés.

9.2 Matériel et méthodes

Dans un premier temps, la composition du modèle est détaillée expliquant les connexions, entrées et sorties des modèles. Ensuite, le scénario de temps sec (TS), qui est la référence, et les quatre scénarios de temps de pluie (TP) sont présentés. Les différents sous-modèles mathématiques composant le système sont expliqués, soit : le bassin de rétention, le décanteur primaire et le réseau unitaire. Les données d'hydraulique et de qualité alimentant le système (intrants) sont ensuite détaillées. Les paramètres utilisés dans chaque modèle sont reportés dans le Tableau 9.3. Enfin, la prise en compte d'une variation de la distribution des vitesses de chute est présentée.

9.2.1 Composition du modèle intégré

Le système étudié est composé de trois bassins versants, chacun avec un bassin de rétention localisé le long d'un intercepteur débouchant sur un système de traitement primaire (Figure 9.1). Les temps de parcours entre les bassins BR1, BR2 et BR3 et le traitement primaire sont respectivement de 80, 40 et 30 minutes. Les BR sont de volumes identiques (Tableau 9.1). Chaque BR est connecté à un collecteur drainant un débit de temps sec provenant d'un bassin versant différent. Les caractéristiques de ces trois bassins versants sont identiques (même intrants en temps sec et temps de pluie et mêmes volumes de BR). L'intercepteur (composé de réservoirs en cascade) rejoint l'entrée d'un traitement primaire qui est composé d'un décanteur primaire dimensionné pour un taux de débordement de $1.6 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ pour un débit journalier moyen. Les sorties du modèle sont l'effluent du décanteur, le soutirage des boues du décanteur, les débordements des BR et la dérivation de secours à l'entrée de l'usine. Les points d'observation des variables sont situés à l'entrée du décanteur et à chaque sortie du modèle.

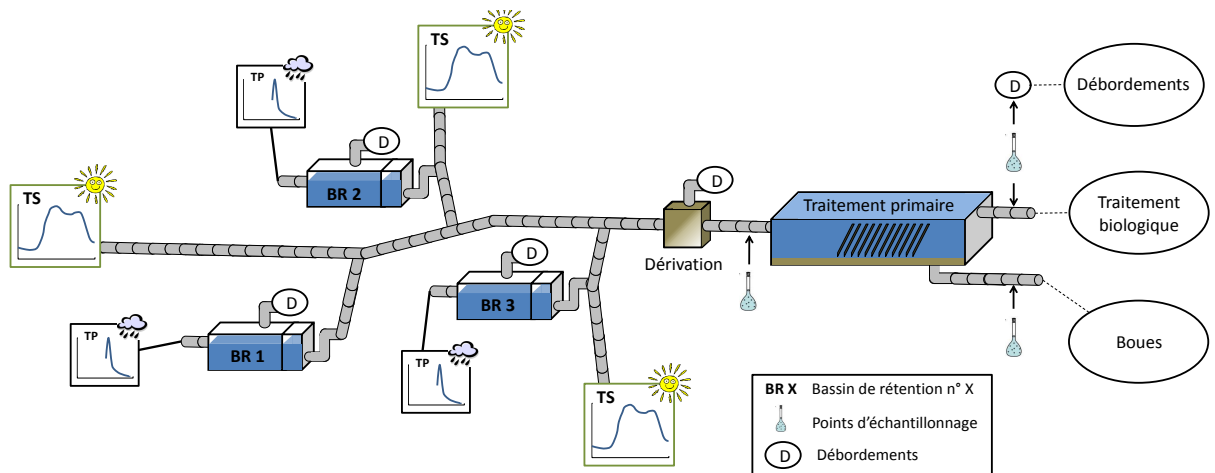


FIGURE 9.1 – Schéma du système intégré avec les intrants et les points d'échantillonnage de la distribution des vitesses de chute (TS = temps sec, TP = temps de pluie).

Tableau 9.1 – Dimensions des infrastructures.

	Décanteur	BR (pour 1 bassin)	Réseau (pour 1 réservoir)
Volume (m ³)	6 000	7 580	200
Surface (m ²)	1 200	1 500	200

9.2.2 Définition des scénarios

Les règles de gestion distinguant chaque scénario se focalisent sur deux paramètres, la séquence de vidange des BR et le débit de dérivation en entrée d'usine. Un premier scénario représentant le temps sec sert de référence pour comparer les autres. Le Tableau 9.2 récapitule les caractéristiques de chaque scénario. Les scénarios sont les suivants :

- *Scénario 0* : Aucune pluie, seulement du temps sec (TS) dans le système (scénario de référence) ;
- *Scénario 1* : Les trois BR sont vidangés en même temps. La dérivation de secours n'a pas de seuil de débit, toute l'eau est envoyée au traitement primaire ;
- *Scénario 2* : Les trois BR sont vidangés à une heure d'intervalle (BR3, puis BR2 et enfin BR1). La dérivation n'a pas de seuil de débit ;
- *Scénario 3* : Les trois BR sont vidangés en même temps. Le seuil de dérivation est fixé à 2 fois le temps sec (TS) ; et
- *Scénario 4* : Les trois BR sont vidangés à une heure d'intervalle. Le seuil de dérivation est fixé à 2 fois le temps sec (TS).

Tableau 9.2 – Synthèse des caractéristiques des scénarios.

	Vidanges simultanées	Vidanges décalées (1 heure)	Pas de dérivation	Dérivation (2 x TS)
Scénario 0 (réf.)				
Scénario 1	✓		✓	
Scénario 2		✓	✓	
Scénario 3	✓			✓
Scénario 4		✓		✓

9.2.3 Description de chaque modèle du système

Modèle de bassin de rétention : Le modèle de bassin de rétention (BR) est celui proposé dans les Chapitres 7 et 8. C'est un modèle dynamique en une dimension de bassin hors-ligne où la MeS est fractionnée en trois classes de particules aux Vs différentes. Il décrit la sédimentation et la resuspension des particules dans le bassin et dans le puits de pompage. La description de l'hydrolyse est reproduite par une équation du premier ordre. Il est vidangé par pompage et ne peut avoir de débit sortant tant qu'un débit entre dans le bassin. Le modèle a été calibré et validé sur des données réelles.

Modèle de décanteur primaire : Le modèle utilisé est celui de Takacs *et al.* (1991). A l'origine, ce modèle a été développé pour représenter la décantation secondaire, mais Gernaey *et al.* (2001) ont montré l'adaptabilité du modèle à un contexte de décantation primaire. Le modèle a été modifié pour prendre en considération trois classes de particules ayant trois vitesses de chute différentes mais constantes (et non pas dépendantes de la concentration en MeS comme pour le modèle de Takacs *et al.*, 1991). Cette approche a déjà été validée par Bachis *et al.* (2012). La vitesse de chute n'est pas issue d'un modèle, mais d'une mesure. La performance du modèle a été estimée à l'aide de données réelles obtenues lors d'une campagne de mesures menée durant dix jours à l'usine de Norwich (Grande-Bretagne) (Lessard et Beck, 1988).

Modèle de réseau : L'intercepteur principal est reproduit par une série de neuf réservoirs linéaires en cascade (Équations 9.1 et 9.2). La qualité est reproduite par une série de neuf réacteurs complètement mélangés à volume variable (Équation 9.3). Le modèle a été modifié pour prendre en considération trois classes de particules notées j . Chacun des trois collecteurs connectés à l'intercepteur est modélisé par un seul réservoir linéaire. Le temps de parcours

dans l'intercepteur est de 80 minutes. Le modèle a été calibré en temps sec sur le modèle SWMM de la Ville de Québec (Wipliez, 2011). Quand le volume des réservoirs dépasse les seuils de volume maximal et minimal (voir section 9.2.5), les réacteurs ont un volume fixe équivalent soit à V_{min} soit à V_{max} .

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_{in}(t) - Q_{out}(t) \quad (9.1)$$

$$Q_{out}(t) = \frac{1}{K}V(t) \quad (9.2)$$

$$\frac{dC_j(t)}{dt} = \frac{C_{in,j}(t)Q_{in}(t) - C_j(t)Q_{out}(t)}{V} \quad (9.3)$$

Q_{in}	Débit entrant (m^3/s);
Q_{out}	Débit sortant (m^3/s);
$C_{in,j}$	Concentration entrante de la classe j (g/m^3);
C_j	Concentration de la classe j dans le réacteur (g/m^3);
V	Volume de l'eau (m^3); et
K	Constante de stockage (s).

9.2.4 Intrants du modèle

La Figure 9.2 présente les intrants de temps sec et de temps de pluie. Ces deux graphiques sont utilisés pour chacun des bassins versants du système reproduit. Dans ce modèle, l'hypothèse a été faite qu'un régime hydraulique de temps sec (TS) est retrouvé dans le réseau avant que les bassins ne commencent leur vidange. Les débits de TS sont tirés de Wipliez (2011). Ils ont été mesurés au niveau de la chambre de contrôle du bassin de rétention de Saint-Sacrement. Les données de MeS de TS sont inspirées des campagnes d'échantillonnage à la chambre de contrôle du bassin de rétention de Saint-Sacrement (Annexe A). Les intrants de temps de pluie sont des données brutes d'un échantillonnage réalisé le 27 juillet 2009. Les heures de remplissage et de vidange ont été avancées de neuf heures dans la journée car l'effet de dilution de l'affluent d'usine de traitement est plus clair lorsque la vidange est retournée pendant les heures de pic de consommation (entre 7h00 et 18h00). Ainsi, le débordement commence aux alentours de 5h00 et se termine vers 8h00. La vidange commence seulement 5 minutes après la fin du débordement vers le milieu récepteur et se termine après 12h00 (Figure 9.2).

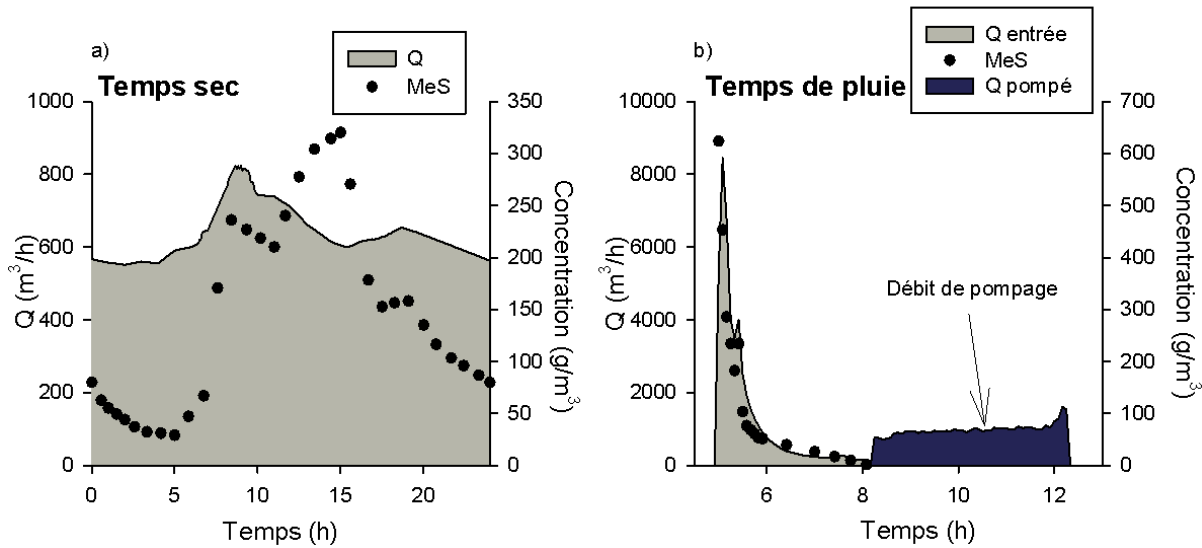


FIGURE 9.2 – Données d'hydraulique et de MeS servant comme entrée du modèle. a) intrants correspondant au temps sec ; et b) intrants correspondant au temps de pluie.

Le système est hypothétique, mais néanmoins inspiré du cas réel de la Ville de Québec (Canada). Les intrants et la calibration des divers modèles sont basés sur des données réelles. Le débit journalier moyen en entrée de décanteur est de $1\,900\text{ m}^3/\text{h}$ (soit $630\text{ m}^3/\text{h}$ pour chaque bassin versant). Les concentrations moyennes journalières en MeS pour le temps sec sont d'environ $150\text{ g}/\text{m}^3$.

Aucune donnée de qualité n'est associée à la période du débit de pompage (Figure 9.2). Cette période étant la vidange, la qualité est une sortie de modèle, mais le débit étant réalisé par pompage, les données de débit sont des intrants du modèle.

9.2.5 Paramètres du système

Les paramètres de chaque modèle sont reportés dans le Tableau 9.3. Les paramètres du BR sont issus d'une calibration présentée au Chapitre 8. Les paramètres de fractionnement des vitesses de chute sont présentés dans la section suivante.

9.2.6 Un fractionnement dynamique des vitesses de chute

Tel que mis en avant dans les chapitres précédents, une corrélation entre la V_s et la concentration en MeS a été observée. Le modèle de BR utilisé en calibration et validation (Chapitre 8)

Tableau 9.3 – Valeurs des paramètres pour chaque modèle.

Modèle	Nom du paramètre	Symbole	Valeur
Bassin de rétention	Vs clas.1 (m/h)	$Vs1$	0.02
	Vs clas.2 (m/h)	$Vs2$	0.35
	Vs clas.3 (m/h)	$Vs3$	5.85
	Volume des couches du puits (m ³)	V_{min}	13
		V_{mix}	40
		V_{down}	11
	Taux de resuspension (h ⁻¹)	R_{PW}	200
		R_{RT}	1 000
	Accumulation (%)	A_{PW}	83
	Taux d'hydrolyse (h ⁻¹)	k_h1	2
		k_h2	1.5
k_h3		0.5	
Décanteur primaire	Vs clas.1 (m/h)	$Vs1$	0.02
	Vs clas.2 (m/h)	$Vs2$	0.35
	Vs clas.3 (m/h)	$Vs3$	5.85
	Nombre de couches	N	10
	Débit de soutirage (m ³ /h)	Q_{under}	16
Réseau	Constante de réservoir (h)	K	0.1389
	Volume maximum (m ³)	V_{max}	200
	Volume minimum (m ³)	V_{min}	20

permet de faire varier les fractions de MeS associées à chaque classe selon la concentration en MeS à l'entrée du modèle. Le profil du fractionnement des Vs peut prendre deux formes selon que la concentration en MeS soit supérieure ou inférieure à une valeur seuil. Le fractionnement et la valeur seuil sont différents pour le temps sec et le temps de pluie. Ces valeurs seuils ont été déterminées à l'aide des données ViCAs récoltées (voir Chapitres 5 et 6). Les valeurs sont reportées dans le Tableau 9.4.

Tableau 9.4 – Fractionnement de chaque classe selon la concentration en MeS.

	Seuil (MeS) (g/m ³)	MeS < seuil (%)			MeS > seuil (%)		
		Clas.1	Clas.2	Clas.3	Clas.1	Clas.2	Clas.3
Temps sec	200	38	32	30	20	30	50
Temps de pluie	100	23	47	30	9	13	78

9.3 Résultats et discussion

Une première partie est consacrée à la simulation du temps sec (TS) : le pollutographe obtenu à l'effluent du décanteur et la distribution des classes de particules sont présentés. La performance du modèle intégré est évaluée par comparaison entre les mesures sur le terrain et les simulations de la distribution des Vs en entrée et en sortie du décanteur en TS. Ensuite, l'analyse se concentre sur les charges en MeS aux différents exutoires du système selon les quatre scénarios de temps de pluie. Enfin, une analyse de la répartition des charges des différentes classes de particules retrouvées à l'effluent du décanteur est réalisée.

9.3.1 Scénario 0 : Validation du modèle intégré basée sur la distribution des vitesses de chute des particules

Dans un premier temps, la Figure 9.3 présente les pollutographes à l'effluent du décanteur issus de la simulation en TS (scénario 0). Cette simulation sert de référence pour comparer les résultats de simulation en TP. On remarque que les particules de la classe 3 (fortes Vs) sont totalement éliminées par le décanteur (la courbe se confond avec l'axe des abscisses) et que les concentrations de la classe 2 sont légèrement plus élevées que celles la classe 1 pendant les pics de concentration (entre 10h00 et 17h00).

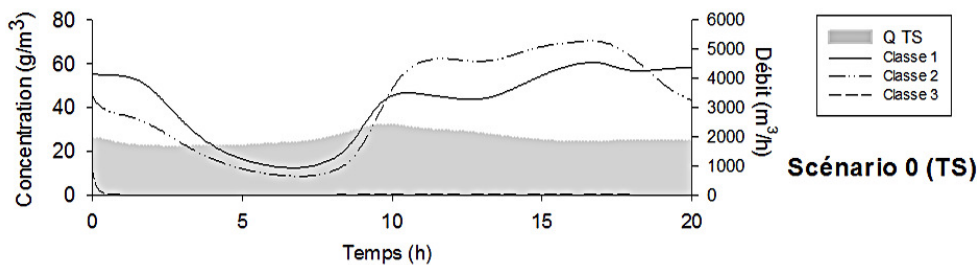


FIGURE 9.3 – Pollutographes simulés à l'effluent du décanteur primaire. Concentrations des trois classes de particules pour le scénario 0 de TS.

La distribution des classes de particules est présentée à l'entrée et à la sortie du décanteur primaire (Figure 9.1). Sur la Figure 9.4, la distribution des vitesses de chute simulée en temps sec est comparée avec des données mesurées sur le terrain à l'usine de traitement de la Ville de Québec (extraites du Chapitre 6). Il est important de mentionner que la distribution des

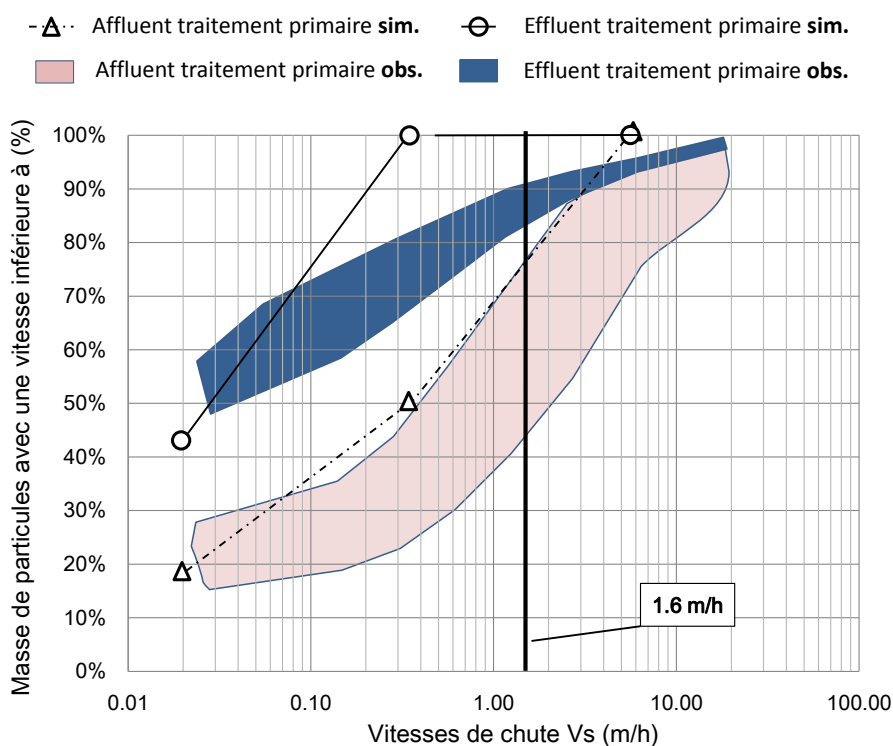


FIGURE 9.4 – Comparaison entre les distributions de vitesses de chute simulées et mesurées en temps sec. Les vitesses de chutes simulées sont observées à 12h durant la simulation.

vitesses de chute simulées autour du décanteur est complexe. En effet, c'est le résultat d'un mélange des classes de particules dans le réseau des différents bassins versants durant le temps de parcours et de l'effet du stockage des eaux en BR lors d'un évènement pluvieux (décantation/resuspension et hydrolyse).

Pour bien comprendre les résultats de la Figure 9.4, il faut souligner que les fractions de l'axe des ordonnées sont cumulés. Ainsi, la fraction allouée à la classe 3 (forte V_s) se lit en faisant la différence entre le troisième et le deuxième points. Les résultats montrent que les tendances sont généralement respectées avec un écart entre les courbes d'entrée et de sortie correspondant à ce qui a été observé sur le terrain. Néanmoins, il apparaît que les profils de vitesses de chute simulés sont généralement plus "légers" que ceux observés sur le terrain à l'effluent du décanteur. Cette tendance pourrait s'expliquer par une différence du nombre de classes de particules. Les données issues du terrain sont basées sur un fractionnement en neuf classes de particules, tandis que les données simulées sont fractionnées en trois classes. Par

exemple à l'effluent, toutes les particules de la classe trois ont décanté. Le cumul des deux premières classes fait 100% de la masse totale des particules, ce qui tire la courbe vers le haut. Avec un fractionnement plus fin, les 100% auraient été atteints pour des Vs plus fortes et les résultats auraient certainement été plus proches des valeurs mesurées sur le terrain.

9.3.2 Scénarios TP : Pollutographes simulés

Les concentrations de chaque classe de particules pour les quatre scénarios sont présentés sur la Figure 9.5. Les deux lignes verticales représentent la période où le temps de pluie influence l'effluent du décanteur primaire. En dehors de ces lignes, les pollutographes sont tous les mêmes (TS). En comparant le scénario 0 (TS) aux autres scénarios, il apparaît que la vidange des BR durant les pics de concentration de la journée dilue la concentration de TS (entre environ 10h00 et 15h00). Cependant, les charges ne sont pas affectées de la même manière (au contraire, voir la section suivante). Les scénarios simulant une vidange alternée des BR (scénarios 2 et 4) tempèrent cette dilution et engendrent moins de variations que lors de vidanges simultanées (scénarios 1 et 3). Généralement, les concentrations des classes 1 et 2 sont diminuées d'environ 50 g/m^3 à 35 g/m^3 aux alentours de 14h00. Néanmoins, cette diminution s'accompagne d'une légère augmentation de la classe 3 (fortes Vs) en raison du choc hydraulique.

L'augmentation, même légère, de la concentration de la classe 3 à l'effluent peut affecter le rendement d'un traitement subséquent. Dans la réalité, le fractionnement n'étant pas discrétisé, l'augmentation de particules "lourdes" peut être beaucoup plus importante. Les résultats de la Figure 9.5 sont donc à prendre comme des indices de tendance et non comme des valeurs exactes. En comparant les scénarios 1 et 2 (sans dérivation) aux scénarios 3 et 4 (avec dérivation), il semble qu'un faible débit influence principalement les particules "lourdes" et leur permet une meilleure décantation. En effet, les concentrations de la classe 3 sont de 4 et 2 g/m^3 pour les scénarios 1 et 2, et de 1 g/m^3 pour les scénarios 3 et 4. L'ajout d'une autre classe de particules ayant une Vs comprise entre la classe 2 et la classe 3 ou encore un fractionnement différent des trois classes pourraient permettre de mieux reproduire ce phénomène. Enfin, aux vues de ces simulations, il semble que le scénario engendrant le moins de variation à l'effluent d'un décanteur (en comparaison au TS) est le scénario 4, où une déri-

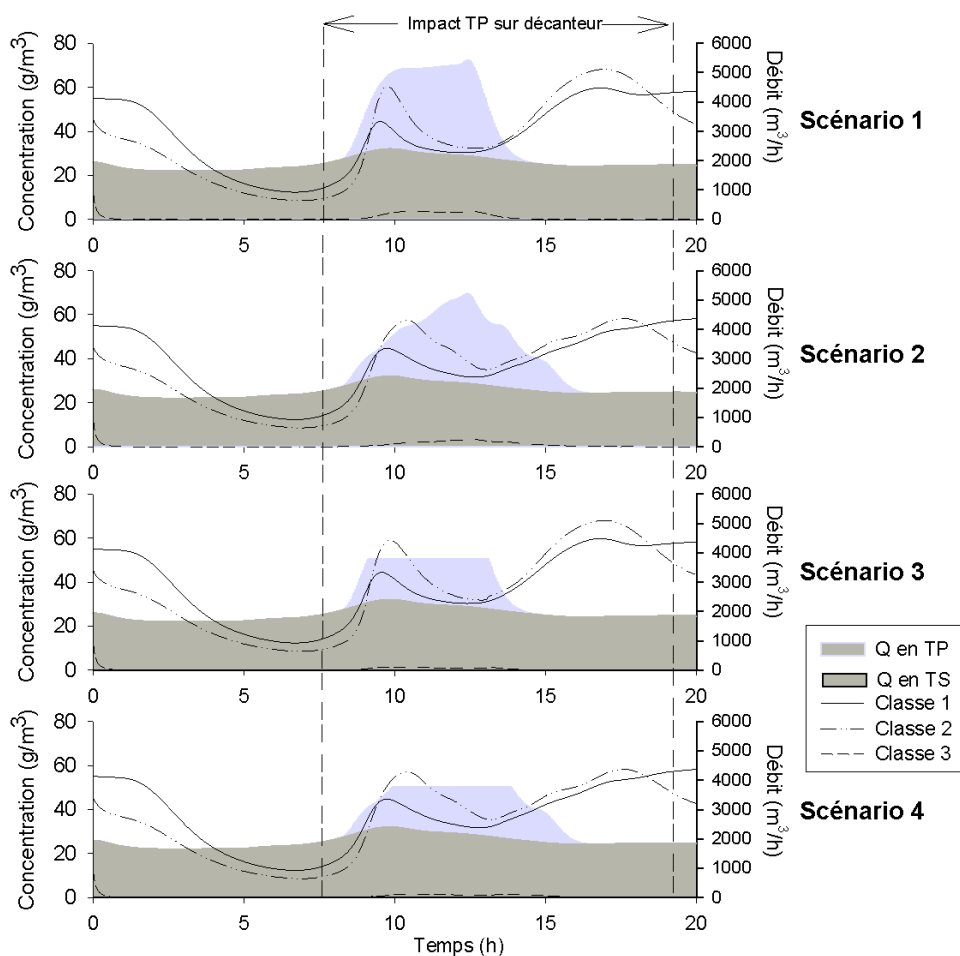


FIGURE 9.5 – Pollutographes simulés à l’effluent du décanteur primaire. Concentrations des trois classes de particules pour chacun des quatre scénarios de TP.

vation (charge hydraulique inférieure à l’affluent du décanteur) et un étalement des vidanges (pointes de concentration moins fortes) ont été ajoutés.

9.3.3 Scénarios TP : Répartition des charges

Sur les points d’échantillonnage montrés à la Figure 9.1, ont été réalisés des calculs de charge afin d’observer : la répartition des charges globales de MeS selon les scénarios et la répartition des classes de particules à l’effluent selon les différents scénarios. La charge de MeS totale contenue dans le temps de pluie est de 3 130 kg. Sans dérivation (scénarios 1 et 2), la vidange des 3 BR fait passer le débit en entrée d’usine d’environ 2 000 à 5 000 m³/h pendant 3 heures.

Répartition des charges globales de MeS

La Figure 9.6 présente la répartition des charges de MeS apportées par le temps de pluie ($L_{nette}(ScX)$) pour chacun des 4 scénarios. Les masses présentées en ordonnée sont les masses simulées ($L(ScX)$) relatives au scénario 0 ($L(Sc0)$) de TS (Équation 9.4). Ces masses soustraites pour le scénario 0 sont reportées sous les légendes de la Figure 9.6. Les trois sorties du modèle sont présentées.

$$L_{nette}(ScX) = L(ScX) - L(Sc0) \quad (9.4)$$

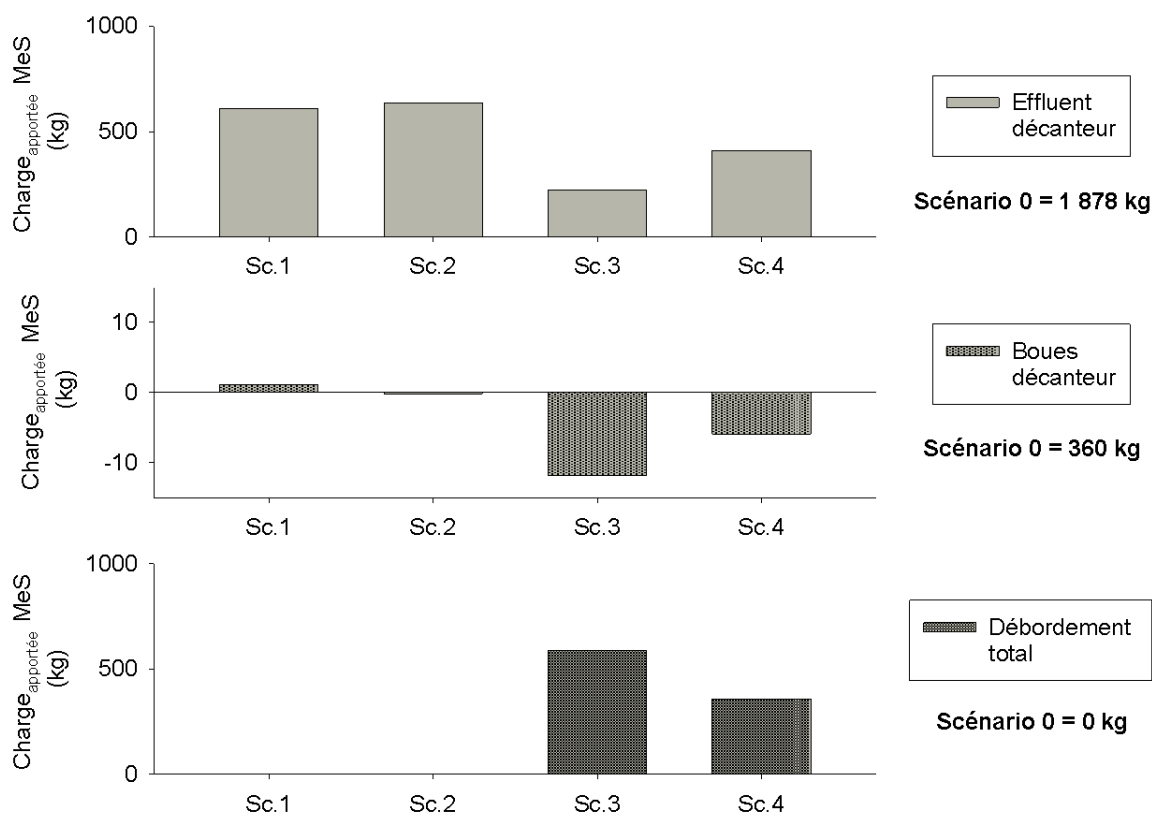


FIGURE 9.6 – Répartition des charges de MeS pour les 4 scénarios. Le débordement total est la somme des 4 rejets directs à l’environnement (voir Figure 9.1). Les masses affichées sont calculées selon l’Équation 9.1.

En comparant les scénarios 1 et 2, il apparaît que l'implantation d'un décalage dans les vidanges de BR diminue la charge retrouvée dans les boues du décanteur primaire. Environ 1 kg de MeS se retrouvent à l'effluent du décanteur plutôt que dans les boues lors de vidanges alternées. Cette diminution de charge est négligeable à comparer avec la charge contenue dans les boues en temps sec (360 kg). Un étalement des vidanges ne va donc pas améliorer la décantation des particules.

L'ajout d'une dérivation permet de diminuer la charge de l'effluent du décanteur d'environ 620 à 220 kg (pour le scénario 3) et à 410 kg (pour le scénario 4), ce qui revient à passer de 33% du TS à 10% (pour le scénario 3) et 20 % (pour le scénario 4). En effet en temps sec, l'effluent du décanteur comporte 1 880 kg de MeS durant la même période. Cependant, la charge du débordement passe de 3 kg (sans dérivation) à 590 kg (pour le scénario 3) et à 360 kg (pour le scénario 4). Dans ce cas, le traitement qui suivrait le décanteur aurait certainement une meilleure efficacité du fait d'une charge affluente plus faible. Aussi, la dérivation avant le traitement primaire de 2 fois le temps sec diminue légèrement la quantité de boues traitées au décanteur (entre 12 et 6 kg de boues en moins à comparer aux charges en TS).

En comparant les scénarios 3 et 4, l'implantation d'un décalage entre les vidanges semble être bénéfique pour le rendement du système. En effet, si la charge à l'effluent du décanteur est de 220 kg sans décalage, elle est de 410 kg avec décalage, ce qui est moins bon pour le traitement. Néanmoins, les rejets directs à l'environnement passent de 580 à 350 kg avec décalage et la charge de MeS contenues dans les boues est augmentée légèrement.

La faible variation de la charge retrouvée dans les boues du décanteur peut s'expliquer par un effet de compensation entre la classe 2 et la classe 3. Lors des pics de concentration, une grande partie de particules à fortes Vs (classe 3) se retrouve en entrée de décanteur, ces particules vont décanter très rapidement (même si une forte charge hydraulique est appliquée). De fait, en proportion, la diminution du rendement du décanteur sur la classe 2 (en raison du choc hydraulique) est compensé par une augmentation de la fraction particulaire en classe 3. Cet effet est donc dû à la discrétisation des classes de particules et pourrait être atténué en optimisant le fractionnement.

Les résultats obtenus ici ne permettent pas de définir de stratégie précise quant à la gestion des vidanges des BR et des seuils de dérivation du fait d'un modèle intégré incomplet. En effet, l'ajout d'un modèle de traitement secondaire prenant en compte les cinétiques de biodégradation en fonction des classes de particules (*e.g.* plus les particules décantent vite, plus la cinétique est lente) permettrait de mieux évaluer les impacts de chaque scénario sur l'environnement.

Répartition des charges des classes de MeS

Comme pour les valeurs de charges de la Figure 9.6, les charges en MeS de chaque classe de l'effluent du décanteur du scénario 0 ($L_j(Sc0)$) sont soustraites aux charges observées pour les autres scénarios ($(L_j \text{ nette}(ScX))$). Cette soustraction permet de voir les apports nets en MeS ($L_j \text{ nette}(ScX)$) résultant d'une pluie pour chaque scénario (Équation 9.5). En calculant la fraction des apports de chaque classe ($Fraction_j \text{ nette}(ScX)$) par rapport à la charge totale de MeS d'un scénario (Équation 9.6), il est possible de tracer le profil de distribution de Vs de la charge totale en MeS pour chaque scénario. Sur la Figure 9.7 sont reportés les profils de distribution de Vs pour chacun des scénarios. Le calcul pour chaque classe est le suivant :

$$L_j \text{ nette}(ScX) = L_j(ScX) - L_j(Sc0) \quad (9.5)$$

$$Fraction_j \text{ nette}(ScX) = \frac{L_j \text{ nette}(ScX)}{L_1 \text{ nette}(ScX) + L_2 \text{ nette}(ScX) + L_3 \text{ nette}(ScX)} \quad (9.6)$$

Tous les scénarios montrent la même tendance en termes d'apport des différentes classes de particules par rapport à une distribution de temps sec (Figure 9.7), *i.e.* la fraction de la classe 2 est diminuée au profit de la classe 1, mais surtout de la classe 3. De fait, si la fraction de la classe 3 est augmentée, cela signifie qu'un temps de pluie va amener plus de MeS avec de fortes Vs à l'étape de traitement par boues activées. Selon les études de Hvitved-Jacobsen et Vollertsen (1998) cela engendrerait une plus grande charge de matière organique se retrouvant dans le traitement subséquent. Selon les mêmes auteurs, cette matière a aussi la propriété d'être plus lentement biodégradable. Le traitement subséquent pourrait alors se trouver influencé par cet apport, avec des cinétiques d'hydrolyse plus lentes. Additionné au choc hydraulique, il

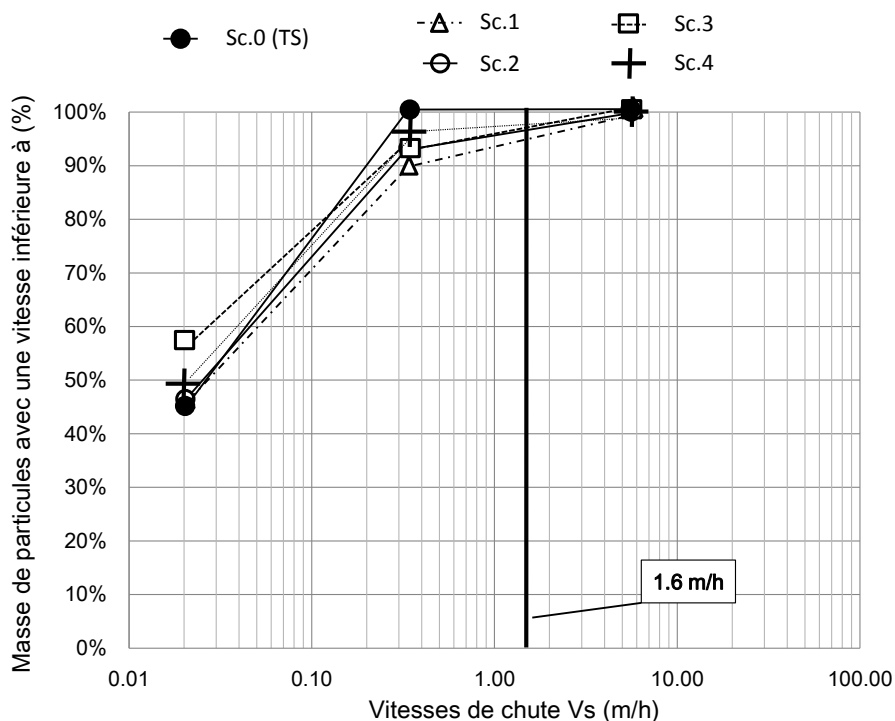


FIGURE 9.7 – Profils de distribution des vitesses de chute de la masse nette due au TP à l’effluent du décanteur.

pourrait en résulter une charge plus grande à son effluent. Au regard des différents scénarios, le scénario 4 cumulant une séquence alternée des vidanges et une dérivation des eaux excédent 2 fois le temps sec semble avoir une distribution de V_s des particules se rapprochant le plus de celui observé pendant le temps sec. D’un autre point de vue, si l’objectif de gestion est de chercher à maximiser une fraction plus "légère" des particules, il convient d’opter pour le scénario 3 tout en gardant à l’esprit qu’il engendrera une plus grande charge de MeS rejetée directement à l’environnement. Cependant, il faut garder à l’esprit que la dérivation n’est pas une solution générale car le pouvoir de traitement du milieu récepteur peut être très variable d’un cas à l’autre et que l’objectif est de traiter un maximum des eaux.

9.4 Conclusion

Un plan d'intégration du modèle de bassin de rétention à un système "réseau - usine de traitement" a été exposé. Le modèle intégré permet de suivre l'évolution de trois classes de particules tout au long du système. La reproduction de l'évolution de ces classes a ensuite été validée par la reproduction de la distribution des vitesses de chute à l'affluent et à l'effluent d'un traitement primaire.

Un des points critiques de la gestion des vidanges de BR est le comportement de la classe de particules ayant une forte vitesse de chute du fait de sa forte teneur en matière organique et de sa difficulté à être biodégradée. Il semble que cette variable soit sensible aux chocs hydrauliques : une plus grande fraction de particules ayant une vitesse de chute moyenne est décantée au détriment des deux autres classes et notamment de la classe ayant une forte vitesse de chute. Ce travail nécessiterait d'être investigué plus en détail. L'ajout d'une autre classe de particules dans les modèles ou d'un fractionnement différent pourrait être des voies intéressantes afin de pallier les effets dus à la discrétisation des classes de particules.

Au final, les travaux présentés montrent la possibilité de produire des modèles décrivant les classes de particules dans l'objectif d'améliorer la gestion d'un système de traitement des eaux usées en temps de pluie. En effet, en temps de pluie, la variabilité de la distribution des vitesses de chute des particules peut avoir un impact non négligeable sur le rendement d'usine de traitement des eaux usées, et par conséquent, nécessite d'être prise en compte dans les futurs travaux de modélisation.

Chapitre 10

Conclusion générale

10.1 Bilan et conclusions

La problématique discutée dans ce travail est la modélisation décrivant la qualité de l'eau dans les bassins de rétention en réseau unitaire en temps de pluie. L'outil mathématique développé a pour finalité d'être utilisé dans un contexte intégré, c'est-à-dire dans un cadre plus global où plusieurs sous-systèmes du système urbain d'eaux usées sont connectés (Figure 2.12). Deux objectifs principaux ont été définis pour aboutir à la production du modèle.

- Le premier objectif de caractérisation a été établi en vue de comprendre les mécanismes qui contrôlent le comportement des polluants au sein du système ; et
- Le second objectif de modélisation a été établi en vue de produire un modèle de bassin de rétention performant qui pourrait être utilisé dans une modélisation intégrée. L'évaluation de sa performance a été menée à travers les étapes de calibration et de validation, réalisées à l'aide de données issues du terrain.

10.1.1 Caractérisation

La campagne d'échantillonnage s'est déroulée sur deux années successives, durant les étés 2009 et 2010. Les travaux ont été concentrés sur deux points d'échantillonnage principaux du bassin de rétention de Saint-Sacrement, soit l'entrée du bassin à l'aval du déversoir d'orage et la sortie du bassin à la sortie des pompes de vidange. La revue de littérature a montré que si quelques travaux avaient été menés sur la caractérisation de la qualité des eaux en sortie de bassin de rétention de type clarificateur (principalement le débordement au milieu récepteur), peu de travaux se sont penchés sur la caractérisation de la qualité des eaux retournées à l'usine provenant d'une vidange de bassin. Dans le bilan global de l'effet de la gestion des bassins de rétention sur l'environnement, les eaux retournées à l'usine de traitement sont pourtant toutes aussi importantes que celles directement rejetées au milieu récepteur car elles influencent l'efficacité du traitement. La caractérisation est concentrée sur le système "bassin de rétention - réseau - décanteur primaire".

Une vingtaine d'évènements pluvieux ont été échantillonnés à l'entrée et à la sortie du bassin de rétention (la sortie étant le retour des eaux vers l'usine de traitement). La précision du pas de temps de l'échantillonnage a permis d'identifier plusieurs phases reproductibles en termes de concentrations, notamment durant la vidange du bassin. Trois phases sont observables à

chaque évènement. Ces phases sont caractérisées par des variations de concentration et de distribution de vitesses de chute typiques. Ces observations ont ainsi permis de caractériser précisément les phénomènes de sédimentation et de resuspension qui régissent ces variations. Une partie importante de la sédimentation a lieu pendant les premières minutes de stockage des eaux pour les particules "lourdes". Une seconde partie de la sédimentation se déroule tout au long du stockage et de la vidange pour les particules à vitesse de chute "moyenne". Utiliser le temps de rétention comme paramètre pour le traitement primaire des eaux influencera principalement ce type de particules à vitesse de chute "moyenne".

Ces particules sont ensuite remises en suspension et vidangées en début de vidange du fait de l'activation des pompes. En fin de vidange, le même phénomène s'observe mais il est régi par d'autres mécanismes. Le faible volume d'eau restant qui est aspiré par les pompes draine les particules sédimentées se trouvant dans le fond du bassin. On retrouve alors une distribution de la vitesse de chute de particules plus "lourdes" durant ces deux phases car ce sont les particules décantées qui sont vidangées, alors que celles contenues dans la phase du milieu, qui n'ont pas sédimentées, sont plus "légères". Elles confèrent ainsi un potentiel de décantation moins important aux polluants de ces eaux de milieu de vidange.

L'étude de la distribution des vitesses de chute en entrée et en sortie de décanteur primaire a permis de mettre en évidence des distributions typiques. Des distributions de référence ont pu être produites. La comparaison des distributions de vitesses de chute autour du décanteur et du bassin de rétention montre que leur comportement (en termes de décantation selon les classes de particules) est similaire. Ainsi, il a été identifié que la phase du milieu de vidange avait une distribution comparable à celle observée à l'effluent d'un décanteur primaire. Les phases initiales et finales d'une vidange sont comparables à des distributions observées en entrée de décanteur primaire.

Le protocole de mesure utilisé dans cette étude (ViCAs) s'est révélé très efficace pour observer et reproduire les phénomènes de décantation tant en réseau unitaire qu'au niveau du décanteur primaire. Cette efficacité est renforcée par la maniabilité de l'instrumentation et le temps relativement court pour réaliser les tests de décantation.

De plus, concernant le comportement de l'azote ammoniacal, aucun changement significatif n'a été observé durant le stockage des eaux. Néanmoins, une étude plus approfondie de ce qu'il se passe au niveau du radier du bassin pourrait révéler un comportement différent. En effet, la concentration en matière organique dans cette zone peut être favorable au développement d'une activité bactérienne susceptible de transformer l'azote ammoniacal. Concernant la DCO soluble, seulement une faible production a pu être mise en évidence. Ces observations peuvent être expliquées par une faible concentration due à l'effet de dilution des eaux de temps sec par les eaux de pluie. La mise en contact entre les micro-organismes et la matière organique est donc diminuée.

C'est la première fois que ces phases sont aussi clairement mises en évidence et expliquées après les résultats préliminaires obtenus par Rondeau (2009). Ces résultats ont d'autant plus de valeur du fait de la difficulté et de la demande en main d'oeuvre d'un échantillonnage de ce type. L'étude du comportement des particules est un premier pas vers la prise en compte de la qualité en réseau pour la gestion des vidanges de bassins de rétention. Si la majorité des stratégies de gestion ne prennent en compte que le critère hydraulique, cette étude apporte des éléments de réflexion importants pour le développement de futures stratégies en vue d'améliorer la qualité des eaux rejetées au milieu récepteur. Par exemple, les eaux de vidange ayant subi une décantation (phase du milieu de vidange dont la distribution des vitesses de chute s'apparente à celle d'un effluent de décanteur primaire) pourraient être retournées à l'aval du décanteur primaire afin de ne pas occasionner de choc hydraulique pouvant diminuer le rendement du traitement. Tandis que les eaux contenues dans les premières et les dernières minutes d'une vidange (plus chargées) pourraient être traitées par décantation.

10.1.2 Modélisation

Un modèle basé sur les connaissances issues de la littérature et de la campagne de caractérisation a pu être développé. L'étude a montré un gain de performance par rapport au modèle de Lessard et Beck (1991). Le modèle développé décrit la sédimentation, la remise en suspension et l'hydrolyse des particules utilisant une structure basée sur trois classes de particules. Cette structure permet au modèle d'être calibré à l'aide de mesures de distribution des vitesses de chute facilement réalisables.

Concernant l'utilisation du protocole ViCAs, les résultats de modélisation ont permis de valider la pertinence de son utilisation dans le contexte du système urbain d'eaux usées.

La vitesse de chute est communément considérée comme le paramètre dominant pour caractériser la décantation des particules. Dans le modèle développé, une attention particulière a été portée à ce paramètre, et notamment, à la distribution de la vitesse de chute des particules. Durant l'étude de caractérisation, cette distribution s'est révélée être dynamique. En effet, il a été mis en évidence une variation de la distribution des vitesses de chute durant un événement pluvieux. Ce phénomène a été intégré dans le modèle proposant deux types de distribution selon la concentration en MeS. Cette notion est déjà utilisée en hydraulique fluviale et en modélisation de la décantation secondaire, où la description de la vitesse de chute (généralement moyenne) est fonction de la concentration en MeS. Mais elle n'a jamais été modélisée de cette manière.

Les pics de concentrations initiaux, correspondant à la remise en suspension des particules décantées, sont reproduits à l'aide du fractionnement en trois couches du puits de pompage. Les particules sont remises en suspension seulement sur une fraction du volume total d'eau. Généralement, les modèles décrivant une telle remise en suspension mélangent les particules au volume total d'eau dans le bassin, et non à une fraction du volume. Cette description permet une bonne reproduction des concentrations. Ces paramètres de volume se révèlent être les plus influents en ce qui concerne la reproduction du pic initial de concentrations.

Une méthodologie de calibration a été développée afin de faciliter la réutilisation du modèle dans un contexte différent. Le point critique de cette procédure de calibration reste le fractionnement en classes de particules, qui peut être une tâche fastidieuse si elle est faite rigoureusement. Cependant, si une utilisation future du modèle est faite pour des conditions d'occupation des sols du bassin versant se rapprochant de celui étudié dans ce projet, et dans le cas d'un manque de données sur la distribution des vitesses de chute, il peut être supposé avec confiance que les caractéristiques de décantation des particules soient proches de celles observées dans cette étude. Ainsi, les mêmes fractions et vitesses de chute pourraient être réutilisées, assurant une bonne cohérence entre simulation et observation.

Au final, le modèle développé décrit de manière innovante et efficace la sédimentation et la remise en suspension des particules tout en gardant un temps de calcul court. Cette structure lui permet ainsi d'être facilement connecté avec d'autres modèles de réseau et de traitement pour étudier des systèmes plus globaux. La pertinence des prédictions du modèle a pu être évaluée grâce à des données issues du terrain à la fois dans un cadre local, comprenant le seul système de bassin de rétention, mais aussi dans un cadre plus global d'un système "bassin de rétention - réseau - usine de traitement". Ce point est en soi innovant, dans le sens où c'est la première fois qu'un tel travail de calibration et validation sur des données réelles est effectué.

Les résultats ont montré l'influence du choc hydraulique sur la distribution des vitesses de chute des particules retrouvées dans les boues et à l'effluent d'un décanteur primaire. Une augmentation du débit en entrée d'usine engendre une augmentation des particules ayant une forte vitesse de chute à l'effluent. Ce dernier point ouvre la porte à une utilisation confiante et réaliste du modèle dans un cadre de gestion intégrée permettant d'améliorer la prévision d'un affluent d'usine de traitement, et par conséquent, des rejets au milieu récepteur.

10.2 Perspectives

Un travail de modélisation, même sur trois ans, est rarement exhaustif et nécessite des améliorations. Ce paragraphe propose des orientations possibles pour l'amélioration de la performance du modèle et propose une réflexion sur les possibilités d'utilisations.

10.2.1 Quelles améliorations possibles ?

En modélisation, un des facteurs les plus limitants concerne le manque de données de bonne qualité issues du terrain en vue de généraliser l'utilisation du modèle. Ce travail de thèse n'échappe pas à ce point. La validation du modèle n'ayant été réalisée que sur un seul événement, la performance du modèle ne serait que confortée par une validation sur d'autres événements, et ultimement, sur d'autres structures en opération.

Dans le même ordre d'idée de généralisation, on peut imaginer d'élargir l'utilisation du modèle à plusieurs types de bassins de rétention. En effet, il pourrait être adapté pour représenter les différents types de bassins comme un séparateur de particules. La modification n'implique

pas de changements fondamentaux dans le sens où les particules décantées dans la couche du bas pourraient ne pas être remises en suspension, et être évacuées par une canalisation de soutirage des boues. Il pourrait aussi être adapté pour représenter un bassin par vidange gravitaire ou en-ligne, où le débit de vidange ne serait pas une entrée du modèle, mais serait représenté par une équation de débit en canalisation.

La reproduction du pic de concentration initial (environ 20% de la masse totale) est fonction des volumes du puits de pompage. La calibration des paramètres de ces volumes n'a pas été inspirée par des mesures "*in situ*" mais a été réalisée par une simple recherche d'optimisation des résultats. L'observation du volume concerné par la remise en suspension des particules pourrait faire l'objet d'un échantillonnage en vue de calibrer plus précisément le modèle.

Il a été remarqué que l'accumulation des boues au pied des pompes d'un évènement à l'autre avait une place non négligeable dans la composition de la charge en polluants vidangée. Si le modèle est capable de reproduire cette accumulation, aucun échantillonnage n'a permis de valider la performance de reproduction du phénomène. Une campagne de mesures évaluant la quantité de boue qui s'accumule entre deux vidanges pourrait valider le modèle. Une autre façon serait de réaliser un échantillonnage continu sur deux ou plusieurs évènements consécutifs. Ainsi, il ne serait nécessaire de fournir des conditions initiales que pour le premier évènement qui serait considéré comme une période d'entraînement du modèle.

Le fractionnement de la DCO totale est un point important pour la description du comportement de la matière organique dans le bassin. Les résultats obtenus par respirométrie n'ayant pas permis à eux seuls de calibrer les paramètres de fractionnement, des efforts supplémentaires dans ce sens pourraient donner une meilleure performance au modèle.

Dans ce projet, le temps a été entièrement consacré à la description du comportement des particules, qui sont la composante principale de l'évolution de la qualité de l'eau. Néanmoins, la prédiction de l'évolution du sulfure d'hydrogène est un facteur d'intérêt pour les gestionnaires de réseau et la population urbaine. Si ce facteur n'est pas pris en compte dans les règles de gestion, pour certains gestionnaires, il est un critère implicite des stratégies mises en place afin de réduire le risque de désagrément en raison de mauvaises odeurs et du risque de corrosion. Ce critère incite les gestionnaires à vidanger les eaux le plus rapidement possible et à nettoyer

au mieux les sédiments accumulés. Une prédiction de la formation du sulfure d'hydrogène implantée dans les règles de gestion (*e.g.* Sharma *et al.*, 2008) permettrait d'optimiser le temps de rétention pour une meilleure efficacité tout en tenant compte de la formation d'odeurs.

10.2.2 Et après ?

L'outil développé a pour objectif de fournir une aide à l'évaluation de stratégies de gestion des eaux usées en temps de pluie. S'il a été développé dans l'objectif de pouvoir être facilement connecté avec d'autres modèles de type ASM par agglomération des classes de particules en sortie de modèle, l'objectif ultime est de pouvoir garder ces classes au fil du système dans son intégralité. La réelle plus-value apportée par l'utilisation de classes de particules réside dans la prise en compte de ces classes depuis le début de la chaîne d'assainissement. Une utilisation optimale des possibilités du modèle serait de le connecter à des modèles de réseau et de ruissellement prenant en compte les classes de particules.

Une étude réalisée à l'Université Laval prochainement publiée (Gaborit *et al.*, 2012) a mis en évidence la pertinence d'un fractionnement des MeS en classes de particules pour la description de l'accumulation et du lessivage des polluants sur le sol du bassin versant. Ce travail porte sur la relation entre le débit de ruissellement et la taille des particules arrachées au sol. Un faible débit ne serait pas capable de lessiver les particules à fortes vitesses de chute mais pourrait lessiver celles dont la vitesse de chute est faible. Ainsi, la distribution des vitesses de chute durant un évènement pluvieux pourrait être prédite dès le ruissellement. Le même concept est transposable au réseau d'assainissement concernant l'accumulation et la remise en suspension des sédiments dans les canalisations.

En traitement, la description des processus de dégradation de la matière particulaire pourrait être dépendante des critères physiques des particules (taille, vitesse de chute...). Par exemple, les modèles de type ASM pourraient être modifiés pour prendre en compte les classes de particules dans la description de leur dégradation. De la même manière que dans le modèle de bassin de rétention, le fractionnement en classes pourrait être réalisé sur les fractions lentement biodégradables et particulaires inertes de la DCO et avoir des cinétiques de dégradation plus longues avec l'augmentation de la vitesse de chute. L'intégration des classes de particules pourrait aussi être très pertinente pour la description des phénomènes dans les unités de

biofiltration (et de réacteurs à membrane) où la taille des particules a un effet important sur le colmatage des filtres et la fréquence de lavage durant le traitement.

Un premier exemple d'intégration est présenté dans cette thèse. Les scénarios proposés montrent les possibilités d'utilisation du modèle mais aussi la complexité des phénomènes observés. Si cette étude amène des éléments de réflexion et des outils pour la gestion des eaux usées en temps de pluie, la question cruciale de Lindholm (1985) reste pertinente : la mise en place des bassins de rétention en réseau unitaire a-t-elle un effet global positif sur l'environnement ? La vraie question est de savoir : quelle stratégie de gestion faut-il adopter pour améliorer cet effet global, que ce soit en temps sec comme en temps de pluie ?

Bibliographie

Achleitner, S., Möderl, M. and Rauch, W. (2006) City Drain - An open source approach for simulation integrated urban drainage systems. *Environ. Modell. Softw.*, 22, 1184-1195.

Ahnert, M., Tranckner, J., Günther, N., Hoefl, S. and Krebs, P. (2009) Model-based comparison of two ways to enhance WWTP capacity under stormwater conditions. *Wat. Sci. Tech.*, 60(7), 1875-1883.

Aires, N., Chebbo, G., Tabuchi, J.P. and Battaglia, P. (2003) Dépollution des effluents urbains de temps de pluie en bassins de stockage décantation. *TSM*, 12, 70-86. (*in French*)

Alley, W.M. and Smith, P.E. (1981) Estimation of accumulation parameters for urban runoff quality modeling. *Wat. Res.*, 17, 1657-1664.

Andoh, R., Carter, H. and Osterrieder, C. (2010) CSO control, treatment disinfection at Saco wastewater treatment plant using advanced vortex technology. *In : Water Environment Federation WEFTEC*, October 2-6, New-Orleans, Louisiana, USA.

APHA, AWWA, WEF. (2005) *Standard Methods for Examination of Water and Wastewater. 21st edition*. Centennial Edition. American Public Health Association, Washington, D.C., U.S.A.

Ashley, R.M., Bertrand-Krajewski, J.-L., Hvitved-Jacobsen, T. and Verbanck, M. (2004) *Solids in Sewers : Characteristics, Effects and Control of Sewer Solids and Associated Pollutants*. IWA Publishing. Scientific and Technical Report. 14. London, UK.

Ashley, R.M., Dudley, J., Vollertsen, J., Saul, A.J., Jack, A. and Blanksby, J.R. (2002) The effect of extended in-sewer storage on wastewater treatment plant performance. *Wat. Sci. Tech.* 45(3), 239-246.

Ashley, R.M., Fraser, A., Burrows, R. and Blanksby, J. (2000) The management of sediment in combined sewers. *Urban Water J.*, 2, 263-275.

Ashley, R.M. and Verbanck, M.A. (1996) Mechanics of sewer sediment erosion and transport. *J. Hydraul. Res.*, 34(6), 753-770.

Ashley, R.M., Wotherspoon, D.J.J., Coghlan, B.P. and McGregor, I. (1992) The erosion and movement of sediments and associated pollutants in combined sewers. *Wat. Sci. Tech.* 25(8), 101-114.

Bach, M., Muschalla, D., Schroter, K. and Ostrowski (2007) Integrated model approaches for urban wastewater systems and diffuse sources. *In : Novatech 2007, 7th International Conference on Sustainable Techniques and Strategies in Urban Water Management*, June 25-27, Lyon, France.

Bachis, G., Vallet, B., Maruejols, T., Clouzot, L., Lessard, P. and Vanrolleghem, P.A. (2012) Particle classes-based model for sedimentation in urban wastewater systems. *In : Particle Separation Conference : Advances in Particle Separation Science, Technology, Practice.*, June 18-20, Berlin, Germany.

Barco, J., Papiri, S. and Stenstrom, M.K. (2008) First flush in a combined sewer system. *Chemosphere*, 71, 827-833.

Bauwens, W., Vanrolleghem, P.A. and Smeets, M. (1996) An evaluation of the efficiency of the combined sewer - Wastewater treatment system under transient conditions. *Wat. Sci. Tech.*, 33(2), 199-208.

Beck, M.B. (1976) Dynamic modeling and control applications in water quality maintenance. *Wat. Res.*, 10, 573-595.

Beck, M. B. (1981) *Operational Water Quality Management : Beyond Planning and Design*. Executive report 7, IIASA, Laxenburg, Austria.

Benedetti, L., Meirlaen, J. and Vanrolleghem, P.A. (2004) Model connectors for integrated simulations of urban wastewater systems. *Water and Environmental Management Series Sewer Networks and Processes within Urban Water Systems*, IWA Publishing, London, UK, 13-20.

Benedetti, L., Vezzaro, L., Gevaert, V., De Keyser, W., Verdonck, F., De Baets, B., Nopens, I., Vanrolleghem, P.A. and Mikkelsen, P.-S. (2009) Dynamic transport and fate models for micro-pollutants in integrated urban wastewater systems. *In : Proceedings 82nd Annual WEF Technical Exhibition and Conference WEFTEC*, October 10-14, Orlando, USA.

Berrouard, E. (2010) *Caractérisation de la décantabilité des eaux pluviales*. Msc. thesis, Département de génie civil et de génie des eaux, Université Laval, Québec, Qc, Canada. (227 p.) (*in French*)

Bertrand-Krajewski, J.L. (2006) *Les polluants de rejets urbains de temps de pluie : natures, concentrations, flux, caractéristiques physico-chimiques, solides en suspension, et répartition temporelle durant les événements pluvieux*. Cours d'hydrologie urbaine à l'INSA, Lyon, France. (*in French*)

Bertrand-Krajewski, J.L., Bardin, J.P. and Gibello, C. (2006) Long term monitoring of sewer sediment accumulation and flushing experiments in a man-entry sewer. *Wat. Sci. Tech.*, 54(6-7), 109-117.

Bertrand-Krajewski, J.-L., Briat, P. and Scrivener, O. (1993) Sewer sediment production and transport modelling : A literature review. *J. Hydraul. Res.*, 31(4), 435-460.

Bertrand-Krajewski, J.L., Chebbo, G. and Saget, A. (1998) Distribution of pollution mass vs volume in stormwater discharges and the first flush phenomenon. *Wat. Res.*, 32(8), 2341-2356.

Bjerre, H.L., Hvitved-Jacobsen, T., Teichgraber, B. and te Heesen, D. (1995) Experimental procedures characterizing transformations of wastewater organic matter in the Emscher river, Germany. *Wat. Sci. Tech.*, 31(7), 201-212.

Blanksby, J., Guymmer, I., Lau, D., Saul, A.J., Shepherd, W. and Stovin, V. (2003) *Performance of Storm Tanks*. Yorkshire Water, Pennine Water Group, University of Sheffield, UKWIR, London, UK.

Boon, A.G., Vincent, A.J. and Boon, K.G. (1998) Avoiding the problem of septic sewage. *Wat. Sci. Tech.*, 37(1), 223-231.

Boxall, J., Saul, A. and Shepherd, W. (2007) *Performance of Storm Tanks and Potential for Improvements in Overall Storm Management – Phase 2. Wastewater Treatment and Sewerage : Collection Systems WW/22*. Gordon Rogers, Yorkshire Water services Ltd. UK Water Industry Research.

Brechenmacher, M., Wirth, H. and Gaeffgen, K. (1992) Investigations on large stormwater retention tanks in Munich. *Wat. Sci. Tech.*, 26(9-11), 2489-2492.

Brière, F.G. (2006) *Distribution et collecte des eaux*. Presses Internationales : Polytechnique, Montreal, Quebec, Canada. (*in French*)

Brombach, H., Weiss, G. and Fuchs, S. (2005) A new database on urban runoff pollution : Comparison of separate and combined sewer systems. *Wat. Sci. Tech.*, 51(2), 119-128.

Burian, S.J., Nix, S.J., Durrans, R., Pitt, R.E, Fan, C.-Y. and Field, R. (1999) Historical development of wet-weather flow management. *J. Wat. Resour. Plann. Mgmt ASCE*, 125(1), 3-13.

Burian, S.J., Nix, S.J., Pitt, R.E and Durrans, R. (2000) Urban wastewater management in the United States : Past, present, and future. *J. Urban Tech.*, 7(3), 33-62.

Butler, D. and Davies, J.W. (2011) *Urban Drainage*. 3rd edition. Spon Press, New-York, USA. (652 p.)

Butler, D. and Davies, J.W. (2000) *Urban Drainage*. Spon Press, London, UK.

Calabro, P. S. and Viviani, G. (2006) Simulation of the operation of detention tanks. *Wat. Res.*, 40, 83-90.

Calomino, F., Piro, P. and Palma, G. (2004) Combined sewer overflows into the Crati river (Cosenza, Italy) and retention storage sizing. *In : NATO Advanced Research Workshop on Enhancing Urban Environment by Environmental Upgrading and Restoration*, November 6-9 (2003), Rome, Italy, 139-149.

Canler, J.P. and Perret, J.M. (1994) Biological aerated filters : Assessment of the process based on 12 sewage treatment plants. *Wat. Sci. Tech.*, 29(10-11), 13-22.

Chebbo, G. (1992) Solides des rejets pluviaux urbains caractérisation et traitabilité. PhD thesis, *École Nationale des Ponts et Chaussées*, Paris, France. (413 p. + annexes) (*in French*)

Chebbo, G. and Bachoc, A. (1992) Characterization of suspended solids in urban wet weather discharges. *Wat. Sci. Tech.*, 25(8), 171-179.

Chebbo, G., Forgues, N., Lucas-Aiguier, E. and Berthebaud, S. (1998) A stochastic approach to modeling solid transport in settling tanks. *Wat. Sci. Tech.*, 37(1), 277- 284.

Chebbo, G. and Gromaire, M.C. (2009) VICAS—An operating protocol to measure the distributions of suspended solid settling velocities within urban drainage samples. *J. Environ. Eng.*, 135, 768-775.

Chebbo, G., Gromaire, M.C., Ahyerre, M. and Garnaud, S. (2001) Production and transport of urban wet weather pollution in combined sewer systems : the "Marais" experimental urban catchment in Paris. *Urban Water*, 3, 3-15.

Chebbo, G., Gromaire, M.-C. and Lucas, E. (2003) Protocole ViCAs : Mesure de la vitesse de chute des MeS dans les effluents urbains. *TSM 12*, décembre. (*in French*)

Chocat, B., Cathelain, M., Mares, A. and Mouchel, J.M. (1994) La pollution due aux rejets urbains par temps de pluie : impacts sur les milieux récepteurs. *La Houille Blanche*, Thème 2, 1/2, 97-105. (*in French*)

Consultants BPR (1984) *Étude du contrôle des déversements d'égouts combinés dans la rivière Saint-Charles*. Rapport technique pour la Ville de Québec, Dossier : M26-81-05, septembre. (*in French*)

Curtis, T.P., Duncan, M.D. and Silva, S.A. (1992) Influence of pH, oxygen, and humic substances on ability of sunlight to damage fecal coliforms in waste stabilization pond water. *Appl. Environ. Microbiol.*, 58(4), 1335-1343.

Dabrowski, W. (2000) Storage of ammonia in old sewer sediment. *Lakes and Reservoirs : Research and Management*, 5, 89-92.

De Cock, W., Vaes, G., Blom, P. and Berlamont, J. (1998) The efficiency physical modelling. *In : International Conference on Developments in Urban Drainage Modelling*, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London, United Kingdom. of a storage sedimentation tank : Numerical simulation and

De Feo, G. (2007) Carbon and nitrogen removal from low-strength domestic wastewater with a two-stage submerged biological filter. *J. Environ. Sci. Health.*, 42(5), 641-647.

- Deletic, A. (1998) The first flush load of urban surface runoff. *Wat. Res.*, 32(8), 2462-2470.
- Delgado, S., Alvarez, M., Rodriguez-Gomez, L.E. and Aguiar, E. (1999) H₂S generation in a reclaimed urban wastewater pipe. Case study : Tenerife (Spain). *Wat. Res.*, 33(2), 539-547.
- Dempsey, P., Eadon, A. and Morris, G. (1997) SIMPOL : A simplified urban pollution modelling tool. *Wat. Sci. Tech.*, 36(8-9), 83-88.
- Diaz-Fierros, T.F., Puerta, J., Suarez, J. and Diaz-Fierros, V.F. (2002) Contaminant loads of CSOs at the wastewater treatment plant of a city in NW Spain. *Urban Water*, 4, 291-299.
- Di Iaconi, C., Ramadori, R., Lopez, A. and Passino, R. (2005) Municipal wastewater treatment by periodic biofilter without excess sludge production. *Annali di Chimica*, 95(6), 447-455.
- Dong, X., Zeng, S., Chen, J. and Zhao, D. (2012) An integrated urban drainage system model for assessing renovation scheme. *Wat. Sci. Tech.*, 65(10), 1781-1788.
- Durchschlag, A. (1990) Long-term simulation of pollutant loads in treatment plant effluents and combined sewer overflows. *Wat. Sci. Tech.*, 22(10-11), 69-76.
- Durchschlag, A., Hartel, L., Hartwig, P., Kaselow, M., Kollatsch, D., Otterpohl, R. and Schwentner, G. (1992) Joint consideration of combined sewerage and wastewater treatment plants. *Wat. Sci. Tech.*, 26(5-6), 1125-1134.
- Ellis, B. (1991) Urban runoff quality in the UK : Problems, prospects and procedure. *Applied Geography*, 11, 187-200.
- Ellis, B. (1989) The management and control of urban runoff quality. *In : Institution of Water and Environmental Management Conference*, September 27-29, Eastbourne, UK, 116-124.
- Ellis, B. and Hvitved-Jacobsen, T. (1996) Urban drainage impacts on receiving waters. *J. Hydraul. Res.*, 34(6), 771-783.
- Erbe, V., Frehmann, T., Geiger, W.F., Krebs, P., Londong, J., Rosenwinkel, K.-H. and Seggelke, K. (2002b) Integrated modelling as an analytical and optimisation tool for urban watershed management. *Wat. Sci. Tech.*, 46(6-7), 141-150.

Erbe, V., Risholt, L.P., Schilling, W. and Londong, J. (2002a) Integrated modelling for analysis and optimisation of wastewater systems – The Odenthal case. *Urban Water*, 4, 63-71.

Ferrara, R.A. and Hildick-Smith, A. (1982) A modeling approach for storm water quantity and quality control via detention basins. *Water Resources Bulletin*, 18(6), 975-981.

Field, R. (1990) *Storm and Combined Sewer Overflow : An Overview of the EPA's Research Program*. EPA-600/8-89-054, NTIS PB90-187006, U.S. Environmental Protection Agency, 1. (35 p.)

Fradet, O., Pleau, M. and Marcoux, C. (2011) Reducing CSOs and giving the river back to the public : Innovative combined sewer overflow control and riverbanks restoration of the St Charles River in Quebec City. *Wat. Sci. Tech.*, 61(2), 331-338.

Frehmann, T., Flores, C., Luekewille, F., Mietzel, T., Spengler, B. and Geiger, W.F. (2005) Modelling of sedimentation and remobilization in in-line storage sewers for stormwater treatment. *Wat. Sci. Tech.*, 52(5), 151-158.

Fronteau, C., Bauwens, W. and Vanrolleghem, P.A. (1997) Integrated modelling : Comparison of state variables, processes and parameters in sewer and wastewater treatment plant models. *Wat. Sci. Tech.*, 36(5), 373-380.

Gaborit, É., Muschalla, D., Vallet, B., Vanrolleghem, P.A., and Anctil, F. (2012) Improving the performance of stormwater detention basins by real-time control using rainfall forecasts. *Urban Water*. (Submitted)

Gamerith, V., Bertrand-Krajewski, J.-L., Mourad, M. and Rauch, W. (2011) Implications of long-term stormwater quality modelling for design of combined sewer infrastructure. *Urban Water J.*, 8(3), 155-166.

Garsdal, H., Mark, O., Dorge, J. and Jepsen, S.-E. (1995) MOUSETRAP : Modeling of water quality processes and the interaction of sediments and pollutants in sewers. *Wat. Sci. Tech.*, 31(7), 33-41.

Geiger, W.F. (1986) Variation of runoff quality and resulting pollutant retention strategies. *In : 2nd Wageningen Conference on Urban Storm Water Quality and Ecological Effects upon Receiving Waters*. September 20-22, Wageningen, Netherlands.

Gernaey, K., Vanrolleghem, P.A. and Lessard, P. (2001) Modeling of a reactive primary clarifier. *Wat. Sci. Tech.*, 43(7), 73-81.

Ginestet, P., Maisonnier, A. and Spérandio, M. (2002) Wastewater COD characterization : Biodegradability of physico-chemical fractions. *Wat. Sci. Tech.*, 45(6), 89-97.

Goforth, G.F., Heany, J.P. and Huber, W.C. (1983) Comparison of basin performance modeling techniques. *J. Environ. Eng.*, 109(5), 1082-1098.

Gromaire-Mertz, M.-C. (1998) La pollution des eaux pluviales urbaines en réseau d'assainissement unitaire caractéristiques et origines. PhD Thesis, *École Nationale des Ponts et Chaussées*, Paris, France. (507 p. + annexes) (*in French*)

Gromaire-Mertz, M.C., Garnaud, S., Gonzalez, A. and Chebbo, G. (1999) Characterisation of urban runoff pollution in Paris. *Wat. Sci. Tech.*, 39(2), 1-8.

Guderian, J., Durchschlag, A. and Bever, J. (1998) Evaluation of total emissions from treatment plants and combined sewer overflows. *Wat. Sci. Tech.*, 37(1), 333-340.

Guisasola, A., de Haas, D., Keller, J. and Yuan, Z. (2008) Methane formation in sewer systems. *Wat. Res.*, 42, 1421-1430.

Gujer, W. (2008) *Systems Analysis for Water Technology*. Springer, Germany, 462 pp.

Guo Li, J., Drca, P., Manzon, C., Harold, Horneck, El-Gendy, A.S., Biswas, N. and Mc-Corquodale, J.A. (2009) Development of retention treatment basin with polymer flocculation for CSO treatment. *In : Water Environment Federation WEFTEC*, October 10-14, Orlando, Florida, USA.

Gupta, K. and Saul, A.J. (1996) Specific relationships for the first flush load in combined sewer flows. *Wat. Res.*, 30(5), 1244-1252.

Gutierrez, O., Park, D., Sharma, K.R. and Yuan, Z. (2009) Effects of long-term pH elevation on the sulfate-reducing and methanogenic activities of anaerobic sewer biofilms. *Wat. Res.*, 43, 2549-2557.

Haremoës, P. (2002) Integrated urban drainage, status and perspectives. *Wat. Sci. Tech.*, 45(3), 1-10.

Harlé, F. (2006) Impacts des réservoirs de rétention et l'apport de boues d'alun sur les stations d'épuration de la ville de Québec et optimisation du traitement. Rapport de stage *École nationale du génie de l'eau et de l'environnement de Strasbourg*, Strasbourg, France. (in French)

Henze, M., Grady Jr, C.P.L., Gujer, W., Marais, G.V.R. and Matsuo, T. (1987) Activated Sludge Model No.1. *Scientific and Technical Reports No.1. International Association on Water Pollution Research and Control*, London, UK.

Horton, R.E. (1940) An approach toward the physical interpretation of infiltration capacity. *Proc. Soil Sci. Soc. Am.* 5, 339-417.

Howard, K., Saul, A.J., Thornton, R.C. and Pearson, L.G. (1986) The effects of combined sewer overflows upon receiving waters. In : *Urban Stormwater Quality and Effects Upon Receiving Waters*. Commissie voor hydrologisch onderzoek TNO, October, The Netherlands, 36, 185-210

Hsu, M.H., Chen, S.H. and Chang, T.J. (2000) Inundation simulation for urban drainage basin with storm sewer system. *J.Hydrol.*, 234, 21-37.

Huebner, M. and Geiger, W. (1996) Characterisation of the performance of an off line storage tank. *Wat. Sci. Tech.*, 34(3-4), 25-32.

Hvitved-Jacobsen, T., Vollertsen, J. and Tanaka, N. (2000) An integrated aerobic/anaerobic approach for prediction of sulfide formation in sewers. *Wat. Sci. Tech.*, 41(6), 107-115.

Hvitved-Jacobsen, T., Vollertsen, J. and Tanaka, N. (1999) Wastewater quality changes during transport in sewers – An integrated anaerobic and aerobic model concept for carbon and sulfur microbial transformations. *Wat. Sci. Tech.*, 39(2), 233-249.

Kappeler, J. and Gujer, W. (1992) Estimation of kinetic parameters of heterotrophic biomass under aerobic conditions and characterization of wastewater for activated sludge modeling. *Wat. Sci. Tech.*, 25(6), 125-139.

Kafi, M., Gasperi, J., Moilleron, R., Gromaire, M.C. and Chebbo, G. (2008) Spatial variability of the characteristics of combined wet weather pollutant loads in Paris. *Wat. Res.* 42, 539-549.

Kronvang, B. and Bruhn, A.J. (1996) Choice of sampling strategy and estimation method for calculating nitrogen and phosphorus transport in small lowland streams. *Hydrol. Proc.*, 10, 1483-1501.

Krebs, P., Holzer, P., Huisman, J.L. and Rauch, W. (1999) First flush of dissolved compounds. *Wat. Sci. Tech.*, 39(9), 55-62.

Krejci, V., Munz, W. and Gujer, W. (1986) Efficiency of stormwater overflow tanks. *In : Urban Stormwater Quality and Effects Upon Receiving Waters*. Commissie voor hydrologisch onderzoek TNO, October, The Netherlands, 36, 145-159.

Kutzner, R., Brombach, H. and Geiger, W.F., (2007) Sewer solids separation by sedimentation – The problem of modeling, validation and transferability. *Wat. Sci. Tech.*, 55(4), 113-123.

Lacour, C., Joannis, C., Schuetze, M. and Chebbo, G. (2011) Efficiency of a turbidity-based, real-time control strategy applied to a retention tank : A simulation study. *Wat. Sci. Tech.*, 64(7), 1533-1539.

Lagarde, F., Tusseau-Vuillemin, M.-H., Lessard, P., Héduit, A., Dutrop, F. and Mouchel, J.-M. (2005) Variability estimation of urban wastewater biodegradable fractions by respirometry. *Wat. Res.*, 39, 4768-4778.

Larsen, T., Broch, K. and Andersen, M.R. (1998) First flush effects in an urban catchment area in Aalborg. *Wat. Sci. Tech.*, 37(1), 251-257.

Lau, J., Butler, D. and Schuetze, M. (2002) Is combined sewer overflow spill frequency/volume a good indicator of receiving water quality impact? *Urban Water*, 4, 181-189.

Lavallée, P. (1980) *Les impacts sur les eaux réceptrices de la pollution diffuse urbaine*. Msc thesis, Institut Nationale de Recherche Scientifique - Eau, Ste-Foy, Québec, Canada. (*in French*)

Lessard, P. (1989) Operational water quality management : Control of stormwater discharges. *Ph.D. thesis Department of civil engineering, Imperial College of Science, Technology and Medicine*, London, UK. (389 p.)

Lessard, P. and Beck, M.B. (1991) Dynamic simulation of storm tanks. *Wat. Res.*, 25(4), 375-391.

Lessard, P. and Beck, M.B. (1990) Operational water quality management : Control of storm sewage at a wastewater treatment plant. *Res. J. Wat. Pollut. Control. Fed.*, 62(6), 810-819.

Lessard, P. and Beck, M.B. (1988) Dynamic modeling of primary sedimentation. *J. Env. Eng. Div. (ASCE)*, 114(4), 753-769.

Lessard, P. and Lavallée, P. (1985) Caractérisation des eaux usées de débordement de réseau unitaires. *Can. J. Civ. Eng.*, 12, 529-537. (*in French*)

Levine, A.D., Tchobanoglous, G. and Asano T. (1985) Characterization of the size distribution of contaminants in wastewater : Treatment and reuse implications. *Res. J. Water Pollut. Control Fed.*, 57(7), 805-816.

Levine, A.D., Tchobanoglous, G. and Asano T. (1991) Size distributions of particulate contaminants in wastewater and their impact on treatability. *Wat. Res.*, 25(8), 911-922.

Lijklema, L. (1993) Integrated management of urban waters - A preface. *Wat. Sci. Tech.*, 27(12), vii-x.

Lijklema, L., Tyson, J.M. and Lesouef, A. (1993) Interactions between sewers, treatment plants and receiving waters in urban areas : A summary of the Interurba '92 workshop conclusions. *Wat. Sci. Tech.*, 27(12), 1-29.

Lindberg, S., Magnusson, P., Hernebring, C., Gustafsson, L.-G. and Mark, O. (1999) An integrated RTC strategy for the sewer system and WWTP in Helsingborg. *Schriftenreihe Siedlungswasserwirtschaft*, Bochum, Germany.

Lindblom, E., Raduly, B. and Mikkelsen, P.S. (2001) *System Process Modelling Report*. EU Research Training Network. Getting Systems, Engineering into Regional Wastewater Treatment Strategies WWT & SYSENG. March. (116 p.)

Lindholm, O. (1985) May retention basins have an overall negative effects? *Vatten*, 41, 214-217.

Lucas-Aiguier, E., Chebbo, G., Bertrand-Krajewski, J.-L., Gagné, B. and Hedges, P. (1998) Analysis of the methods for determining the settling characteristics of sewage and stormwater solids. *Wat. Sci. Tech.*, 37(1), 53-60.

Luyckx, G., Vaes, G. and Berlamont, J. (2002) Surface load as predominant factor for CSO efficiency. In : *9th International Conference on Urban Drainage* September 8-13, Portland, USA.

MAMROT (2011) *Ouvrages de Surverse et Stations d'Épuration - Évaluation de Performance des Ouvrages Municipaux d'Assainissement des Eaux pour l'année 2011*. Ministère des Affaires Municipales, des Régions et de l'Occupation du Territoire - Direction des infrastructures. (224 p.) (*in French*)

MAMROT (2000) *Programme de Suivi des Ouvrages de Surverse*. Ministère des Affaires Municipales, des Régions et de l'Occupation du Territoire - Direction des infrastructures. (9 p.) http://www.mamrot.gouv.qc.ca/pub/infrastructures/suivi_ouvrages_assainissement_eaux/programme_suivi_ouvrages_surverse.pdf

Mannina, G. and Viviani, G. (2010) An urban drainage stormwater quality model : Model development and uncertainty quantification. *J. Hydrol.*, 381, 248-265.

Marani, D., Renzi, V., Ramadori, R. and Braguglia, C.M. (2004) Size fractionation of COD in urban wastewater from a combined sewer system. *Wat. Sci. Tech.*, 50(12), 79-86.

Marsalek, J. and S., Kok (1997) Great Lakes 2000 Cleanup fund program : Stormwater management and control of combined sewer overflows. *Water Qual. Res. J. Can.*, 32, 1-226.

Marsalek, J. and Sztruhar, D. (1994) Urban drainage : Review of contemporary approaches. *Wat. Sci. Tech.*, 29(1-2), 1-10.

Maruejols, T., Lessard, P., Wipliez, B., Pelletier, G. and Vanrolleghem, P.A. (2011) Characterisation of the potential impact of retention tank emptying on wastewater primary treatment : A new element for CSO management. *Wat. Sci. Tech.*, 64(9), 1898-1905.

Maruejols, T., Samie, G., Pelletier, G., Vanrolleghem, P.A. and Lessard, P. (2010) Gestion des eaux usées urbaines en temps de pluie : Caractérisation de la vidange des bassins de rétention. In : *7th International Conference Sustainable techniques and strategies in urban water management, Novatech 2010*, June 27 - July 1, Lyon, France. (*in French*)

Maruejols, T., Vanrolleghem, P.A., Pelletier, G. and Lessard, P. (2012) A phenomenological retention tank model using settling velocity distributions. *Wat. Res.*. (*in press*) <http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2011.11.067>

MDDEP and MAMROT (2011) *Guide de Gestion des Eaux Pluviales*. Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs - Ministère des Affaires Municipales, des Régions et de l'Occupation du Territoire. (*in French*)

Meirlaen, J., Huyghebaert, B., Sforzi, F., Benedetti, L. and Vanrolleghem, P.A. (2001) Fast, simultaneous simulation of the integrated urban wastewater system using mechanistic surrogate models. *Wat. Sci. Tech.*, 43(7), 301-309.

Meirlaen, J., Van Assel, J. and Vanrolleghem, P.A. (2002) Real time control of the integrated urban wastewater system using simultaneously simulating surrogate models. *Wat. Sci. Tech.*, 45(3), 109-116.

Metcalf and Eddy (2003). *Wastewater Engineering Treatment and Reuse*. Fourth edition. McGraw Hill, N.Y., U.S.A.

Michelbach, S. and Wöhrle, C. (1993) Settleable solids in a combined sewer system, settling characteristics, heavy metals, efficiency of storm water tanks. *Wat. Sci. Tech.*, 27(5-6), 153-164.

Michelbach, S. (1995) Origin, resuspension and settling characteristics of solids transported in combined sewage. *Wat. Sci. Tech.*, 31(7), 69-76.

Michelbach, S. and Weiß, G.J. (1996) Settleable sewer solids at stormwater tanks with clarifier for combined sewage. *Wat. Sci. Tech.*, 33(9), 261-267.

Milina, J., Saegrov, S., Lei, J., König, A., Nilssen, O., Ellingsson, A., Alex, J. and Schilling, W. (1999) Improved interception of combined sewage in the Trondheim-Hovringen wastewater system. *Wat. Sci. Tech.*, 39(2), 159-168.

Muschalla, D., Pelletier, G., Berrouard, É., Carpenter, J.-F., Vallet, B. and Vanrolleghem, P.A. (2009) Ecohydraulic-driven real-time control of stormwater basins. *In : 8th International Conference on Urban Drainage Modelling*, September 7-11, Tokyo, Japan.

Nielsen, P.H., Raunkjaer, K., Norsker, N.H., Jensen, N.A. and Hvitved-Jacobsen, T. (1992) Transformation of wastewater in sewer systems - A review. *Wat. Sci. Tech.*, 25(6), 17-31.

Niemann, K. and Orth, H. (2001) Control measures for wastewater treatment plants during storm flow. *Wat. Sci. Tech.*, 43(11), 309-314.

Otterpohl, R. and Freund, M. (1992) Dynamic models for clarifiers of activated sludge plants with dry and wet weather flows. *Wat. Sci. Tech.*, 26(5-6), 1391-1400.

Paing, J., Picot, B. and Sambuco, J.P. (2003) Emission of H₂S and mass balance of sulfur in anaerobic ponds. *Wat. Sci. Tech.*, 48(2), 227-234.

Passerat, J., Ouattara, N.K., Mouchel, J.-M., Rocher, V. and Servais, P. (2011) Impact of an intense combined sewer overflow event on the microbiological water quality of the Seine River. *Wat. Res.*, 45(2), 893-903.

Paul, M.J. and Meyer, J.L. (2001) Streams in the urban landscape. *Annu. Rev. Ecol. Evol. Syst.*, 32, 333-365.

Paulsen, O. (1986) Kontinuierliche Simulation von Abflüssen und Schmutzfrachten in der Trennentwässerung. *Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft*, Universität Hannover, 62. (*in German*)

Pecher, K.H. and Haußmann, R. (1996) Qualitative mode of action of sewer tanks with surplus flow. *Wat. Sci. Tech.*, 34(3-4), 33-40.

Petersen, B., Gernaey, K., Henze, M. and Vanrolleghem, P.A. (2001) Calibration of activated sludge models : A critical review of experimental designs. *In : Biotechnology for the Environment*, Vol. 3. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, 101-186.

Pleau, M., Colas, H., Lavallée, P., Pelletier, G. and Bonin, R. (2005) Global optimal real-time control of the urban drainage system. *Environ. Modell. Softw.*, 20, 401-413.

Pister, B., Rosset, P. and Rabier, A. (2003) Gestion en temps réel des bassins de retenue. Expérience du département du Val-de-Marne. *TSM*, 12, 98-101. (*in French*)

Rauch, W., Bertrand-Krajewski, J.-L., Krebs, P., Mark, O., Schilling, W., Schuetze, M. and Vanrolleghem, P.A. (2002) Deterministic modelling of integrated urban drainage systems. *Wat. Sci. Tech.*, 45(3), 81-94.

Rauch, W. et Harremoës, P. (1996) Integrated design and analysis of drainage systems, including sewers, treatment plant and receiving waters. *J. Hydraul. Res.*, 34(6), 815-826.

Rechenburg, A., Koch, C., Classen, T. and Kisteman, T. (2006) Impact of sewage treatment plants and combined sewer overflow basins on the microbiological quality of surface water. *Wat. Sci. Tech.*, 54(3), 95-99.

Reda, A.L.L. and Beck, M.B. (1997) Ranking strategies for stormwater management under uncertainty : Sensitivity analysis. *Wat. Sci. Tech.*, 36(5), 357-371.

Rondeau, F. (2009) *Gestion des eaux usées urbaines en temps de pluie : Comportement d'un réservoir de rétention*. MSc thesis, Département de génie civil et de génie des eaux, Université Laval, Québec, Qc, Canada. (118 p.) (*in French*)

Rossi, L. (2004) Modélisation des matières en suspension (MeS), dans les rejets urbains en temps de pluie. *GWA, Gas, Wasser, Abwasser*, 10, 753-761. (*in French*)

Rossi, L., Krejci, V., Rauch, W., Kreikenbaum, S., Fankhauser, R. and Gujer, W. (2005) Stochastic modeling of total suspended solids (TSS) in urban areas during rain events. *Wat. Res.*, 39, 4188-4196.

Rossmann, L. A. (2009) *Storm Water Management Model, User's Manual Version 5*. US EPA, Water Supply and Water Resources Division National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, Ohio, USA.

Saget, A., Chebbo, G. and Bertrand-Krajewski, J.-L. (1996) The first flush in sewer systems. *Wat. Sci. Tech.*, 33(9), 101-108.

Sakrabani, R., Vollertsen, J., Ashley, R.M. and Hvitved-Jacobsen, T. (2009) Biodegradability of organic matter associated with sewer sediments during first flush. *Sci. Total Environ.*, 407, 1989-2995.

Sartor, J.D., Boyd, G.B. and Agardy, J. (1974) Water pollution aspects of street surface contaminants. *J. Water Poll. Control Fed.*, 46(3), 458-467.

Saul, A.J. and Thornton, R.C. (1989) Hydraulic performance and control of pollutants discharged from a combined sewer storage overflow. *Wat. Sci. Tech.*, 21, 747-756.

Saul, A.J., Shepherd, W. and Boxal, J. (2007) Quantifying the performance of storm tanks at wastewater treatment plant. *In : 2007 World Environmental and Water Resources Congress, ASCE*. May 15-19, Tampa, Florida.

Schilling, W., Andersson, B., Nyberg, U., Aspegren, H., Rauch, W. and Harremoës, P. (1996) Real time control of wastewater systems. *J. Hydraul. Res.*, 34(6), 785-797.

Schuetze, M. (1998) *Integrated simulation and optimum control of the urban waste water system*. PhD thesis, Department of civil engineering, Imperial College of Science, Technology and Medicine. Environmental and Water Resources Engineering., London, UK.

Schuetze, M., To, T.B., Jumar, U. and Butler, D. (2002) Multi-objective control of urban wastewater systems. *In : 15th Triennial World Congress of the International Federation of Automatic Control*, July 21-26, Barcelona, Spain.

Servat, E. (1987) *Contribution à l'étude de la pollution du ruissellement pluvial urbain*. PhD thesis, Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier, France. (206 p.) (*in French*)

Sharma, K.R., Yuan, Z., de Haas, D.W., Hamiltoun, G., Corrie, S. and Keller, J. (2008) Dynamics and dynamic modelling of H₂S production in sewer systems. *Wat. Res.*, 42, 2527-2538.

Shu, W.-P. (2004) *The use of a water quality model to evaluate the impacts of combined sewer overflows on the lower Hudson river*. PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of New-Jersey Institute of Technology, New-Jersey, USA. (222 p.)

Siegrist, H., Vogt, D., Garcia-Heras, J.L. and Gujer, W. (2002) Mathematical model for meso and thermophilic anaerobic sewage sludge digestion. *Environ. Sci. Technol.*, 36,1113-1123.

Solvi, A.-M. (2007) *Modelling the sewer-treatment-urban river system in view of the EU Water Framework Directive*. PhD thesis, Ghent University, Applied Biological Sciences : Environmental Technology, Ghent, Belgium. (221 p.)

Solvi, A.-M., Benedetti, L., Gillé, S., Schosseler, P., Weidenhaupt, A. and Vanrolleghem, P.A. (2005) Integrated urban catchment modelling for a sewer-treatment-river system. *In : 10th Conference on Urban Drainage*, August 21-26, Copenhagen, Denmark.

Solvi, A.-M., Benedetti L., Vandenberghe V., Gillé S., Schosseler P., Weidenhaupt, A. and Vanrolleghem, P.A. (2006) Construction and calibration of an integrated model for catchment, sewer, treatment plant and river. *In : 7th International Conference on Hydroinformatics HIC*, September 4-8, Nice, France.

Spanjers, H. and Vanrolleghem, P.A. (1995) Respirometry as a tool for rapid characterization of wastewater and activated sludge. *Wat. Sci. Tech.*, 31(2), 105-114.

Stamou, A., Adams, E. and Rodi, W. (1989) Numerical modeling of flow and settling in primary rectangular clarifiers. *J. Hydraul. Res.*, 9(5), 665-682.

Stovin, V. R. and Saul, A.J. (2000) Computational fluid dynamics and the design of sewage storage chamber. *J. CIWEM*, 14, 103-110.

Suarez, J. and Puertas, J. (2005) Determination of COD, BOD, and suspended solids loads during combined sewer overflow (CSO) events in some combined catchments in Spain. *Ecol. Eng.*, 24(3), 201-219.

Sztruhàr, D., Sokac, M., Holiencin, A. and Markovic, A. (2002) Comprehensive assessment of combined sewer overflows in Slovakia. *Urban Water*, 4, 237-243.

Takacs, I., Patry, G.G. and Nolasco, D. (1991) A dynamic model of the clarification - Thickening process. *Wat. Res.*, 25(10), 1263-1271.

Takamatsu, M., Barrett, M. and Charbeneau, R.J. (2010) Hydraulic model for sedimentation in stormwater detention basins. *J. Environ. Eng.*, 136(5), 527-534.

Takayanagi, E., Abe, T., Taruya, T. and Fukui, S. (1997) Introduction of plate settler for combined sewer overflow treatment. *Wat. Sci. Tech.*, 36(8-9), 207-212.

Tchobanoglous, G. and Schroeder, E.D. (1985) *Water Quality : Characteristics, Modeling, Modification.*, Addison-Wesley, Vol. 1, MA, USA. (768 p.)

Tebbutt, T.H.Y. (1979) Primary sedimentation of wastewater. *Res. J. Wat. Pollut. Control. Fed.*, 51(12), 2858-2867.

Terstriep, L. and Stall, J.B. (1974) The Illinois urban drainage area simulator, ILLUDAS. *Illinois State Water Survey*, Bulletin 58.

Tyack, J.N., Hedges, P. and Smisson, R.P.M. (1996) The relationship between settling velocity grading and the characteristics of the contributing catchment. *Wat. Sci. Tech.*, 33(9), 135-142.

Ujevic, I., Odzak, N. and Baric, A. (2000) Trace metal accumulation in different grain size fractions of the sediments from a semi-enclosed bay heavily contaminated by urban and industrial wastewaters. *Wat. Res.*, 34(11), 3055-3061.

US EPA (1983) *Results of th Nationwide Urban Runoff Program Volume I - Final Report.* Water Planning Division, US Environmental Protection Agency. December, Washington, D.C., USA.

Vaes, G. and Berlamont, J. (1999) The impact of rainwater reuse on CSO emissions. *Wat. Sci. Tech.*, 39(5), 57-64.

Vallet, B. (2011) *Modélisation d'un bassin d'orage en vue de l'amélioration de la qualité des rivières par la gestion en temps réel (Stormtank modelling in view of improving the river water quality by real-time control)*. PhD thesis, Département de génie civil et de génie des eaux, Université Laval, Québec, Qc, Canada. (358 p.)

Van de Moortel, A.M.K., Rousseau, D.P.L., Tack, F.M.G. and Pauw N.D. (2009) A comparative study of surface and subsurface flow constructed wetlands for treatment of combined sewer overflows : A greenhouse experiment. *Ecol. Eng.*, 35, 175-183.

Vanhooren, H., Meirlean, J., Amerlinck, Y., Claeys, F., Vangheluwe, H. and Vanrolleghem, P.A. (2003) WEST : Modelling biological wastewater treatment. *J. Hydroinform.*, 5(1), 27-50.

Vanrolleghem, P.A., Benedetti, L. and Meirlaen, J. (2005) Modelling and real-time control of the integrated urban wastewater system. *Environ. Modell. Softw.*, 20, 427-442.

Vanrolleghem, P.A., Fronteau, C. and Bauwens, W. (1996) Evaluation of design and operation of the sewage transport and treatment system by an EQO/EQS based analysis of the receiving water immission characteristics. *In : WEF Speciality Conference Series - Urban Wet Weather Pollution - Controlling Sewer Overflows and Stormwater Runoff.*, June 16-19, Quebec City, Quebec, Canada.

Vanrolleghem, P.A., Kamradt, B., Solvi, A.-M. and Muschalla D. (2009) Making the best of two hydrological flow routing models : Nonlinear outflow-volume relationships and backwater effects model. *In : 8th International Conference on Urban Drainage Modelling.*, September 7-11, Tokyo, Japan.

Vanrolleghem, P.A., Spanjers, H., Petersen, B., Ginestet, P. and Takacs, I. (1999) Estimating (combinations of) activated sludge model No. 1 parameters and components by respirometry. *Wat. Sci. Tech.*, 39(1), 195-214.

Vazquez, J., Dufresne, M., Terfous, A., Ghenaim, A. and Poulet, J-B. (2008) Prévoir l'efficacité des bassins d'orage par modélisation 3D : Du bassin expérimental à l'ouvrage réel. *La houille blanche* Octobre, 5, 92-98. (*in French*)

WEF (2011) *Prevention and Control of Sewer System Overflows*. Water Environment Federation - Third edition - Manual of practice No. FD-17. McGraw Hill, Alexandria, Virginia, USA. (413 p.)

Weijers, S.R., de Jonge, J., van Zanten, O., Benedetti, L., Langeveld, J., Menkveld, H.W. and van Nieuwenhuijzen, A.F. (2012) KALLISTO : Cost effective and integrated optimization of the urban. *Water Practice and Technology*, 7(2).

Weiβ, G.J. (1997) Vortex separator : Proposal of a dimensioning method. *Wat. Sci. Tech.*, 36(8-9), 201-206.

Willems, P. (2010) Parsimonious model for combined sewer overflow pollution. *J. Environ. Eng. ASCE*, 136(3), 316-325.

Wipliez, B. (2011) *Caractérisation et gestion de la vidange de réservoirs de rétention d'eaux unitaires*. Msc thesis, Département de génie civil et de génie des eaux, Université Laval, Québec, Qc, Canada. (174 p.) (*in French*)

Wong, T.H.F and Geiger, W.F. (1997) Adaptation of wastewater surface flow wetland formulae for application in constructed stormwater wetlands. *Ecol. Eng.*, 9, 187-202.

Xu, Z., Wang, W., Xu, L., Li, H. and Jin, W. (2010) Optimization of coagulation-flocculation conditions for the treatment of combined sewer overflow wastewater. *In : 2nd Conference on Environmental Science and Information Application Technology*, July 17-18, Wuhan, China.

Zug, M., Bellefleur, D., Phan, L. and Scrivener, O. (1998) Sediment transport model in sewer networks - A new utilisation of the Velikanov model. *Wat. Sci. Tech.*, 37(1), 187-196.

Zug, M. and Phan, S. (1999) Horus, a conceptual model for pollution simulation in sewer networks - Structure and validation. *J. Wat. Sci.*, 12(4), 643-660.

Annexes

Annexe A
Pollutographes

Temps sec (TS)

Dans cette section sont présentés les résultats en TS des pollutographes récoltés. Sur la Figure 10.1 sont reportés les résultats de concentration en MeS d'échantillonnages en temps sec au niveau de la chambre de contrôle (avant l'intercepteur). La zone grisée représente le débit moyenné sur 5 jours de TS (Wipliez, 2011) à la chambre de contrôle. La variabilité du débit semble faible en comparaison à celle que l'on peut retrouver à l'entrée de l'usine de traitement Est de la ville de Québec, où la variation peut aller du simple au double entre la nuit et le jour.

Les courbes avec les points représentent les concentrations en MeS durant la journée. Les MeS totales notées "été" sont le résultat d'un échantillonnage sur des journées de semaine différentes, à des heures différentes. La courbe notée MeS totale mercredi 30 sept. 2009 est le résultat d'un échantillonnage réalisé sur la même journée. Il faut noter que certaines journées sont manquantes. La courbe notée MeS totale "Synthèse (intransit modèle)" est la courbe créée et utilisée comme intrant dans le modèle intégré (Chapitre 9).

Concernant les MeS décantables, la courbe suit légèrement la même tendance que les MeS totales, mais reste en dessous de 100 g/m^3 . Seul un échantillonnage étalé sur l'été a été réalisé.

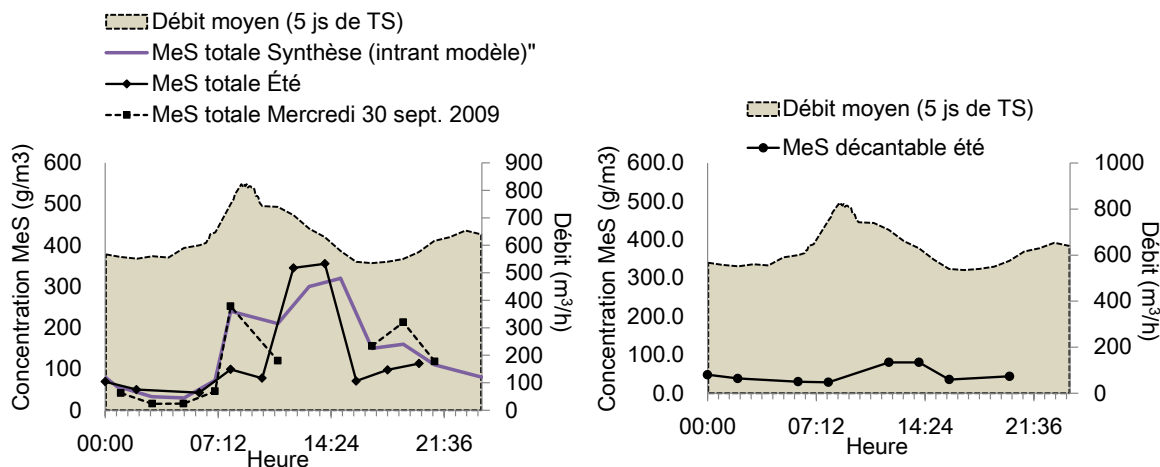


FIGURE 10.1 – Résultats de concentrations en MeS totale et MeS décantable d'échantillonnages en temps sec (TS) au niveau de la chambre de contrôle du bassin versant de Saint-Sacrement.

Le graphique 10.2 montre les résultats obtenus pour la DCO totale et la DCO décantable pour les mêmes échantillons récoltés sur l'été. Les concentrations sont généralement plus fortes que pour les MeS et reproduisent les mêmes tendances (pic de 12h00).

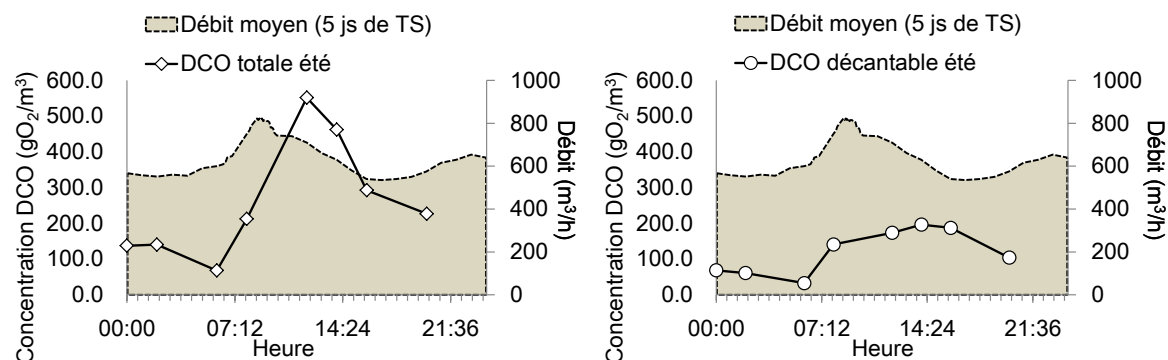


FIGURE 10.2 – Résultats de concentrations en DCO décantable et DCO totale d'échantillonnages en temps sec (TS) au niveau de la chambre de contrôle du bassin versant de Saint-Sacrement.

Temps de pluie (TP)

Dans cette section, les pollutographes des pluies échantillonnées sont présentés. La pluviométrie, les débits et les concentrations en MeS, MVeS et la DCO totales, et leur fraction décantable ont été observés pour l'entrée et la sortie du bassin de rétention hors-ligne. Pour certains évènements, certains polluants n'ont pas été mesurés. Leur légende est reportée même si il n'y a pas de valeurs sur les figures. Sur chaque graphique représentant les séries temporelles des concentrations à l'entrée, la pluviométrie est reportée en tête de graphique, mis à part pour l'évènement du 21 Juillet 2010. Un problème de stockage de données est survenu pour cet évènement.

18 Juillet 2009

Pour cet évènement le volume de remplissage est de 3 100 m³. La fin de la vidange n'a pu être échantillonnée.

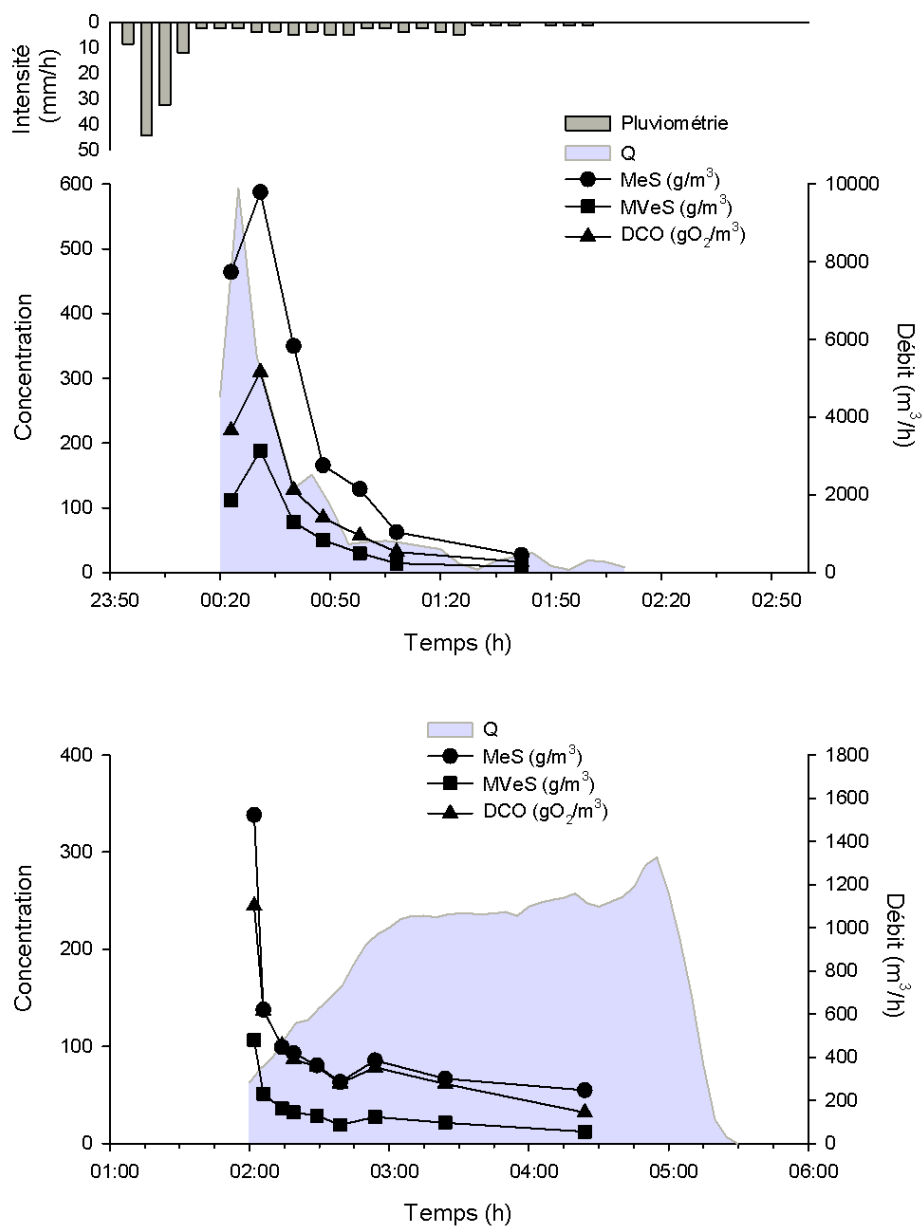


FIGURE 10.3 – Pluie du 18 Juillet 2009. En haut : l'entrée ; en bas : la sortie.

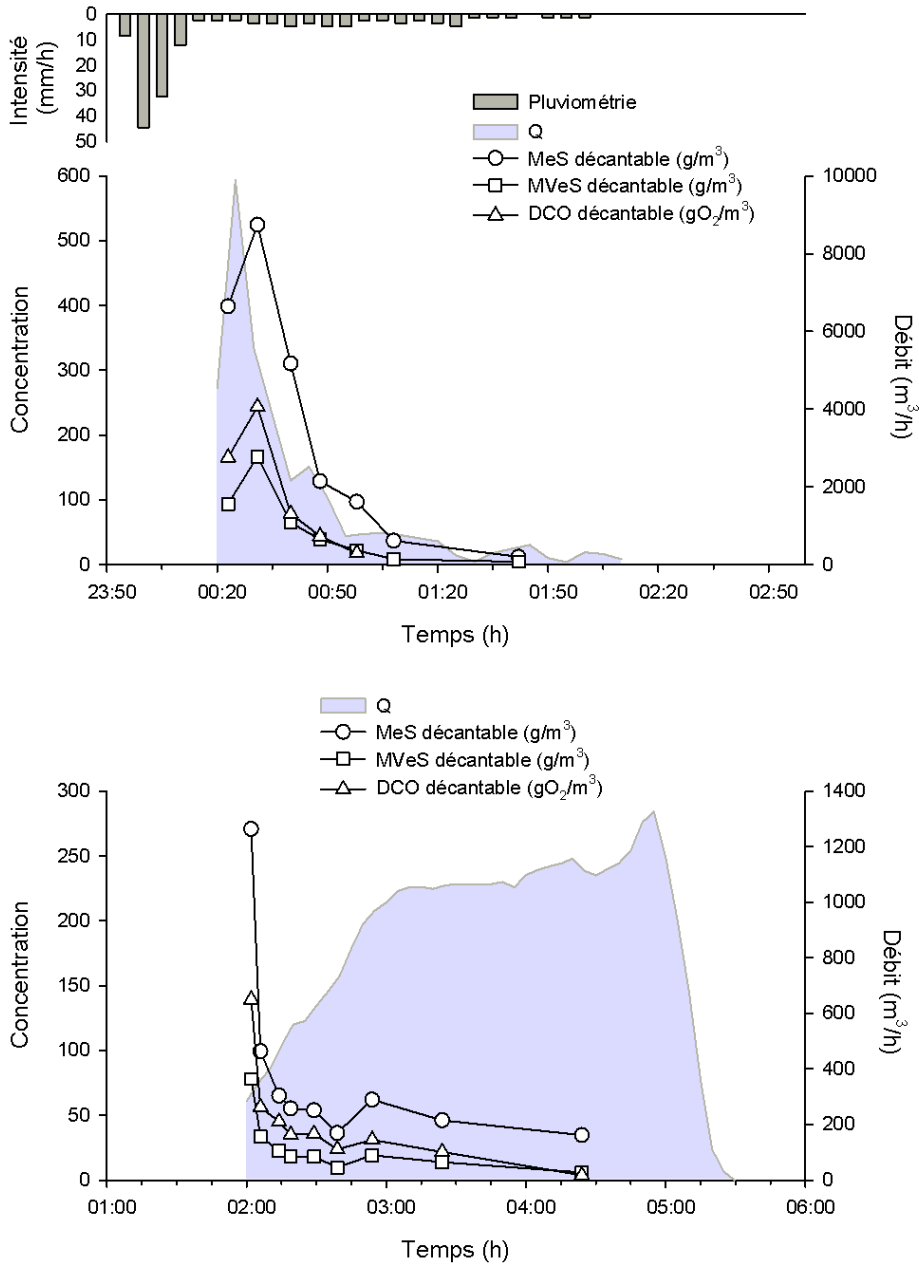


FIGURE 10.4 – Pluie du 18 Juillet 2009. En haut : l'entrée ; en bas : la sortie.

27 Juillet 2009

Pour cet évènement le volume de remplissage est de $4\,050\text{ m}^3$. La fin de la vidange a été échantillonnée, mais seulement un point a été récolté pendant la phase finale. La vraie dynamique de fin de vidange n'est donc pas représentée.

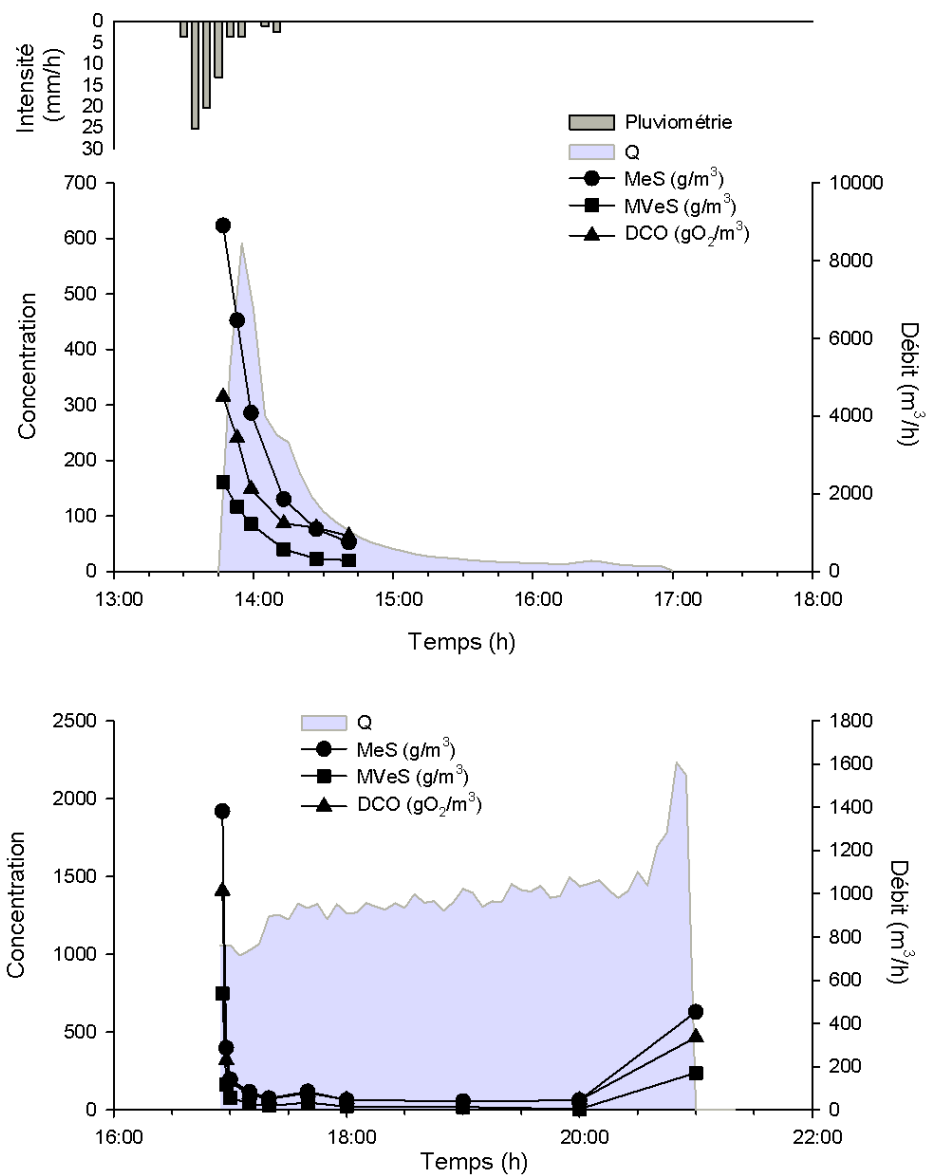


FIGURE 10.5 – Pluie du 27 Juillet 2009. En haut : l'entrée; en bas : la sortie.

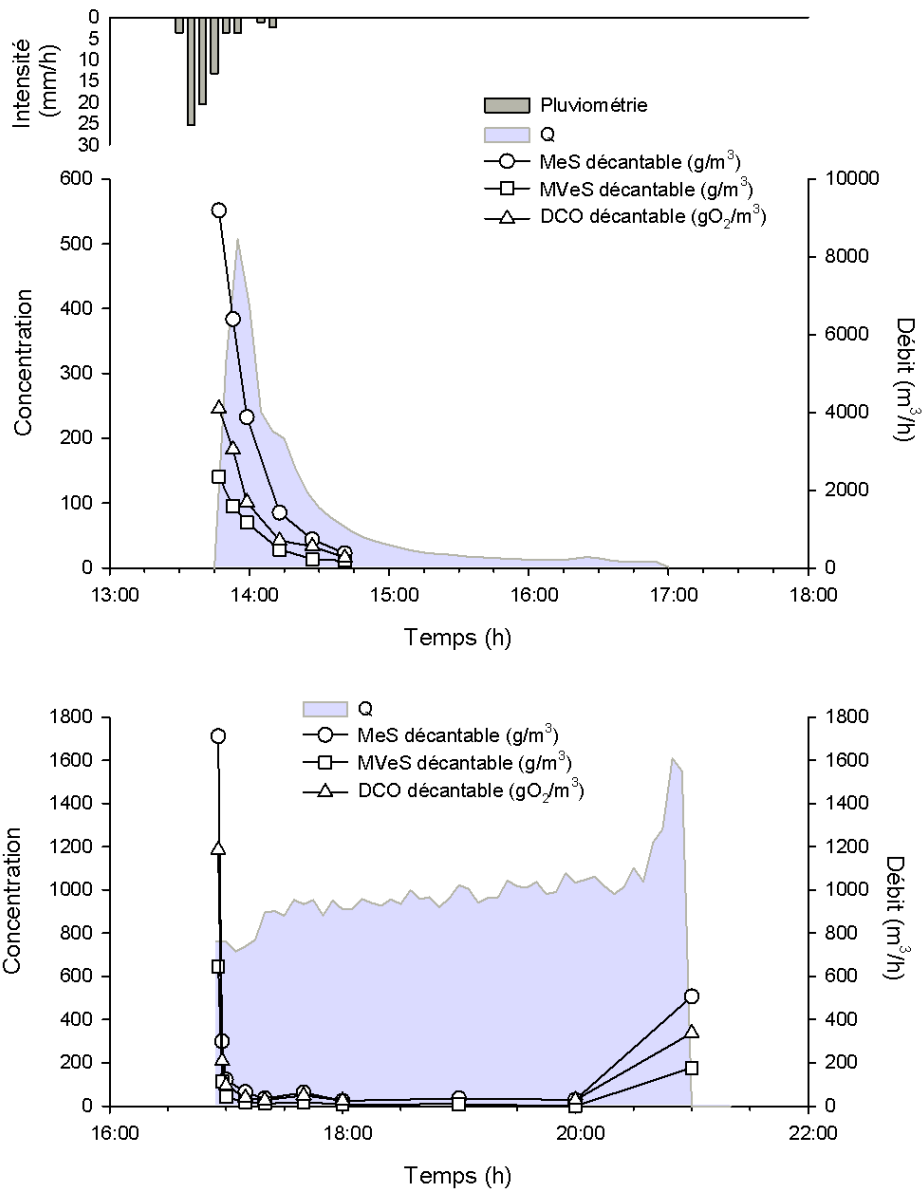


FIGURE 10.6 – Pluie du 27 Juillet 2009. En haut : l'entrée ; en bas : la sortie.

18 Août 2009

Pour cet évènement le volume de remplissage est de 2 700 m³. L'entrée n'a pas été échantillonnée. La fin de la vidange a été échantillonnée, mais encore une fois, un seul point a été récolté pendant la phase finale.

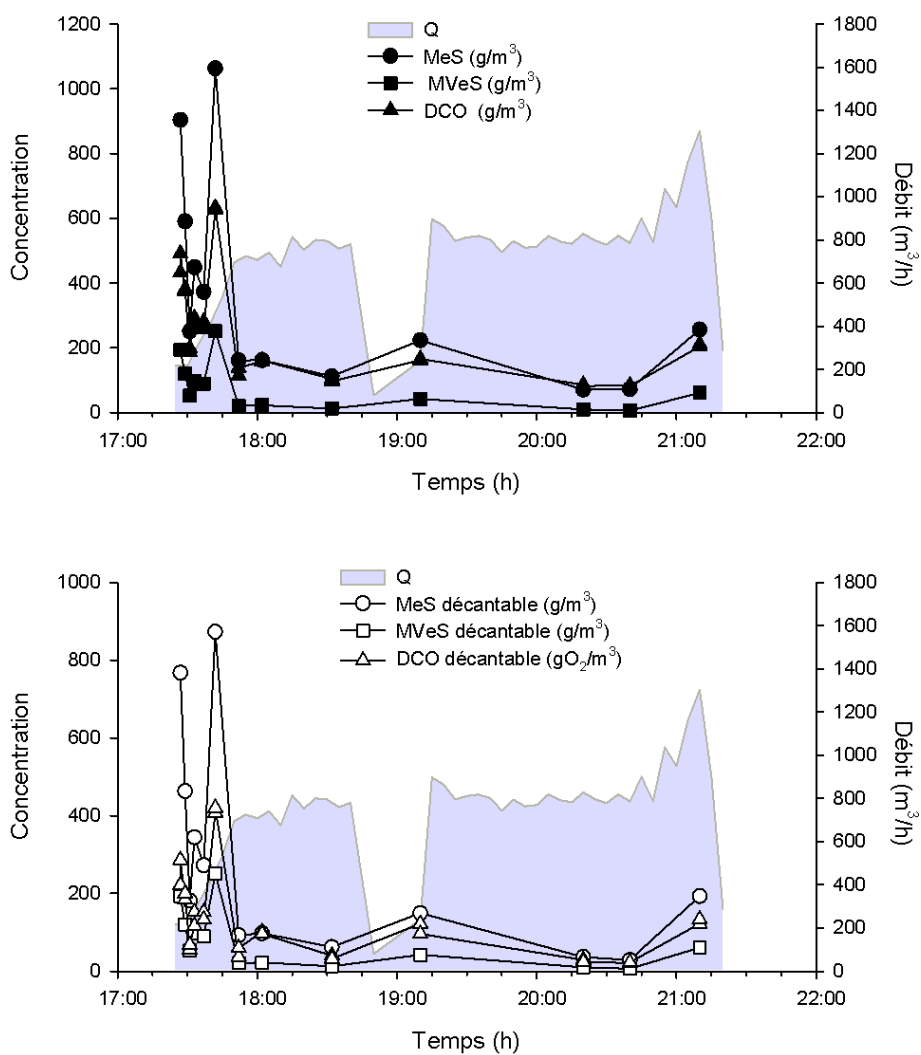


FIGURE 10.7 – Vidange de la pluie du 18 Août 2009.

21 Août 2009

Pour cet évènement le volume de remplissage est de $1\,950\text{ m}^3$. L'entrée échantillonnée n'est pas le début du déversement. Un premier déversement l'a précédé, ce qui peut expliquer les concentrations assez faibles observées en début de déversement. Le début de la phase initiale de la vidange n'a pas été échantillonné, d'où l'absence de pic de concentration. Cependant, la phase finale a été correctement échantillonnée.

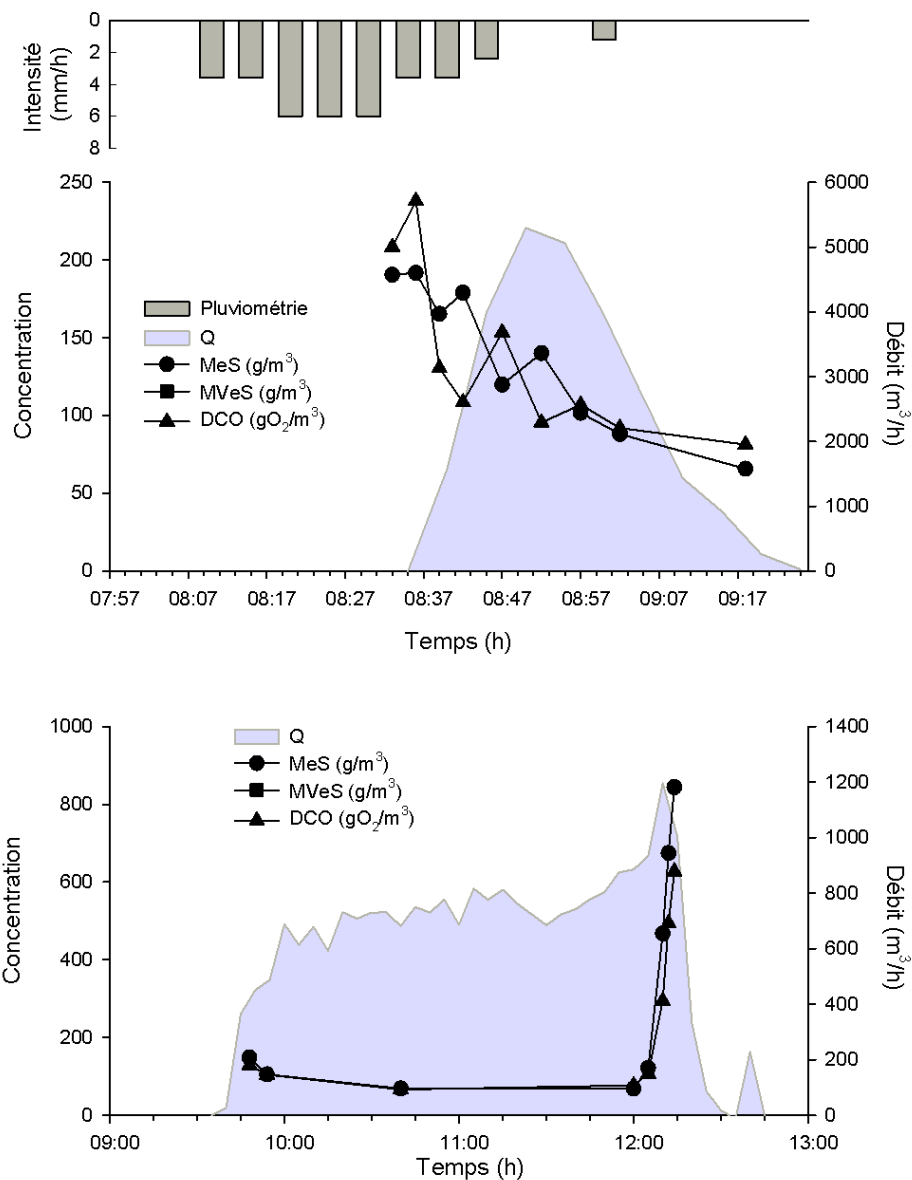


FIGURE 10.8 – Pluie du 21 Août 2009. En haut : l'entrée ; en bas : la sortie.

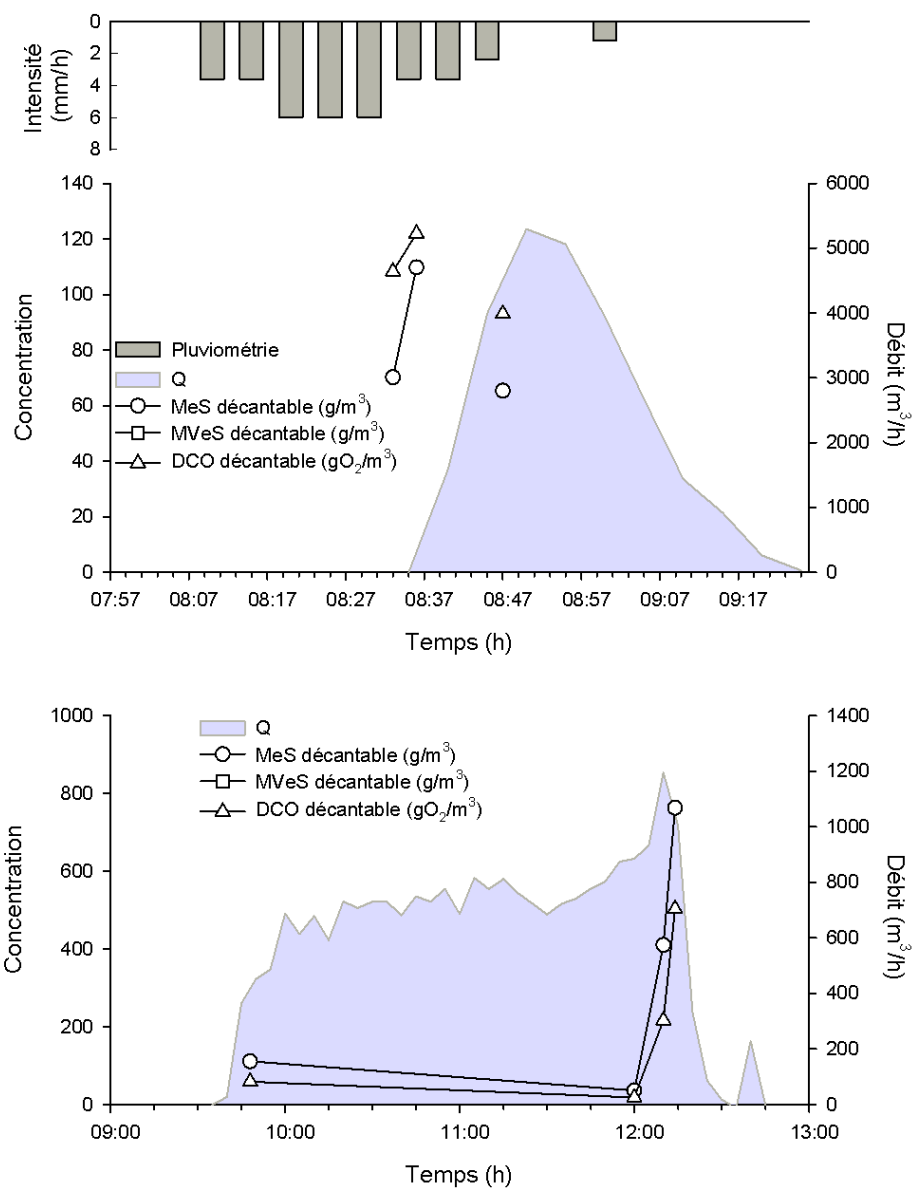


FIGURE 10.9 – Pluie du 21 Août 2009. En haut : l'entrée ; en bas : la sortie.

27 Septembre 2009

Pour cet évènement le volume de remplissage est de 7 500 m³. La fraction décantable des polluants n'a pas été mesurée. L'entrée a été entièrement échantillonnée, le dernier point a été échantillonné durant le débordement vers l'environnement, une fois le bassin complètement rempli (zone entre les flèches). Un première vidange de dix minutes a été échantillonnée vers 21h00. La phase initiale de la seconde vidange (qui a commencé vers 8h15 le lendemain) n'a pas été totalement caractérisée, un seul point d'échantillonnage a été prélevé.

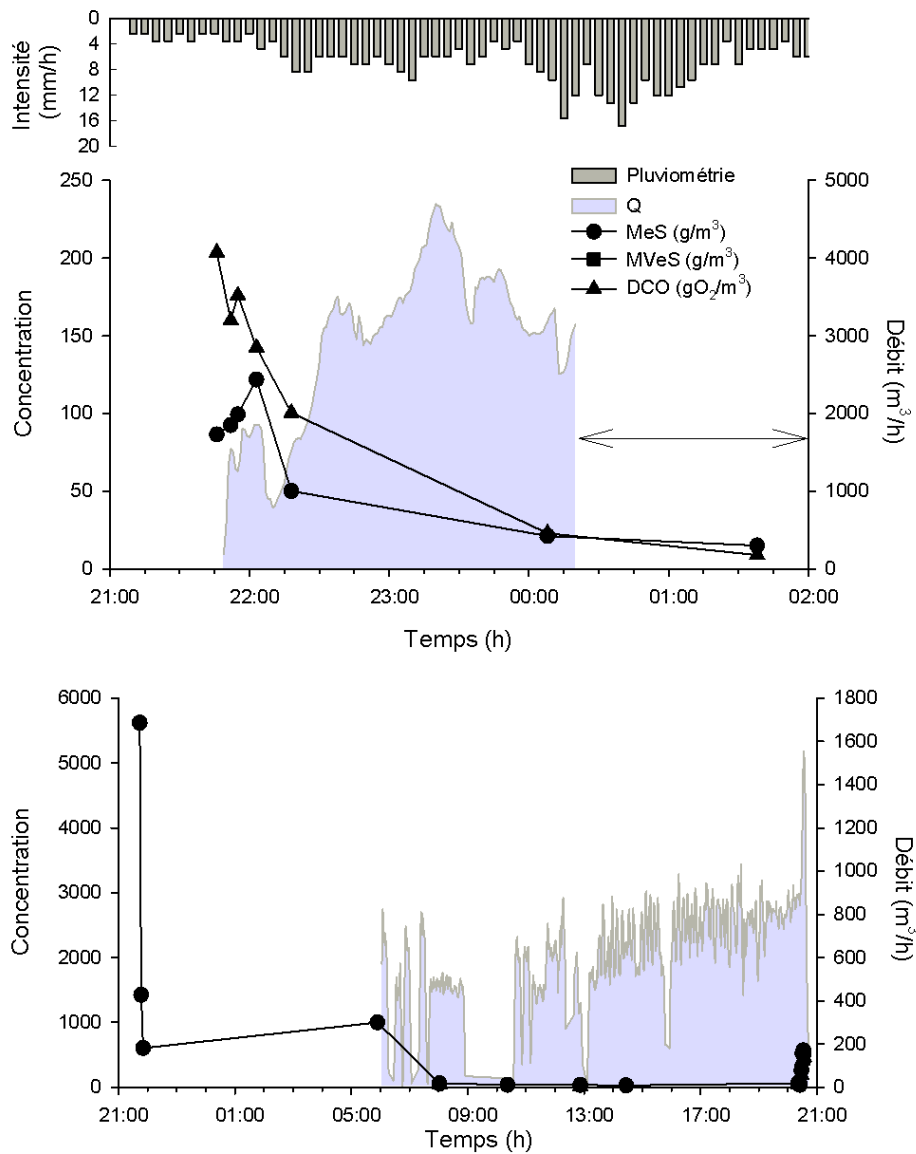


FIGURE 10.10 – Pluie du 27 Septembre 2009. En haut : l'entrée ; en bas : la sortie.

3 Octobre 2009

Pour cet évènement le volume de remplissage est de 4 600 m³. Seule la MeS a été analysée en sortie de bassin de rétention. La fin de vidange n'a pas été échantillonnée.

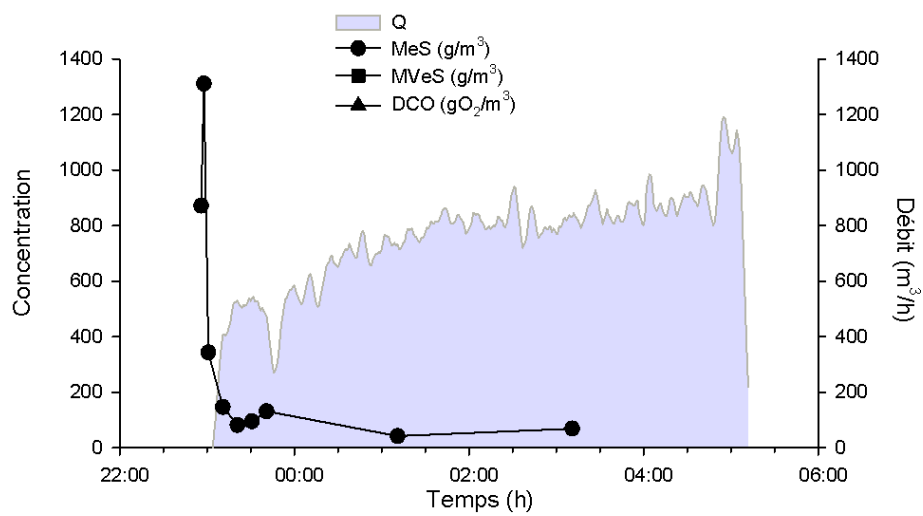


FIGURE 10.11 – Vidange de la pluie du 3 Octobre 2009.

7 Octobre 2009

Pour cet évènement le volume de remplissage est de 6 780 m³. Seule la MeS a été analysée en sortie de bassin de rétention et la fin de vidange n'a pas été échantillonnée.

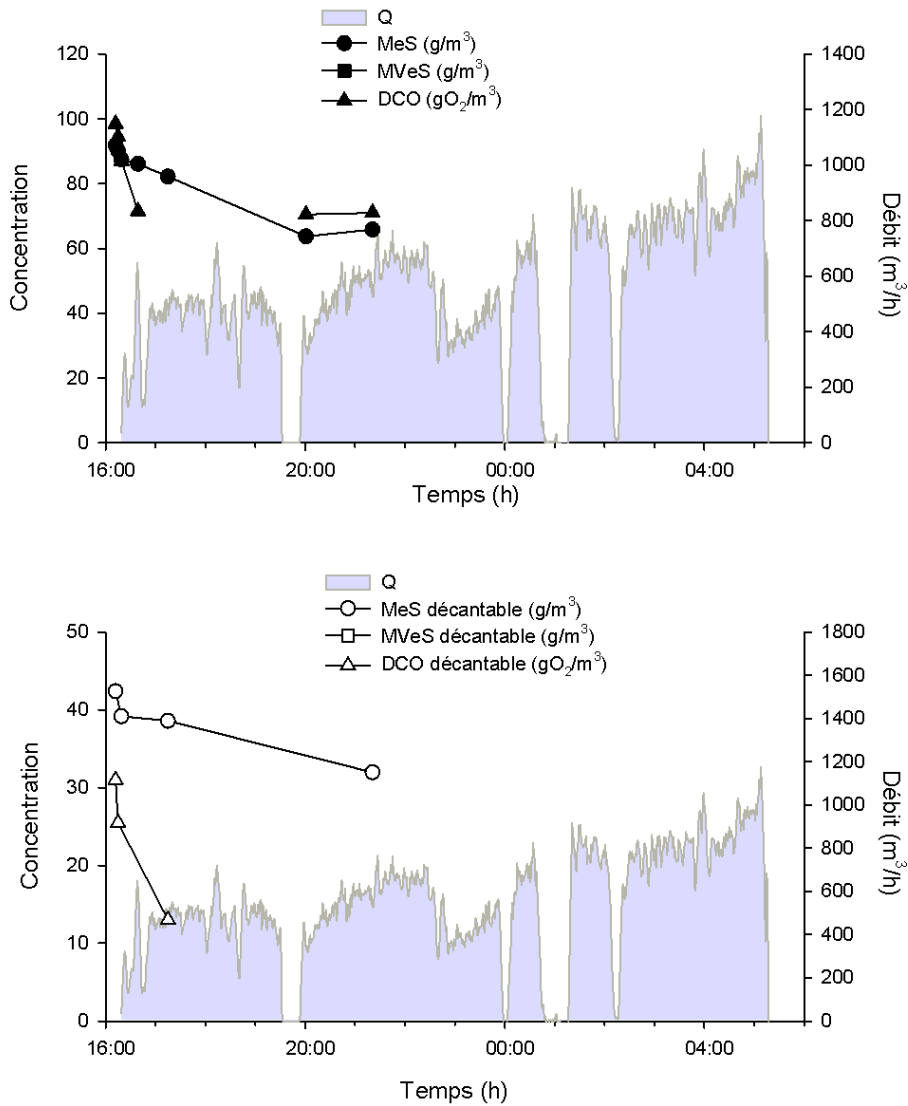


FIGURE 10.12 – Vidange de la pluie du 7 Octobre 2009.

6 Juin 2010

Pour cet évènement le volume de remplissage est de 2 550 m³. Seule la vidange du bassin de rétention a été échantillonnée.

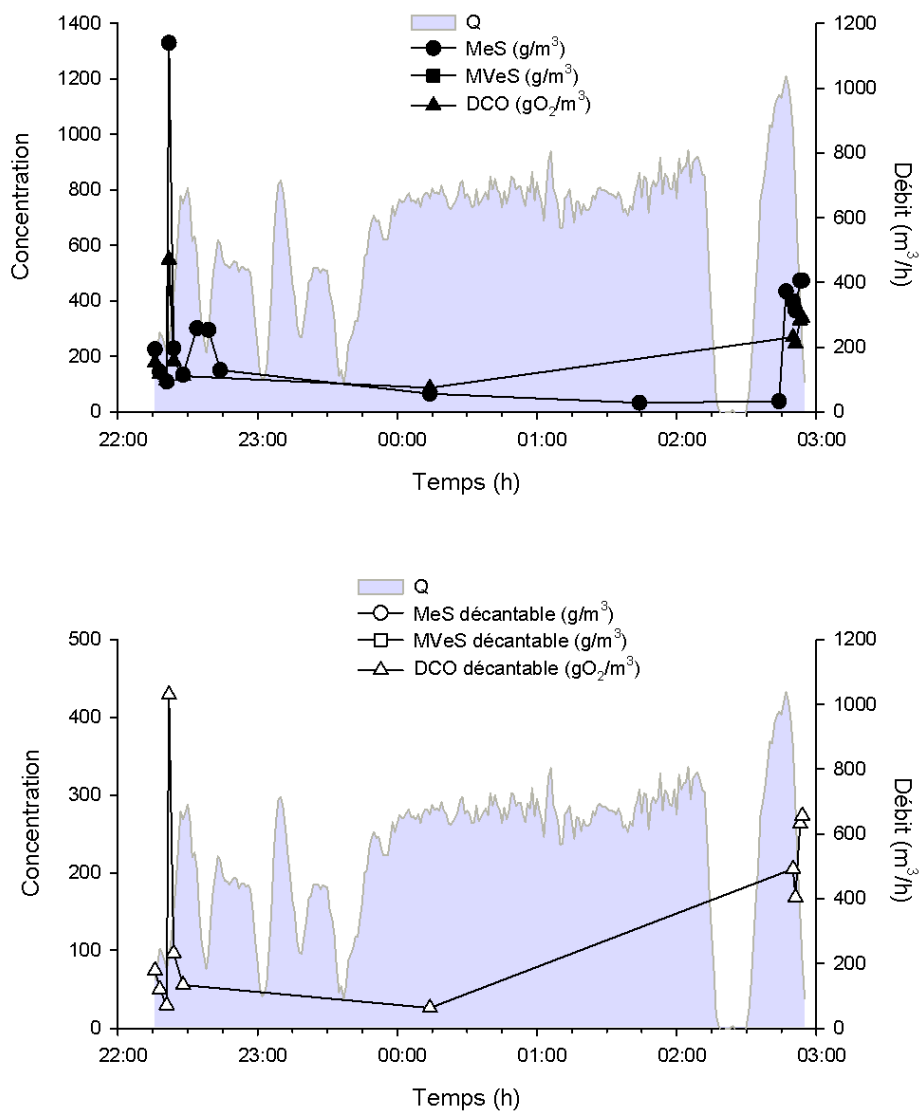


FIGURE 10.13 – Vidange de la pluie du 6 Juin 2010.

28 Juin 2010

Pour cet évènement le volume de remplissage est de 1 000 m³. Cet évènement est le premier réalisé durant les travaux de réfection d'une route située sur le bassin versant. La différence de comportement entre la MeS et la DCO à la sortie du bassin met en évidence la grande quantité de sable contenu dans les eaux.

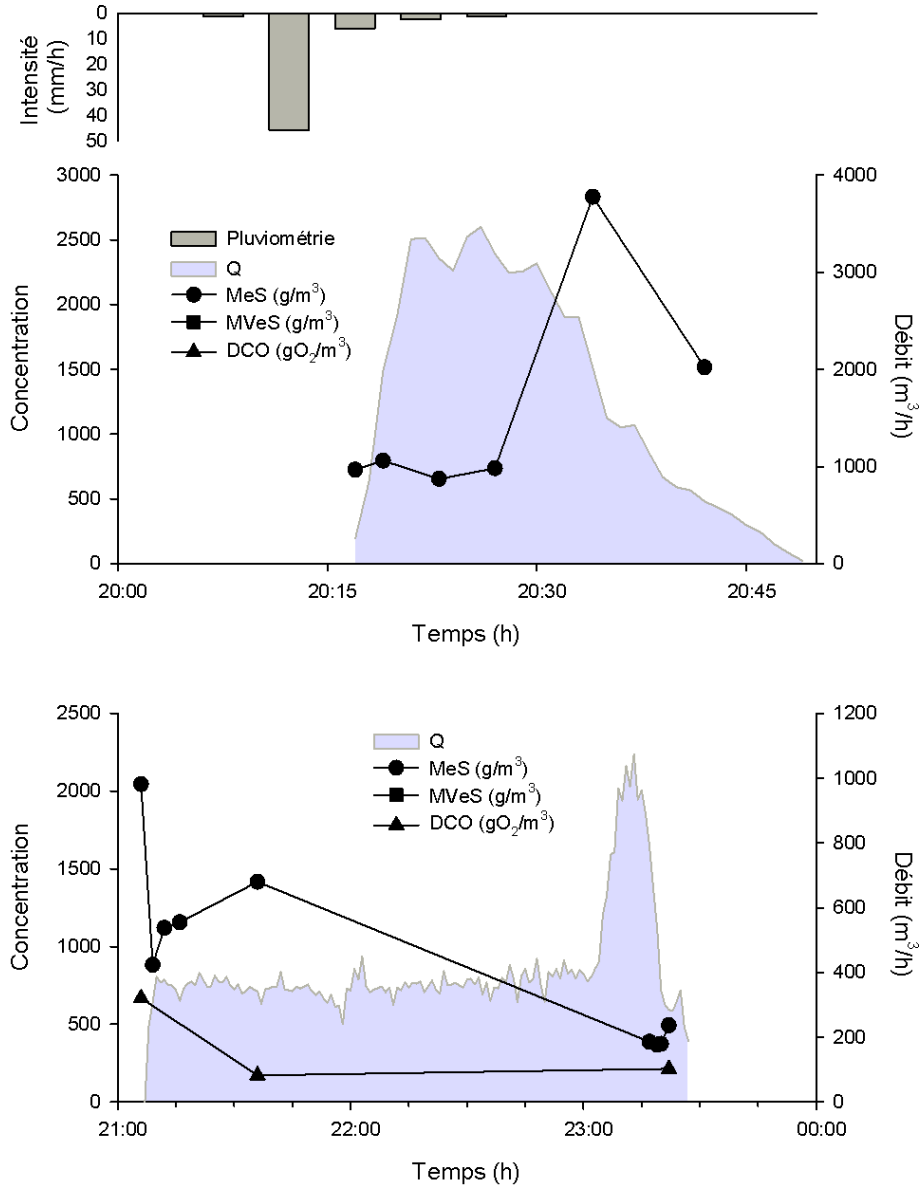


FIGURE 10.14 – Pluie du 28 Juin 2010. En haut : l'entrée ; en bas : la sortie.

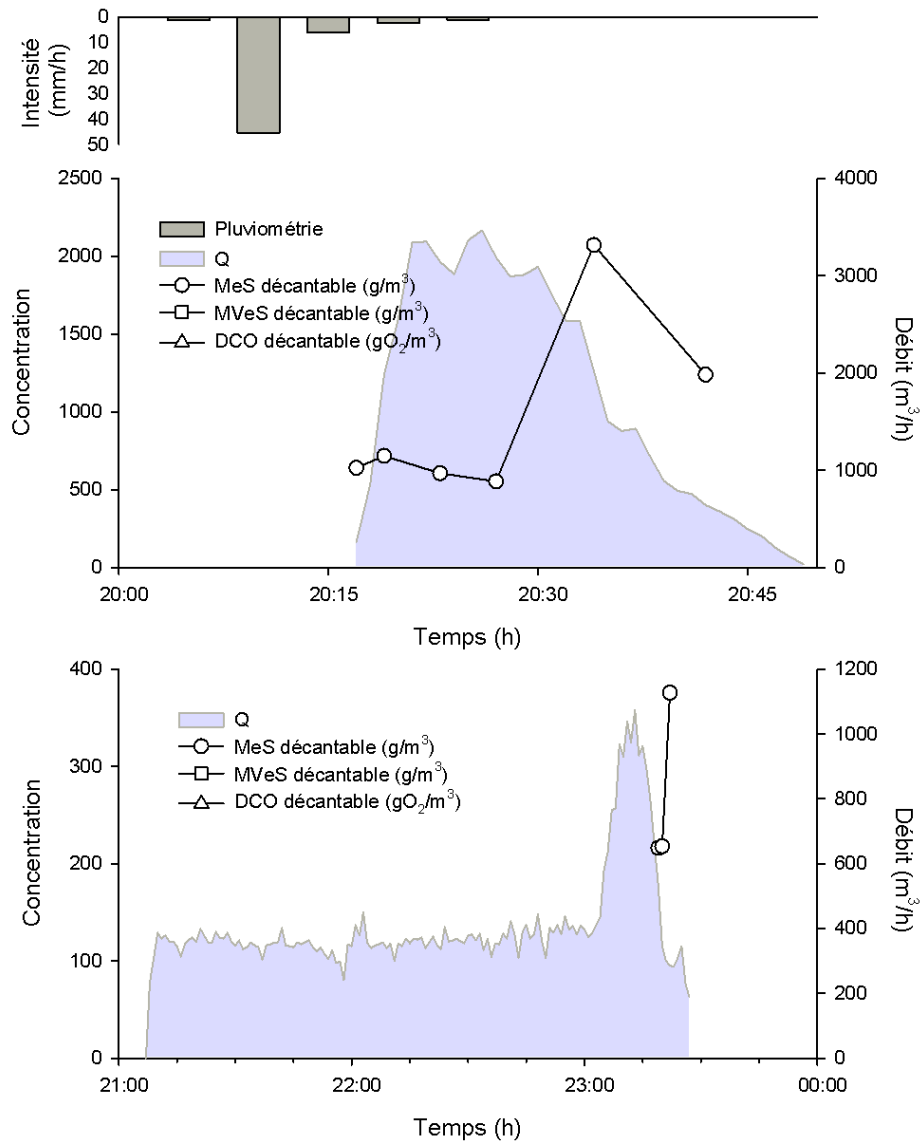


FIGURE 10.15 – Pluie du 28 Juin 2010. En haut : l'entrée ; en bas : la sortie.

9 Juillet 2010

Pour cet évènement le volume de remplissage est de 4 200 m³. Le début de vidange n'a pas pu être échantillonné contrairement à la fin de vidange. Le milieu de la vidange est encore fortement chargé comparé aux évènements antérieurs. Cette caractéristique peut être la conséquence des travaux qui ont produit une quantité de MeS faiblement décantables (100 g/m³ à minuit).

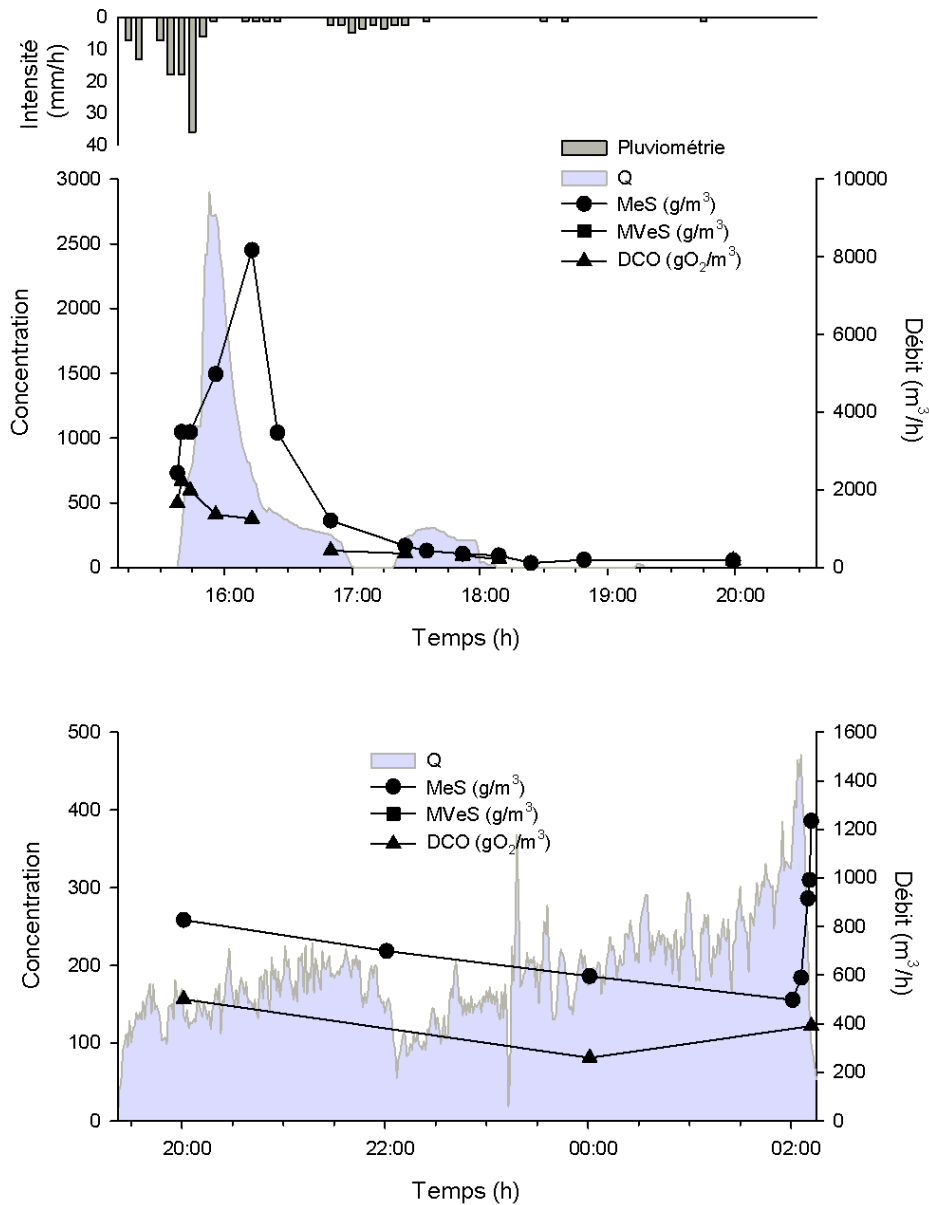


FIGURE 10.16 – Pluie du 9 Juillet 2010. En haut : l'entrée ; en bas : la sortie.

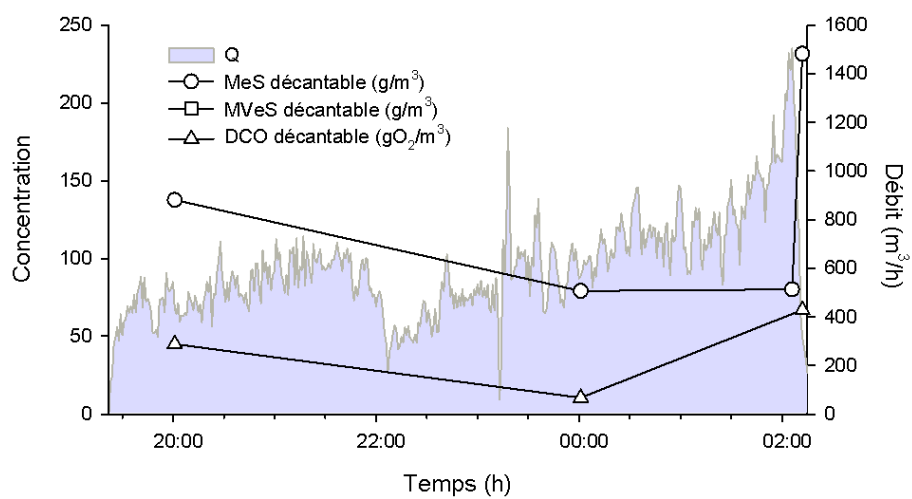


FIGURE 10.17 – Vidange de la pluie du 9 Juillet 2010.

13 Juillet 2010

Pour cet évènement le volume de remplissage est de 1 870 m³. Les premiers échantillons de la première vidange sont fortement chargés (> 6 000 g/m³). Ce qui peut être aussi une conséquence d'une grande quantité de sable dans le puits de pompage en raison des travaux. Le premier flot d'orage est moins différentiable.

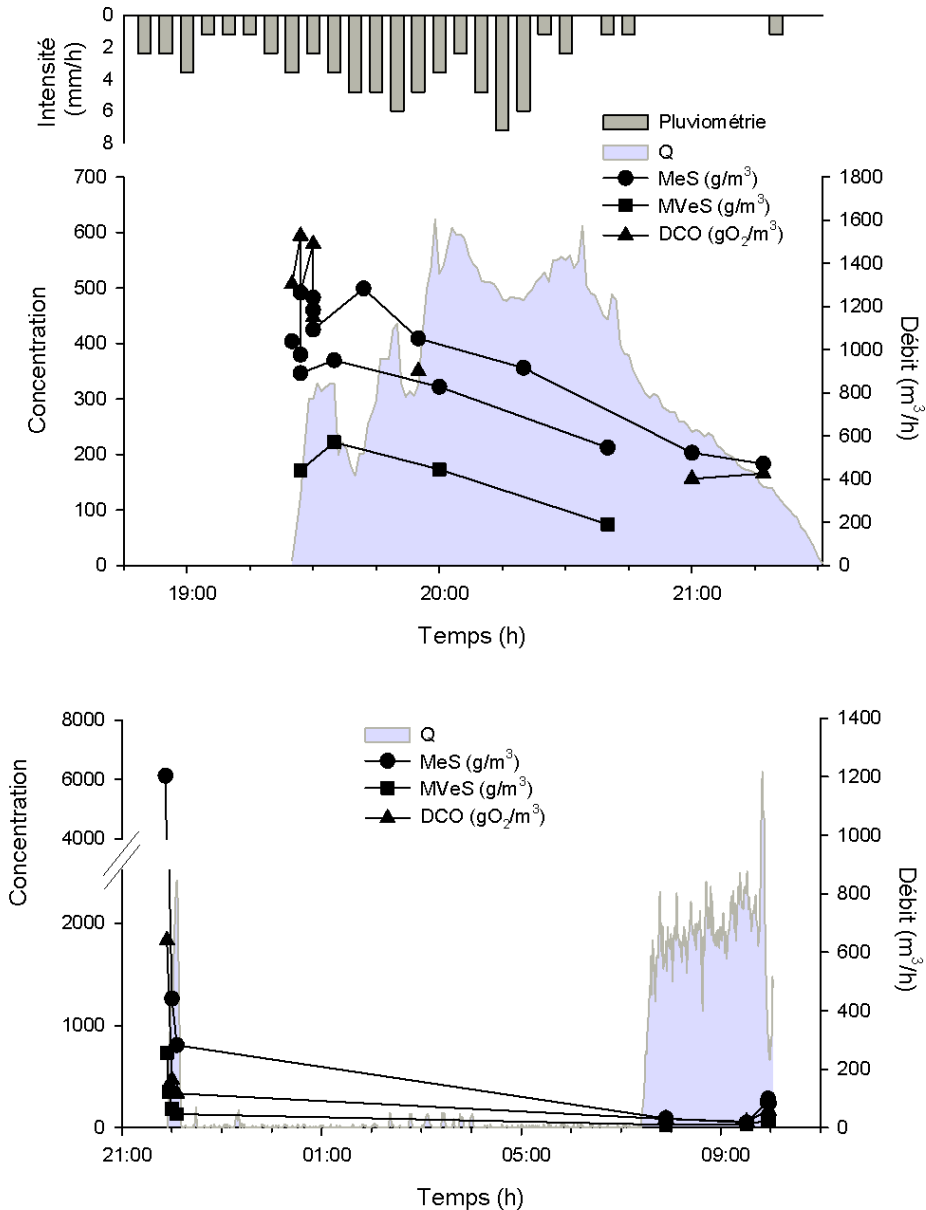


FIGURE 10.18 – Pluie du 13 Juillet 2010. En haut : l'entrée ; en bas : la sortie.

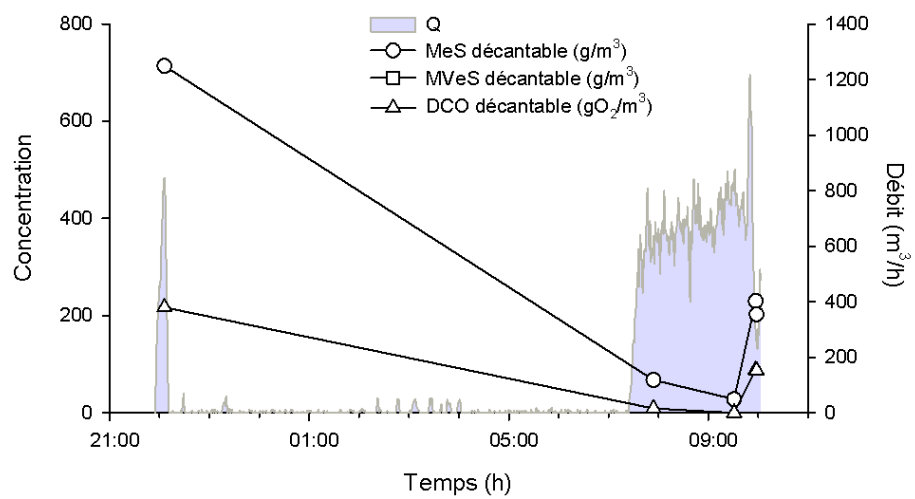


FIGURE 10.19 – Vidange de la pluie du 13 Juillet 2010.

16 Juillet 2010

Pour cet évènement le volume de remplissage est de 2 800 m³. Comme l'évènement précédent, le premier échantillon de la vidange est extrêmement chargé en MeS (50 000 g/m³). Durant cette période les pompes ont été endommagées par le sable contenu dans le puits de pompage. Le point de concentration mesuré après la vidange a été prélevé suite à un démarrage accidentel des pompes durant 2 minutes.

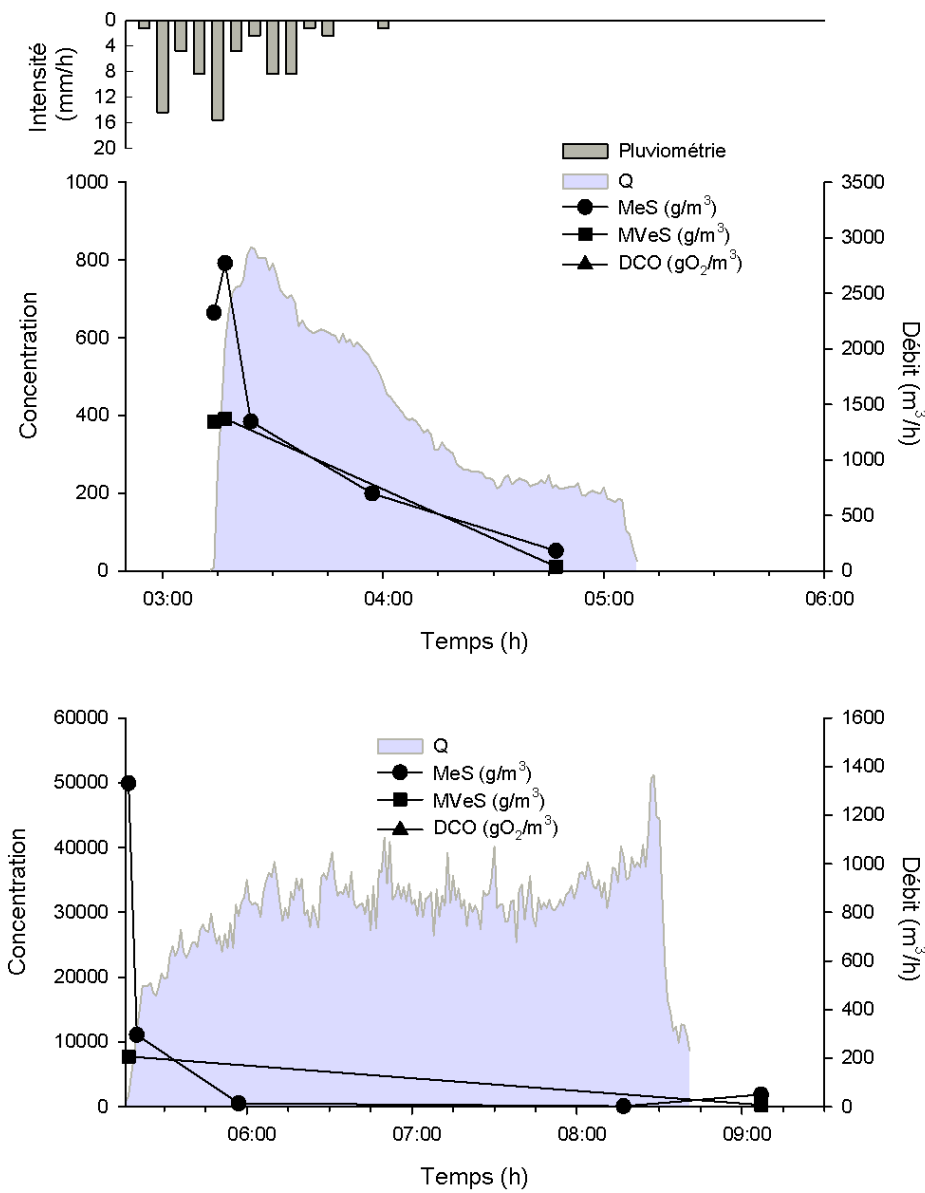


FIGURE 10.20 – Pluie du 16 Juillet 2010. En haut : l'entrée ; en bas : la sortie.

21 Juillet 2010

Pour cet évènement le volume de remplissage est de 650 m^3 . Les valeurs de débit ne sont pas reportées sur ce graphique car le système d'acquisition était en panne ce jour-là.

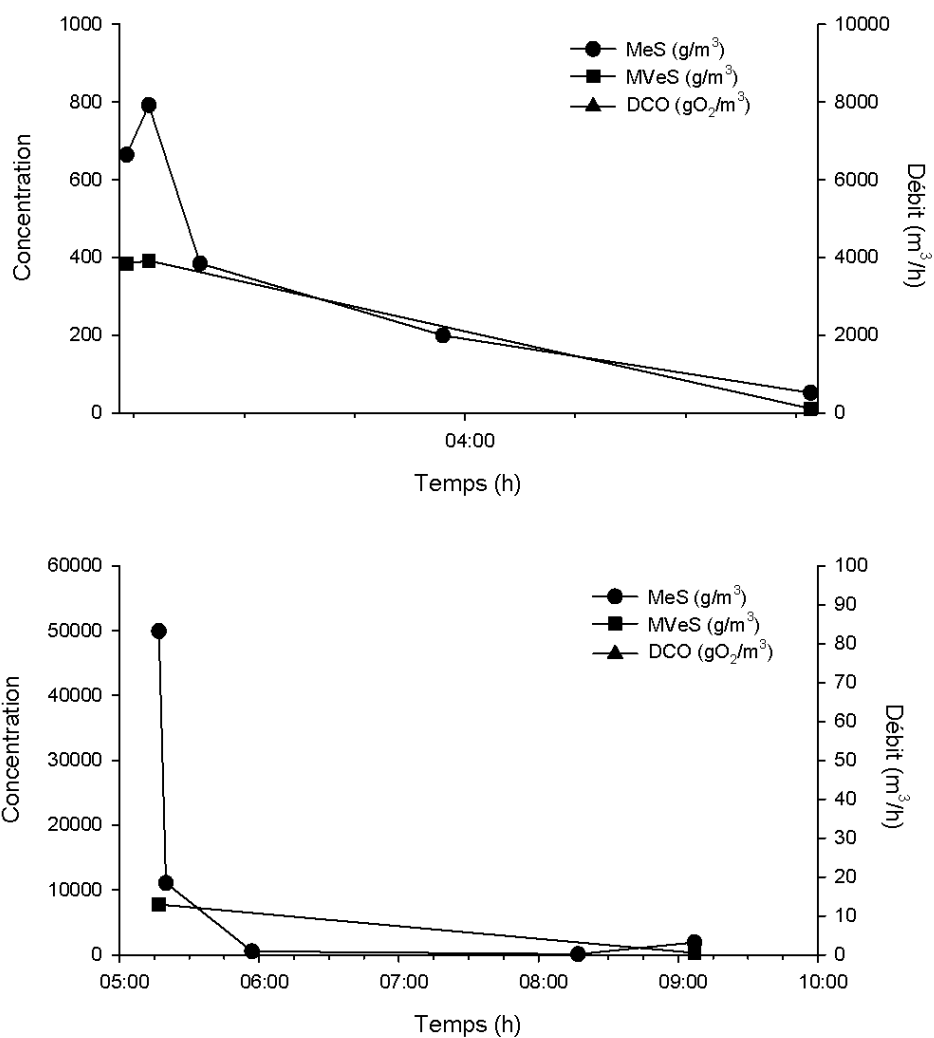


FIGURE 10.21 – Pluie du 21 Juillet 2010. En haut : l'entrée ; en bas : la sortie.

3 Août 2010

Pour cet évènement le volume de remplissage est de 4 000 m³. Durant cet évènement, trois déversements engendrés par trois pluies distinctes précèdent trois débuts d'échantillonnage. Encore une fois, les importantes concentrations mesurées pour le premier échantillon de la vidange sont possiblement la conséquence des travaux de réfection. La deuxième vidange a des concentrations en MeS plus "normales", inférieures à 1 000 g/m³.

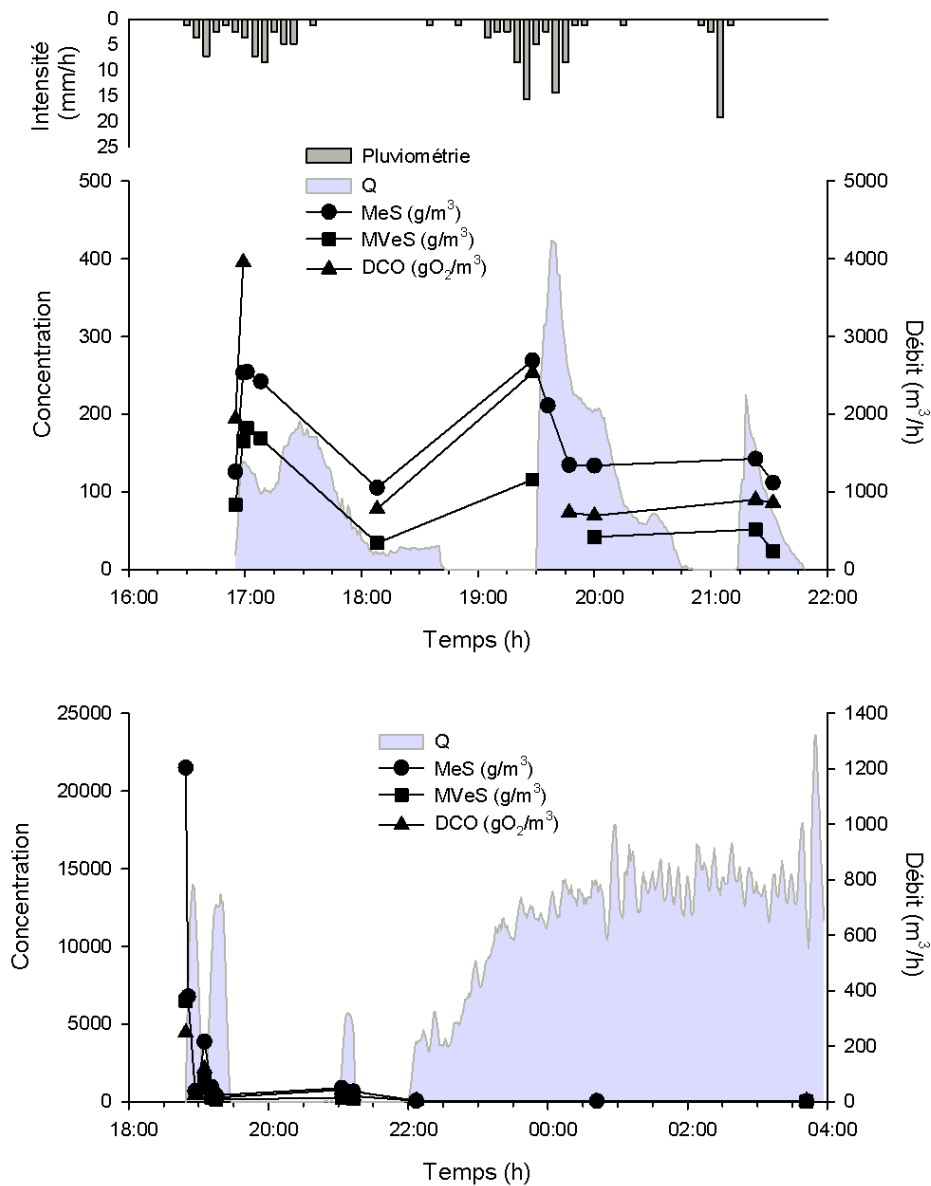


FIGURE 10.22 – Pluie du 3 Août 2010. En haut : l'entrée ; en bas : la sortie.

6 Septembre 2010

Pour cet évènement le volume de remplissage est de $6\,320\text{ m}^3$. A l'entrée, l'effet de premier flot d'orage est diminué par une pluviométrie et un débit dans le collecteur augmentant progressivement dans le temps. En sortie, le problème de bris des pompes est bien visible sur les graphiques 10.23 et 10.24. Le débit n'est jamais constant et ne cesse d'osciller. Aussi la durée du pompage relate une anomalie, la vidange est bien plus longue que d'habitude et dure environ 7h30.

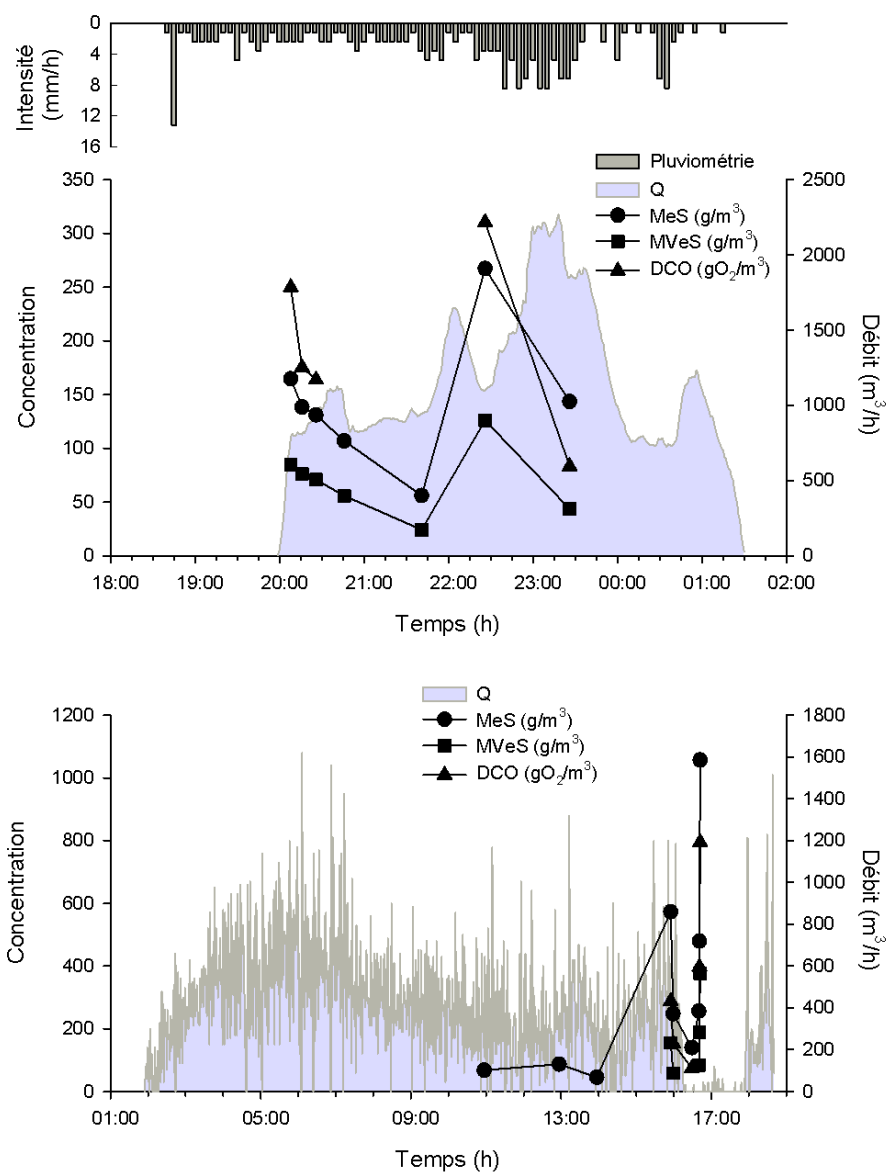


FIGURE 10.23 – Pluie du 6 Septembre 2010. En haut : l'entrée ; en bas : la sortie.

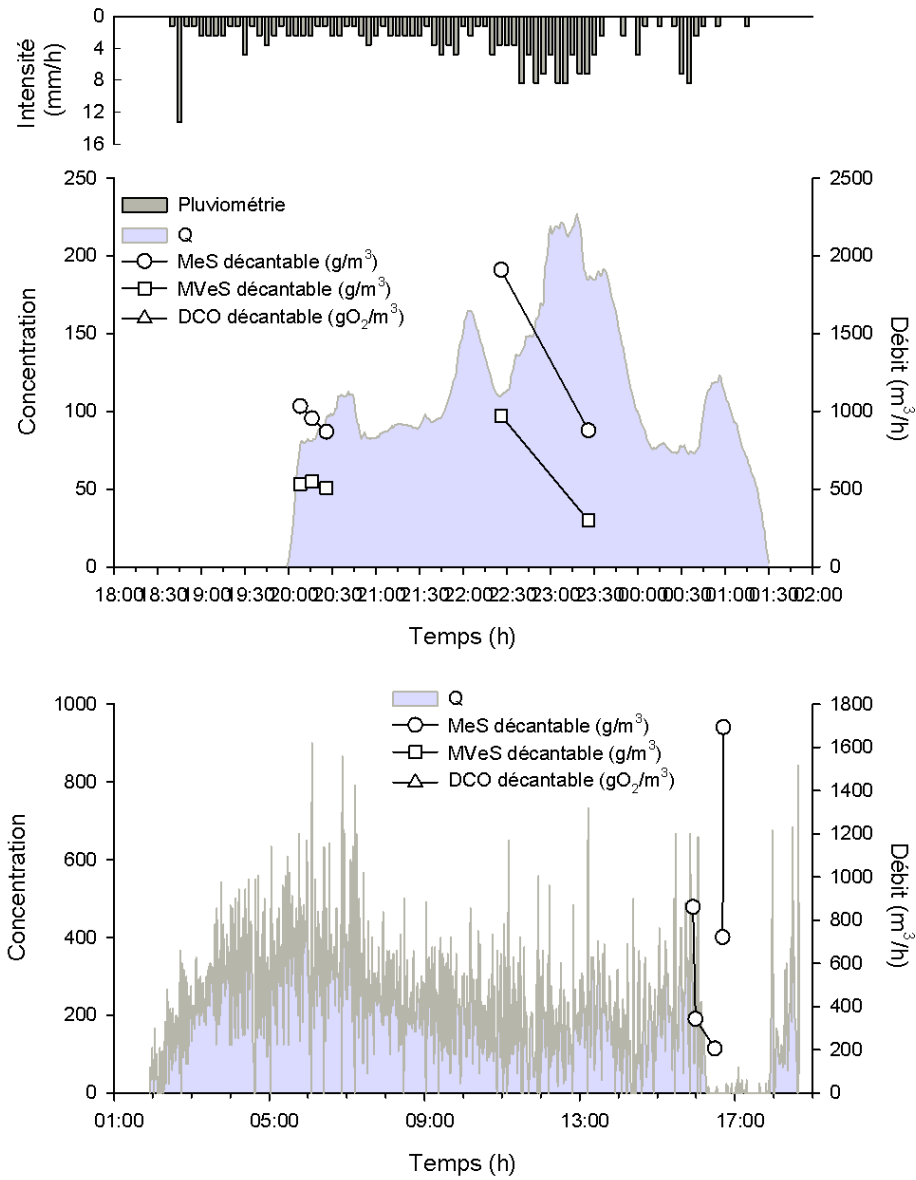


FIGURE 10.24 – Pluie du 6 Septembre 2010. En haut : l'entrée ; en bas : la sortie.

13 Septembre 2010

Pour cet évènement le volume de remplissage est de 2 300 m³. La fin de vidange n'a pas été échantillonnée, mais le début a été bien caractérisé.

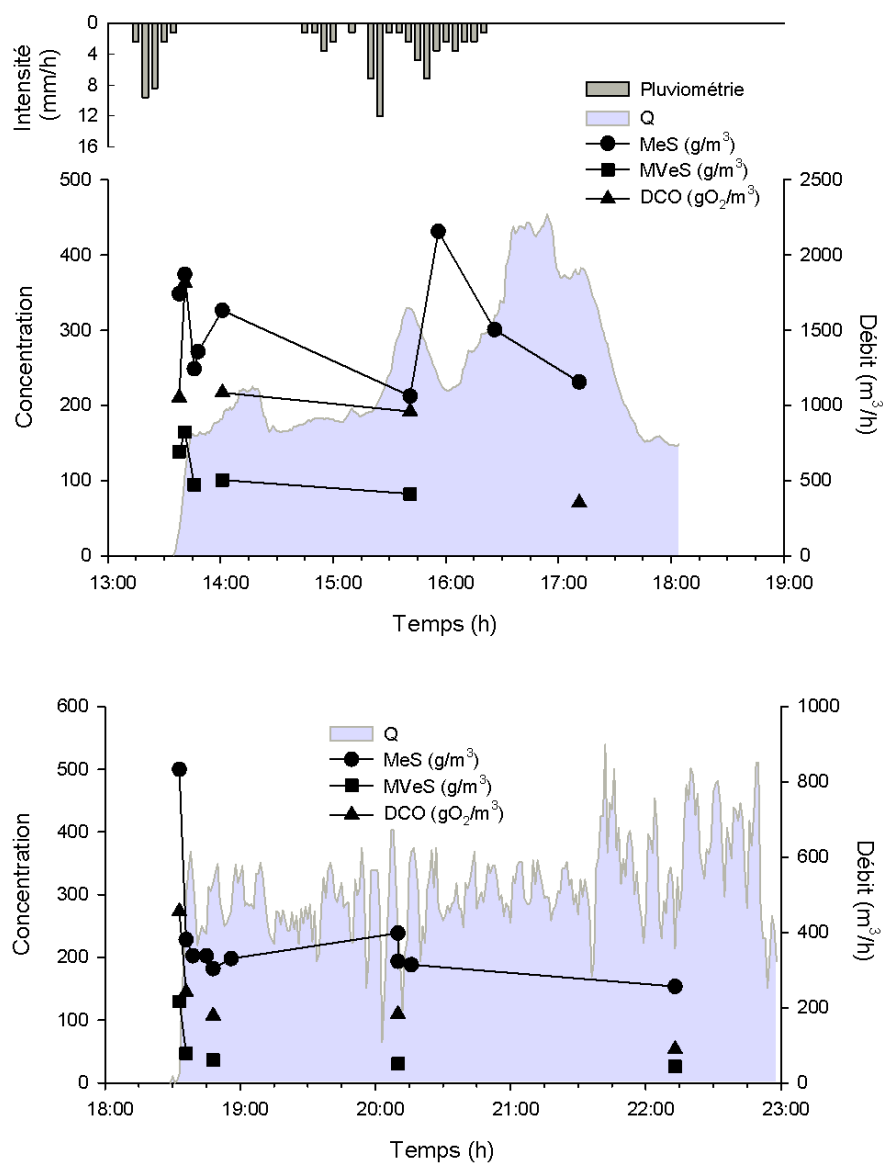


FIGURE 10.25 – Pluie du 13 Septembre 2010. En haut : l'entrée ; en bas : la sortie.

Annexe B
Essais ViCAs

Dans un premier temps, les résultats des tests de reproductibilité des tests ViCAs et de conservation des échantillons sont expliqués. Dans la seconde partie, les tableaux de résultats des essais ViCAs réalisés en temps sec sont présentés. Enfin, dans la troisième partie, se trouvent les tableaux de tous les résultats de ViCAs en temps de pluie.

Tests de reproductibilité des ViCAs

Les deux tests de reproductibilité de l'essai ViCAs ont été réalisés sur du temps sec à des heures différentes pour observer l'effet de la concentration sur le test.

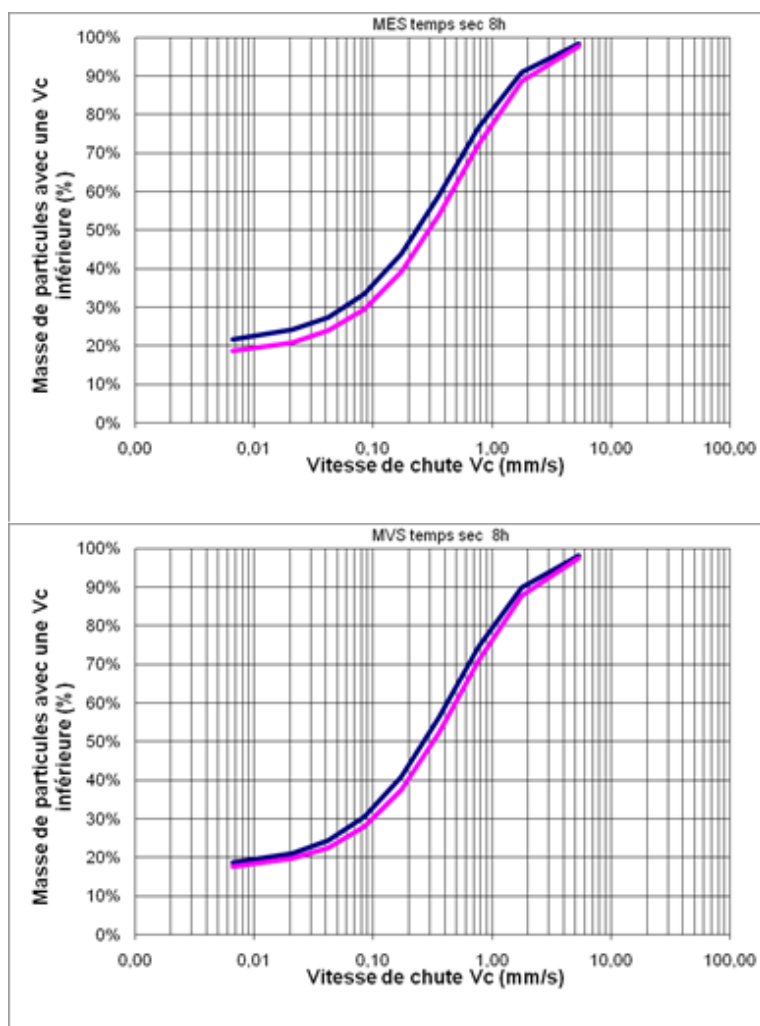


FIGURE 10.26 – Test de reproductibilité de l'essai ViCAs sur un même échantillon récolté en temps sec à 8h00. Concentration en MeS = 100 g/m^3 et MVeS = 84 g/m^3 .

Les deux courbes MES de la Figure 10.27 ont été faites avec la même eau usée de temps sec échantillonné à 8h00. Il apparaît que l'écart entre les deux courbes est inférieur à 5%. Les bilans de masse pour les deux courbes de MeS sont de 7% pour la courbe foncée et de 6% pour la courbe claire.

Concernant les courbes de MVeS, l'écart entre les deux est aussi faible, il peut être conclu que la reproductibilité de l'essai ViCAs sur un même échantillon engendre des erreurs négligeables. Les bilans de masse pour les MVeS sont de 5% pour la courbe foncée et de 1% pour la courbe claire.

De la même manière ces résultats ont été obtenus sur des échantillons d'eau usée de temps sec de 18h. L'écart entre les deux courbes est inférieur à 10% pour les deux graphes. Le bilan de masse des MeS de est de 32% pour la courbe foncée et de 22% pour la courbe claire. Le bilan de masse des MVeS est de 29% pour la courbe foncée et de 22% pour la courbe claire.

Observation de l'effet de la conservation d'échantillon en chambre froide à 4°C sur les résultats d'essai ViCAs

Les tests de conservation ont pour but de voir l'effet qu'a le temps de conservation sur la distribution des vitesses de décantation des particules. Les échantillons sont prélevés en temps sec et conservés en chambre froide à 4°C.

Les résultats de la Figure 10.28 ont été obtenus sur des échantillons provenant de la même eau. Cependant deux chaudières différentes (notées C1 et C2 sur la Figure 10.28) ont été utilisées pour séparer l'échantillon. La concentration en MeS s'est révélée différente dans les deux chaudières lors des mesures initiales. Les résultats montrent, pour les deux graphiques (a et b), une tendance similaire. En effet, Pour la même chaudière et pour des temps de conservation entre 23 heures et 60 heures, une augmentation de la fraction à forte vitesse de chute est observée. L'écart entre les courbes provenant de la même chaudière est d'environ 10% dans les deux cas. Il est possible que, pour les temps de conservation utilisés, la vitesse de décantation dans chaque chaudière ait été affectée. Les particules ont pu flocculer, et de fait, décanter plus vite. Néanmoins, les temps utilisés dans ces deux cas ne sont pas adaptés à la problématique d'un bassin de rétention. Il est rare que le stockage dépasse les 24 heures.

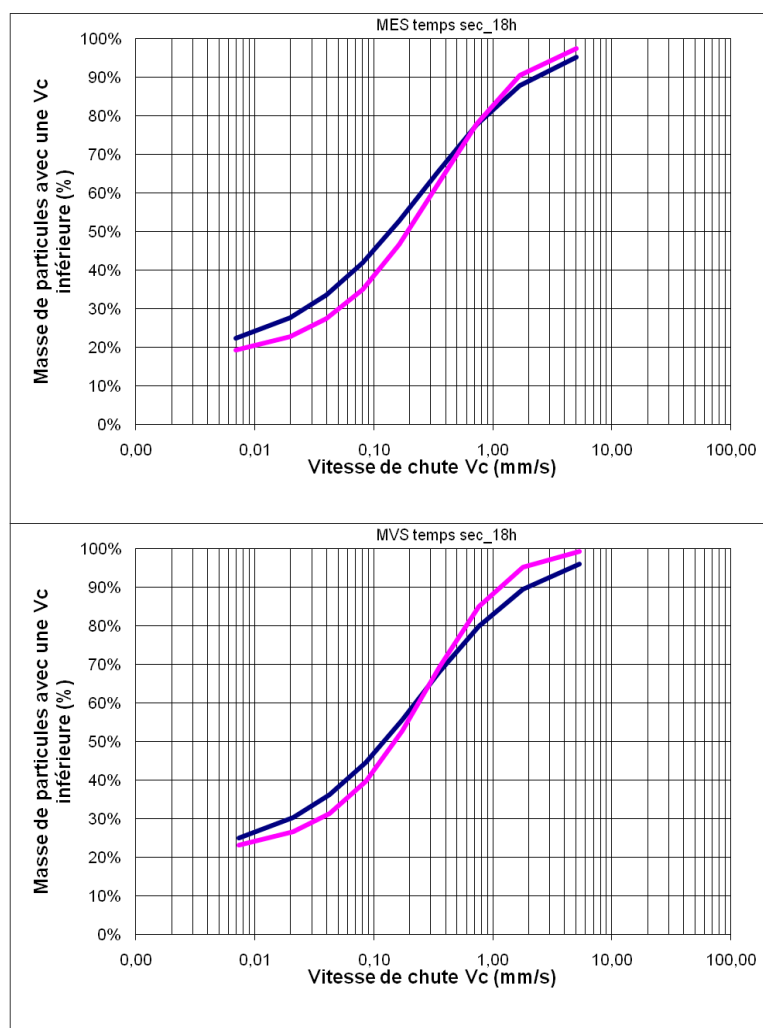


FIGURE 10.27 – Test de reproductibilité de l’essai ViCAs sur un même échantillon récolté en temps sec à 18h00. Concentration en MeS = 98 g/m^3 et MVeS = 72 g/m^3 .

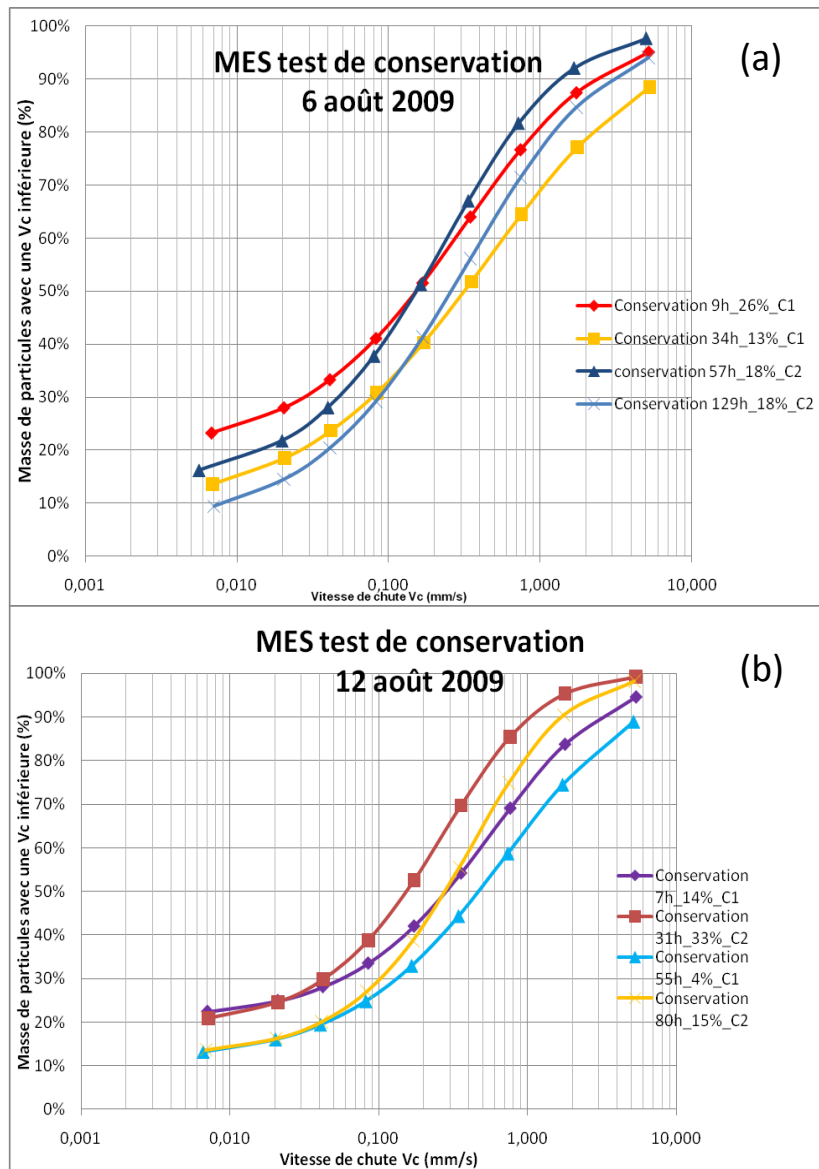


FIGURE 10.28 – Tests de conservation d’un même échantillon récolté en temps sec à : a) 00h00, et b) 2h00.

Deux autres tests ont donc été menés dans le but de garder un échantillon homogène. Le temps de conservation a lui aussi été diminué pour être plus représentatif du système étudié. Trois temps de stockage ont été planifiés. Le premier correspond à un temps de stockage nul. Le test est réalisé juste après l’échantillonnage. Le second est réalisé au bout de 10 heures de conservation, et le troisième après 24 heures. Le premier essai est réalisé en duplicata afin de

s'assurer d'une bonne représentativité du fractionnement de l'échantillon.

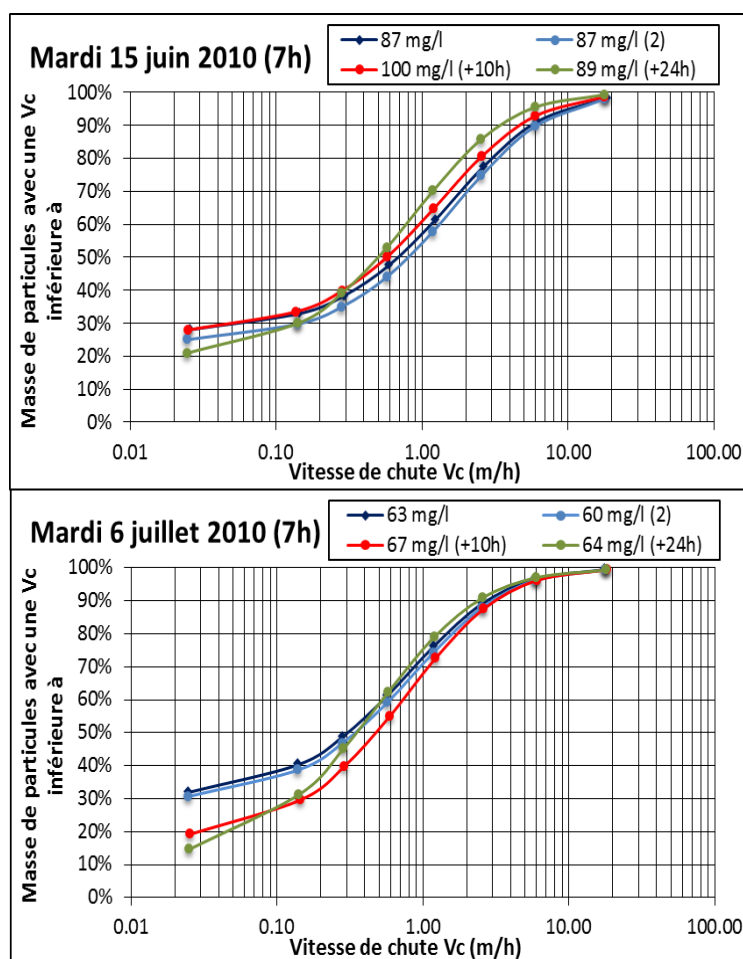


FIGURE 10.29 – Tests de conservation d'un même échantillon récolté en temps sec à 7h00 pour des journées différentes.

Dans ces conditions le résultat montre une moins grande variation de la vitesse de chute des particules (Figure 10.29 15 Juin). Néanmoins, il semble apparaître une augmentation des vitesses de chute des fractions fines pour le deuxième essai (Figure 10.29 6 Juillet). La fraction de particules ayant des vitesses de chutes inférieure à 0.3 m/h diminue de 48% à 40%, à 10h et 24h. Ce phénomène est d'autant plus présent à 0.025 m/h, où la valeur passe de 30% à 17%, à 10h et 24h. Une possible coagulation pourrait survenir au bout d'une dizaine d'heure pour la fraction fine des particules. Néanmoins, la faible concentration de l'échantillon peut laisser supposer qu'avec des concentrations plus élevées, cette tendance serait atténuée.

Résultats des essais ViCAs de temps sec

Point échantillonnage	Date	Heure prélèvement	Temps de stockage (h)	MES _{Tot} initiale (mg/L)	MVS _{Tot} initiale (mg/L)	DCO _{Tot} initiale (mgO2/L)	Δt (min)	v (m/h)	Bilan masse MES (%)	MES-S(V) (mg)	MES-F(V) (mg)	MES-F(V) (%)	Bilan masse MVS (%)	MVS-S(V) (mg)	MVS-F(V) (mg)	MVS-F(V) (%)	Observations
09/07/2009	18:00	14	98			2	19.260	22%	4.79	184.4	97%	22%	1	138.5	99%	99%	
09/07/2009	18:00	14	98			4	6.420	22%	18.09	171.1	90%	22%	7	132.7	95%	95%	
09/07/2009	18:00	14	98			8	2.751	22%	41.89	147.3	78%	22%	21	118.6	85%	85%	
09/07/2009	18:00	14	98			16	1.284	22%	72.10	117.1	62%	22%	43	96.7	69%	69%	
09/07/2009	18:00	14	98			32	0.621	22%	100.87	88.3	47%	22%	66	73.6	53%	53%	
09/07/2009	18:00	14	98			64	0.306	22%	122.86	66.4	35%	22%	84	55.5	40%	40%	
09/07/2009	18:00	14	98			128	0.152	22%	137.32	51.9	27%	22%	96	43.8	31%	31%	
09/07/2009	18:00	14	98			256	0.076	22%	145.98	43.2	23%	22%	102	37.1	27%	27%	
09/07/2009	18:00	14	98			960	0.026	22%	152.50	36.7	19%	22%	107	32.4	23%	23%	
14/07/2009	10:00	3	78			2	18.720	25%	1.16	138.2	99%	26%	1	113.7	99%	1.0	
14/07/2009	10:00	3	78			4	6.240	25%	3.49	135.8	97%	26%	2	112.0	98%	1.0	
14/07/2009	10:00	3	78			8	2.674	25%	8.17	131.2	94%	26%	6	108.3	95%	0.9	
14/07/2009	10:00	3	78			16	1.248	25%	16.39	122.9	88%	26%	13	101.2	88%	0.9	
14/07/2009	10:00	3	78			32	0.604	25%	28.30	111.0	80%	26%	24	90.5	79%	0.8	
14/07/2009	10:00	3	78			64	0.297	25%	42.13	97.2	70%	26%	36	78.3	68%	0.7	
14/07/2009	10:00	3	78			128	0.147	25%	55.09	84.2	60%	26%	47	67.1	59%	0.6	
14/07/2009	10:00	3	78			1186	0.026	25%	74.85	64.5	46%	26%	63	51.2	45%	45%	
23/07/2009	08:00	3	99		212	2	18.900	7%	3.74	218.6	98%	5%	4	191.2	98%	98%	
23/07/2009	08:00	3	99		212	4	6.300	7%	20.20	202.1	91%	5%	20	175.3	90%	0.9	
23/07/2009	08:00	3	99		212	8	2.700	7%	52.25	170.1	77%	5%	50	145.2	74%	0.7	
23/07/2009	08:00	3	99		212	16	1.260	7%	91.24	131.1	59%	5%	85	109.6	56%	0.6	
23/07/2009	08:00	3	99		212	32	0.610	7%	124.87	97.5	44%	5%	115	79.5	41%	0.4	
23/07/2009	08:00	3	99		212	64	0.300	7%	147.81	74.5	34%	5%	136	59.3	30%	0.3	
23/07/2009	08:00	3	99		212	128	0.149	7%	161.38	60.9	27%	5%	147	47.5	24%	0.2	
23/07/2009	08:00	3	99		212	256	0.074	7%	168.78	53.5	24%	5%	154	41.1	21%	0.2	
23/07/2009	08:00	3	99		212	1110	0.023	7%	174.11	48.2	22%	5%	158	36.5	19%	0.2	
06/08/2009	00:00	9	69	35	137	2	18.810	26%	6.07	116.7	95%	15%	1	103.2	99%	99%	
06/08/2009	00:00	9	69	35	137	4	6.270	26%	15.44	107.3	87%	15%	3	100.5	97%	97%	
06/08/2009	00:00	9	69	35	137	8	2.687	26%	28.64	94.1	77%	15%	10	93.9	90%	90%	
06/08/2009	00:00	9	69	35	137	16	1.254	26%	44.17	78.6	64%	15%	21	82.9	80%	80%	
06/08/2009	00:00	9	69	35	137	32	0.607	26%	59.44	63.3	52%	15%	34	69.8	67%	67%	
06/08/2009	00:00	9	69	35	137	64	0.299	26%	72.27	50.5	41%	15%	46	58.2	56%	56%	
06/08/2009	00:00	9	69	35	137	128	0.148	26%	81.80	41.0	33%	15%	54	49.9	48%	48%	
06/08/2009	00:00	9	69	35	137	256	0.074	26%	88.30	34.5	28%	15%	59	44.8	43%	43%	
06/08/2009	00:00	9	69	35	137	1021	0.025	26%	94.12	28.6	23%	15%	63	40.9	39%	39%	
12/08/2009	02:00	7	50	30	140	2	19.290	14%	5.71	100.1	95%	15%	4	75.7	94%	94%	
12/08/2009	02:00	7	50	30	140	4	6.430	14%	17.21	88.6	84%	15%	14	66.5	83%	83%	
12/08/2009	02:00	7	50	30	140	8	2.756	14%	32.73	73.1	69%	15%	26	54.1	67%	67%	
12/08/2009	02:00	7	50	30	140	16	1.286	14%	48.49	57.3	54%	15%	39	41.3	52%	52%	
12/08/2009	02:00	7	50	30	140	32	0.622	14%	61.36	44.5	42%	15%	49	30.9	39%	39%	
12/08/2009	02:00	7	50	30	140	64	0.306	14%	70.38	35.4	33%	15%	57	23.6	29%	29%	
12/08/2009	02:00	7	50	30	140	128	0.152	14%	76.08	29.7	28%	15%	61	19.0	24%	24%	
12/08/2009	02:00	7	50	30	140	256	0.076	14%	79.47	26.4	25%	15%	64	16.3	20%	20%	
12/08/2009	02:00	7	50	30	140	1004	0.025	14%	82.10	23.7	22%	15%	66	14.2	18%	18%	

Point échantillonnage	Date	Heure prélèvement	Temps de stockage (h)	MES _{Tot} initiale (mg/L)	MVS _{Tot} initiale (mg/L)	DCO _{Tot} initiale (mgO2/L)	Δt (min)	v (m/h)	Bilan masse MES (%)	MES-S(V) (mg)	MES-F(V) (mg)	MES-F(V) (%)	Bilan masse MVS (%)	MVS-S(V) (mg)	MVS-F(V) (mg)	MVS-F(V) (%)	Observations
17/08/2009	06:00	1	42	28	68	2	18.420	35%	1.13	64.5	98%	45%	1	47.1	99%	99%	
17/08/2009	06:00	1	42	28	68	4	6.140	35%	3.86	61.8	94%	45%	2	45.2	95%	95%	
17/08/2009	06:00	1	42	28	68	8	2.631	35%	9.03	56.6	86%	45%	6	41.3	87%	87%	
17/08/2009	06:00	1	42	28	68	16	1.228	35%	16.60	49.1	75%	45%	13	35.1	74%	74%	
17/08/2009	06:00	1	42	28	68	32	0.594	35%	25.10	40.6	62%	45%	20	28.1	59%	59%	
17/08/2009	06:00	1	42	28	68	64	0.292	35%	32.67	33.0	50%	45%	26	21.8	46%	46%	
17/08/2009	06:00	1	42	28	68	128	0.145	35%	38.30	27.4	42%	45%	30	17.4	36%	36%	
17/08/2009	06:00	1	42	28	68	256	0.072	35%	42.00	23.7	36%	45%	33	14.5	30%	30%	
17/08/2009	06:00	1	42	28	68	1030	0.024	35%	45.10	20.6	31%	45%	35	12.3	26%	26%	
17/08/2009	20:00	13	113	82	227	2	17.970	15%	9.35	213.4	96%						
17/08/2009	20:00	13	113	82	227	4	5.990	15%	29.05	193.7	87%						
17/08/2009	20:00	13	113	82	227	8	2.567	15%	59.04	163.7	73%						
17/08/2009	20:00	13	113	82	227	16	1.198	15%	93.55	129.2	58%						
17/08/2009	20:00	13	113	82	227	32	0.580	15%	124.92	97.8	44%						
17/08/2009	20:00	13	113	82	227	64	0.285	15%	148.71	74.0	33%						
17/08/2009	20:00	13	113	82	227	128	0.141	15%	164.61	58.1	26%						
17/08/2009	20:00	13	113	82	227	256	0.070	15%	174.41	48.3	22%						
17/08/2009	20:00	13	113	82	227	948	0.025	15%	182.08	40.6	18%						
27/08/2009	12:00	0	345		552	2	18.510	1%	176.42	632.4	78%						
27/08/2009	12:00	0	345		552	4	6.170	1%	326.86	481.9	60%						
27/08/2009	12:00	0	345		552	8	2.644	1%	451.79	357.0	44%						
27/08/2009	12:00	0	345		552	16	1.234	1%	547.31	261.5	32%						
27/08/2009	12:00	0	345		552	32	0.597	1%	615.32	193.5	24%						
27/08/2009	12:00	0	345		552	64	0.294	1%	661.16	147.6	18%						
27/08/2009	12:00	0	345		552	128	0.146	1%	690.87	117.9	15%						
27/08/2009	12:00	0	345		552	256	0.073	1%	709.61	99.2	12%						
27/08/2009	12:00	0	345		552	1000	0.025	1%	725.64	83.2	10%						
31/08/2009	14:00	0	355		462	2	18.900	8%	43.77	746.8	94%						
31/08/2009	14:00	0	355		462	4	6.300	8%	174.94	615.6	78%						
31/08/2009	14:00	0	355		462	8	2.700	8%	342.63	447.9	57%						
31/08/2009	14:00	0	355		462	16	1.260	8%	485.37	305.2	39%						
31/08/2009	14:00	0	355		462	32	0.610	8%	580.87	209.7	27%						
31/08/2009	14:00	0	355		462	64	0.300	8%	636.56	154.0	19%						
31/08/2009	14:00	0	355		462	128	0.149	8%	666.71	123.9	16%						
31/08/2009	14:00	0	355		462	256	0.074	8%	682.40	108.2	14%						
31/08/2009	14:00	0	355		462	950	0.054	8%	686.62	103.9	13%						
01/09/2009	16:00	0	71		293	2	17.910	12%	2.62	141.1	98%						
01/09/2009	16:00	0	71		293	4	5.970	12%	7.30	136.4	95%						
01/09/2009	16:00	0	71		293	8	2.559	12%	15.29	128.5	89%						
01/09/2009	16:00	0	71		293	16	1.194	12%	26.81	116.9	81%						
01/09/2009	16:00	0	71		293	64	0.284	12%	53.70	90.0	63%						
01/09/2009	16:00	0	71		293	128	0.141	12%	64.60	79.1	55%						
01/09/2009	16:00	0	71		293	256	0.070	12%	72.49	71.2	50%						
01/09/2009	16:00	0	71		293	942	0.025	12%	79.57	64.2	45%						

Résultats des essais ViCAs de temps de pluie

Point échantillonnage	Date	Heure prélèvement	Temps de stockage (h)	MES _{Tot} initiale (mg/L)	MVS _{Tot} initiale (mg/L)	DCO _{Tot} initiale (mgO2/L)	Δt (min)	v (m/h)	Bilan masse MES (%)	MES-S(V) (mg)	MES-F(V) (mg)	MES-F(V) (%)	Bilan masse MVS (%)	MVS-S(V) (mg)	MVS-F(V) (mg)	MVS-F(V) (%)	Observations	
Entrée (lessivage)	17/08/2009	20:45	14	881	477	892	2	18.750	-2%	186.33	1974.5	91%	-2%	113	1057	90%		
Entrée (lessivage)	17/08/2009	20:45	14	881	477	892	4	6.250	-2%	659.07	1501.8	69%	-2%	380	790	68%		
Entrée (lessivage)	17/08/2009	20:45	14	881	477	892	8	2.679	-2%	1176.79	984.1	46%	-2%	653	517	44%		
Entrée (lessivage)	17/08/2009	20:45	14	881	478	892	16	1.250	-2%	1570.95	589.9	27%	-2%	852	318	27%		
Entrée (lessivage)	17/08/2009	20:45	14	881	477	892	32	0.605	-2%	1817.03	343.8	16%	-2%	973	197	17%		
Entrée (lessivage)	17/08/2009	20:45	14	881	479	892	64	0.298	-2%	1955.04	205.8	10%	-2%	1040	130	11%		
Entrée (lessivage)	17/08/2009	20:45	14	881	477	892	128	0.148	-2%	2028.19	132.7	6%	-2%	1075	95	8%		
Entrée (lessivage)	17/08/2009	20:45	14	881	480	892	256	0.074	-2%	2065.87	95.0	4%	-2%	1093	77	7%		
Entrée (lessivage)	17/08/2009	20:45	14	881	477	892		0.000					-2%	1106	65	6%		
Entrée (lessivage)	21/08/2009	08:33	1.5	191		208	2	18.690	32%	6.06	302.4	98%					Cette pluie a été prise à la suite d'une première qui a remplie le réservoir d'un volume inconnu. Une première vidange a commencée et s'est arrêtée quand le second débordement a commencé. Ce sont ce débord et cette vidange que nous avons pris. Il y avait encore 1000m3 dans le bassin.	
Entrée (lessivage)	21/08/2009	08:33	1.5	191		208	4	6.230	32%	14.94	293.5	95%						
Entrée (lessivage)	21/08/2009	08:33	1.5	191		208	8	2.670	32%	29.78	278.7	90%						
Entrée (lessivage)	21/08/2009	08:33	1.5	191		208	16	1.246	32%	53.01	255.4	83%						
Entrée (lessivage)	21/08/2009	08:33	1.5	191		208	32	0.603	32%	85.17	223.3	72%						
Entrée (lessivage)	21/08/2009	08:33	1.5	191		208	64	0.297	32%	123.17	185.3	60%						
Entrée (lessivage)	21/08/2009	08:33	1.5	191		208	128	0.147	32%	161.27	147.2	48%						
Entrée (lessivage)	21/08/2009	08:33	1.5	191		208	256	0.073	32%	194.16	114.3	37%						
Entrée (lessivage)	21/08/2009	08:33	1.5	191		208	3940	0.030	32%	249.78	58.7	19%						
Entrée (dilution)	21/08/2009	09:18	2	66		81	2	18.660	35%	1.57	101.4	98%						
Entrée (dilution)	21/08/2009	09:18	2	66		81	8	2.666	35%	9.95	93.1	90%						
Entrée (dilution)	21/08/2009	09:18	2	66		81	16	1.244	35%	19.05	84.0	82%						
Entrée (dilution)	21/08/2009	09:18	2	66		81	32	0.602	35%	31.67	71.3	69%						
Entrée (dilution)	21/08/2009	09:18	2	66		81	64	0.296	35%	45.89	57.1	55%						
Entrée (dilution)	21/08/2009	09:18	2	66		81	128	0.147	35%	59.07	43.9	43%						
Entrée (dilution)	21/08/2009	09:18	2	66		81	256	0.073	35%	69.44	33.6	33%						
Entrée (dilution)	21/08/2009	09:18	2	66		81	3940	0.030	35%	84.49	18.5	18%						
Sortie (finale)	18/09/2009	12:30	0	506			2	18.4	4%	16.34	1129.12	99%						
Sortie (finale)	18/09/2009	12:30	0	506			4	6.1	4%	150.83	994.62	87%						
Sortie (finale)	18/09/2009	12:30	0	506			8	2.6	4%	407.19	738.27	64%						
Sortie (finale)	18/09/2009	12:30	0	506			16	1.2	4%	674.69	470.77	41%						
Sortie (finale)	18/09/2009	12:30	0	506			32	0.6	4%	867.47	277.99	24%						
Sortie (finale)	18/09/2009	12:30	0	506			64	0.3	4%	979.70	165.76	14%						
Sortie (finale)	18/09/2009	12:30	0	506			128	0.1	4%	1038.09	107.37	9%						
Sortie (finale)	18/09/2009	12:30	0	506			256	0.1	4%	1066.83	78.63	7%						
Sortie (finale)	18/09/2009	12:30	0	506			3870	0.0	4%	1090.40	55.06	5%						
Entrée (lessivage)	23/09/2009	13:15	1	584			2	18.750	7%	60.66	1250.6	95%						
Entrée (lessivage)	23/09/2009	13:15	1	584			4	6.250	7%	153.37	1157.9	88%						
Entrée (lessivage)	23/09/2009	13:15	1	584			8	2.679	7%	290.94	1020.3	78%						
Entrée (lessivage)	23/09/2009	13:15	1	584			16	1.250	7%	465.38	845.9	65%						
Entrée (lessivage)	23/09/2009	13:15	1	584			32	0.605	7%	651.03	660.2	50%						
Entrée (lessivage)	23/09/2009	13:15	1	584			64	0.298	7%	818.65	492.6	38%						
Entrée (lessivage)	23/09/2009	13:15	1	584			128	0.148	7%	950.74	360.5	27%						
Entrée (lessivage)	23/09/2009	13:15	1	584			256	0.074	7%	1044.77	266.5	20%						
Entrée (lessivage)	23/09/2009	13:15	1	584			875	0.0	7%	1126.82	184.45	14%						

Point échantillonnage	Date	Heure prélèvement	Temps de stockage (h)	MES _{Tot} initiale (mg/L)	MVS _{Tot} initiale (mg/L)	DCO _{Tot} initiale (mgO2/L)	Δt (min)	V (m/h)	Bilan de masse MES (%)	MES-S(V) (mg)	MES-F(V) (mg)	MES-F(V) (%)	Bilan de masse MVS (%)	MVS-S(V) (mg)	MVS-F(V) (mg)	MVS-F(V) (%)	Observations
Entrée (dilution)	23/09/2009	13:44	1				2	18.720		18.88	704.0	97%					Problème, pas de mesure de MES initiales (l'erreur sur la courbe peut être importante).
Entrée (dilution)	23/09/2009	13:44	1				4	6.240		50.14	672.7	93%					
Entrée (dilution)	23/09/2009	13:44	1				8	2.674		101.75	621.1	86%					
Entrée (dilution)	23/09/2009	13:44	1				32	0.604		262.97	459.9	64%					
Entrée (dilution)	23/09/2009	13:44	1				64	0.297		349.70	373.2	52%					
Entrée (dilution)	23/09/2009	13:44	1				128	0.147		422.72	300.2	42%					
Entrée (dilution)	23/09/2009	13:44	1				256	0.073		476.91	246.0	34%					
Entrée (dilution)	23/09/2009	13:44	1				841	0.028		524.48	198.4	27%					
Sortie (finale)	27/09/2009	08:55	19	1204			2	17.850	-5%	352.66	2533.4	88%					
Sortie (finale)	27/09/2009	08:55	19	1204			4	5.950	-5%	1057.23	1828.8	63%					
Sortie (finale)	27/09/2009	08:55	19	1204			8	2.550	-5%	1731.46	1154.6	40%					
Sortie (finale)	27/09/2009	08:55	19	1204			16	1.190	-5%	2210.37	675.7	23%					
Sortie (finale)	27/09/2009	08:55	19	1204			32	0.576	-5%	2501.13	384.9	13%					
Sortie (finale)	27/09/2009	08:55	19	1204			64	0.283	-5%	2663.42	222.6	8%					
Sortie (finale)	27/09/2009	08:55	19	1204			128	0.141	-5%	2750.06	136.0	5%					
Sortie (finale)	27/09/2009	08:55	19	1204			1002	0.028	-5%	2822.94	63.1	2%					
Sortie (initiale)	02/10/2009	11:23	10	1021			2	18.4	4%	137.03	1021.8	88%					Mélange des 6 premières bouteilles représentant les 15 premières minutes
Sortie (initiale)	02/10/2009	11:23	10	1021			4.15	6.1	4%	385.49	773.4	67%					
Sortie (initiale)	02/10/2009	11:23	10	1021			8	2.6	4%	617.50	541.3	47%					
Sortie (initiale)	02/10/2009	11:23	10	1021			16	1.2	4%	798.36	360.5	31%					
Sortie (initiale)	02/10/2009	11:23	10	1021			32	0.6	4%	915.62	243.2	21%					
Sortie (initiale)	02/10/2009	11:23	10	1021			64	0.3	4%	985.05	173.8	15%					
Sortie (initiale)	02/10/2009	11:23	10	1021			128	0.1	4%	1024.08	134.8	12%					
Sortie (initiale)	02/10/2009	11:23	10	1021			1240	0.1	4%	1060.68	98.2	8%					
Entrée (dilution)	02/10/2009	11:23	0	286			2	18.4	31%	10.78	186.3	95%					
Entrée (dilution)	02/10/2009	11:23	0	286			4	6.1	31%	22.27	174.8	89%					
Entrée (dilution)	02/10/2009	11:23	0	286			8	2.6	31%	37.16	159.9	81%					
Entrée (dilution)	02/10/2009	11:23	0	286			16	1.2	31%	55.27	141.8	72%					
Entrée (dilution)	02/10/2009	11:23	0	286			32	0.6	31%	75.15	121.9	62%					
Entrée (dilution)	02/10/2009	11:23	0	286			64	0.3	31%	94.62	102.4	52%					
Entrée (dilution)	02/10/2009	11:23	0	286			128	0.1	31%	111.73	85.3	43%					
Entrée (dilution)	02/10/2009	11:23	0	286			382	0.1	31%	129.10	68.0	34%					
Sortie (milieu)	07/10/2009	17:15	18	186			2	17.7	32%	1.46	124.90	99%					Mélange de 6 bouteilles entre 17h00 et 17h30
Sortie (milieu)	07/10/2009	17:15	18	186			4	5.9	32%	4.82	121.54	96%					
Sortie (milieu)	07/10/2009	17:15	18	186			8	2.5	32%	11.66	114.71	91%					
Sortie (milieu)	07/10/2009	17:15	18	186			16	1.2	32%	22.93	103.44	82%					
Sortie (milieu)	07/10/2009	17:15	18	186			32	0.6	32%	37.50	88.87	70%					
Sortie (milieu)	07/10/2009	17:15	18	186			64	0.3	32%	52.29	74.07	59%					
Sortie (milieu)	07/10/2009	17:15	18	186			128	0.1	32%	64.51	61.86	49%					
Sortie (milieu)	07/10/2009	17:15	18	186			485	0.0	32%	76.43	49.93	40%					
Sortie (initiale)	25/10/2009	00:42	12	109			2	17.4	22%	9.21	181.12	95%					
Sortie (initiale)	25/10/2009	00:42	12	109			4.33	5.5	22%	20.34	170.00	89%					
Sortie (initiale)	25/10/2009	00:42	12	109			8	2.4	22%	33.91	156.42	82%					
Sortie (initiale)	25/10/2009	00:42	12	109			15.67	1.2	22%	50.47	139.86	73%					
Sortie (initiale)	25/10/2009	00:42	12	109			32	0.6	22%	69.17	121.17	64%					
Sortie (initiale)	25/10/2009	00:42	12	109			60	0.3	22%	86.55	103.78	55%					
Sortie (initiale)	25/10/2009	00:42	12	109			149	0.1	22%	104.42	85.91	45%					
Sortie (initiale)	25/10/2009	00:42	12	109			1098	0.0	22%	127.71	62.63	33%					

Point échantillonnage	Date	Heure prélèvement	Temps de stockage (h)	MES _{Tot} initiale (mg/L)	MVS _{Tot} initiale (mg/L)	DCO _{Tot} initiale (mgO2/L)	Δt (min)	V (m/h)	Bilan de masse MES (%)	MES-S(V) (mg)	MES-F(V) (mg)	MES-F(V) (%)	Bilan de masse MVS (%)	MVS-S(V) (mg)	MVS-F(V) (mg)	MVS-F(V) (%)	Observations
Sortie (milieu)	25/10/2009	01:58	12	70			2	18.4	19%	3.54	129.81	97%					
Sortie (milieu)	25/10/2009	01:58	12	70			4	6.1	19%	6.67	126.68	95%					
Sortie (milieu)	25/10/2009	01:58	12	70			8	2.6	19%	10.72	122.62	92%					
Sortie (milieu)	25/10/2009	01:58	12	70			16	1.2	19%	16.07	117.28	88%					
Sortie (milieu)	25/10/2009	01:58	12	70			30	0.6	19%	22.54	110.81	83%					
Sortie (milieu)	25/10/2009	01:58	12	70			62	0.3	19%	30.59	102.75	77%					
Sortie (milieu)	25/10/2009	01:58	12	70			141	0.1	19%	40.33	93.02	70%					
Sortie (milieu)	25/10/2009	01:58	12	70			1052	0.0	19%	59.67	73.67	55%					
Sortie (milieu)	25/05/2010	23:30	15:30	197			2	18.5	42%	4.06	265.21	98%					
Sortie (milieu)	25/05/2010	23:30	15:30	197			4	6.2	42%	12.23	257.04	95%					
Sortie (milieu)	25/05/2010	23:30	15:30	197			8	2.6	42%	27.95	241.32	90%					
Sortie (milieu)	25/05/2010	23:30	15:30	197			16	1.2	42%	53.64	215.63	80%					
Sortie (milieu)	25/05/2010	23:30	15:30	197			32	0.6	42%	87.67	181.6	67%					
Sortie (milieu)	25/05/2010	23:30	15:30	197			64	0.3	42%	124.94	144.33	54%					
Sortie (milieu)	25/05/2010	23:30	15:30	197			128	0.1	42%	255.2	114.07	42%					
Sortie (milieu)	25/05/2010	23:30	15:30	197			1236	0.0	42%	198.86	70.41	26%					
Sortie (initiale)	02/06/2010	08:40	00:45	84			2	18.3	29%	20.04	117.87	85%					
Sortie (initiale)	02/06/2010	08:40	00:45	84			4	6.1	29%	36.93	100.98	73%					
Sortie (initiale)	02/06/2010	08:40	00:45	84			8	2.6	29%	54.25	83.66	61%					
Sortie (initiale)	02/06/2010	08:40	00:45	84			16	1.2	29%	70.98	66.93	49%					
Sortie (initiale)	02/06/2010	08:40	00:45	84			32	0.6	29%	85.86	52.05	38%					
Sortie (initiale)	02/06/2010	08:40	00:45	84			64	0.3	29%	98.1	39.81	29%					
Sortie (initiale)	02/06/2010	08:40	00:45	84			128	0.1	29%	107.51	30.4	22%					
Sortie (initiale)	02/06/2010	08:40	00:45	84			1426	0.1	29%	114.37	23.54	17%					
Sortie (initiale)	05/06/2010	10:00	24:00:00	2453			2	17.7	-36%	3333.3	4232.5	55.90%					
Sortie (initiale)	05/06/2010	10:00	24:00:00	2453			4	5.9	-36%	5510.2	2055.6	27.20%					
Sortie (initiale)	05/06/2010	10:00	24:00:00	2453			8	2.5	-36%	6533.3	1032.5	13.60%					
Sortie (initiale)	05/06/2010	10:00	24:00:00	2453			16	1.2	-36%	7023.9	541.9	7.20%					
Sortie (initiale)	05/06/2010	10:00	24:00:00	2453			32	0.6	-36%	7263.8	302	4.00%					
Sortie (initiale)	05/06/2010	10:00	24:00:00	2453			64	0.3	-36%	7382.4	183.4	2.40%					
Sortie (initiale)	05/06/2010	10:00	24:00:00	2453			128	0.1	-36%	7441.3	124.5	1.60%					
Sortie (initiale)	05/06/2010	10:00	24:00:00	2453			1126	0.0	-36%	7489.1	76.7	1.00%					
Sortie (initiale)	24/06/2010	18:00	33:00:00	404			2	18.1	-1%	193.7	758.2	80%					
Sortie (initiale)	24/06/2010	18:00	33:00:00	404			4	6.0	-1%	362	589.9	62%					
Sortie (initiale)	24/06/2010	18:00	33:00:00	404			8	2.6	-1%	509.4	442.5	46%					
Sortie (initiale)	24/06/2010	18:00	33:00:00	404			16	1.2	-1%	928	323.9	34%					
Sortie (initiale)	24/06/2010	18:00	33:00:00	404			32	0.6	-1%	716.2	235.7	25%					
Sortie (initiale)	24/06/2010	18:00	33:00:00	404			64	0.3	-1%	777.9	174	18%					
Sortie (initiale)	24/06/2010	18:00	33:00:00	404			128	0.1	-1%	819	132.9	14%					
Sortie (initiale)	24/06/2010	18:00	33:00:00	404			1130	0.0	-1%	867.7	84.2	9%					
Sortie (initiale)	25/06/2010	13:00	30:00:00	124			2	17.8	17%	23.5	210.1	90%					
Sortie (initiale)	25/06/2010	13:00	30:00:00	124			4	5.9	17%	37.4	196.2	84%					
Sortie (initiale)	25/06/2010	13:00	30:00:00	124			8	2.5	17%	51.2	182.4	78%					
Sortie (initiale)	25/06/2010	13:00	30:00:00	124			16	1.2	17%	65	168.6	72%					
Sortie (initiale)	25/06/2010	13:00	30:00:00	124			32	0.6	17%	78.5	155	66%					
Sortie (initiale)	25/06/2010	13:00	30:00:00	124			64	0.3	17%	90.7	142.9	61%					
Sortie (initiale)	25/06/2010	13:00	30:00:00	124			128	0.1	17%	102.2	131.4	56%					
Sortie (initiale)	25/06/2010	13:00	30:00:00	124			1119	0.0	17%	121.6	112	48%					

Point échantillonnage	Date	Heure prélèvement	Temps de stockage (h)	MES _{Tot} initiale (mg/L)	MVS _{Tot} initiale (mg/L)	DCO _{Tot} initiale (mgO2/L)	Δt (min)	V (m/h)	Bilan de masse MES (%)	MES-S(V) (mg)	MES-F(V) (mg)	MES-F(V) (%)	Bilan de masse MVS (%)	MVS-S(V) (mg)	MVS-F(V) (mg)	MVS-F(V) (%)	Observations
Entrée (lessivage)	28/06/2010	20h00	13:00	780			2	18.4	23%	214.3	1193.5	85%					
Entrée (lessivage)	28/06/2010	20h00	13:00	780			4	6.1	23%	501	906.8	64%					
Entrée (lessivage)	28/06/2010	20h00	13:00	780			8	2.6	23%	774.3	633.6	45%					
Entrée (lessivage)	28/06/2010	20h00	13:00	780			16	1.2	23%	989.2	418.6	30%					
Entrée (lessivage)	28/06/2010	20h00	13:00	780			32	0.6	23%	1137.9	269.9	19%					
Entrée (lessivage)	28/06/2010	20h00	13:00	780			64	0.3	23%	1232.6	175.2	12%					
Entrée (lessivage)	28/06/2010	20h00	13:00	780			128	0.1	23%	1289.8	118	8%					
Entrée (lessivage)	28/06/2010	20h00	13:00	780			1141	0.0	23%	1348.1	59.7	4%					
Sortie (initiale)	28/06/2010	21:00	14:00	1105			2	17.7	23%	180.5	1745.7	91%					
Sortie (initiale)	28/06/2010	21:00	14:00	1105			4	5.9	23%	404.5	1521.8	79%					
Sortie (initiale)	28/06/2010	21:00	14:00	1105			8	2.5	23%	668.4	1257.9	65%					
Sortie (initiale)	28/06/2010	21:00	14:00	1105			16	1.2	23%	936.9	989.4	51%					
Sortie (initiale)	28/06/2010	21:00	14:00	1105			32	0.6	23%	1174	752.3	39%					
Sortie (initiale)	28/06/2010	21:00	14:00	1105			64	0.3	23%	1360.1	566.2	29%					
Sortie (initiale)	28/06/2010	21:00	14:00	1105			128	0.1	23%	1493.7	432.6	22%					
Sortie (initiale)	28/06/2010	21:00	14:00	1105			1141	0.0	23%	1660.3	266	14%					
Sortie (finale)	28/06/2010	23:00	10:00	392			2	17.4	-7%	37	903.2	96%					
Sortie (finale)	28/06/2010	23:00	10:00	392			4	5.8	-7%	163.1	777.1	83%					
Sortie (finale)	28/06/2010	23:00	10:00	392			8	2.5	-7%	346.9	593.3	63%					
Sortie (finale)	28/06/2010	23:00	10:00	392			16	1.2	-7%	520.2	420	45%					
Sortie (finale)	28/06/2010	23:00	10:00	392			32	0.6	-7%	644.3	295.9	31%					
Sortie (finale)	28/06/2010	23:00	10:00	392			64	0.3	-7%	719.5	220.7	23%					
Sortie (finale)	28/06/2010	23:00	10:00	392			128	0.1	-7%	761.2	179	19%					
Sortie (finale)	28/06/2010	23:00	10:00	392			1141	0.0	-7%	797.4	142.8	15%					
Sortie (finale)	09/07/2010	00:00	15:00	308			2	18.6	41%	9.7	423.3	98%					
Sortie (finale)	09/07/2010	00:00	15:00	308			4	6.2	41%	31.6	401.3	93%					
Sortie (finale)	09/07/2010	00:00	15:00	308			8	2.7	41%	71.4	361.5	84%					
Sortie (finale)	09/07/2010	00:00	15:00	308			16	1.2	41%	126.8	306.1	71%					
Sortie (finale)	09/07/2010	00:00	15:00	308			32	0.6	41%	186.7	246.2	57%					
Sortie (finale)	09/07/2010	00:00	15:00	308			64	0.3	41%	238.6	194.3	45%					
Sortie (finale)	09/07/2010	00:00	15:00	308			128	0.1	41%	276.7	156.2	36%					
Sortie (finale)	09/07/2010	00:00	15:00	308			1294	0.0	41%	322.4	110.5	26%					
Entrée (lessivage)	09/07/2010	02:12	14:00	1081			2	18.4	7%	118.4	2237.9	95%					
Entrée (lessivage)	09/07/2010	02:12	14:00	1081			4	6.1	7%	195.5	1860.8	79%					
Entrée (lessivage)	09/07/2010	02:12	14:00	1081			8	2.6	7%	1007.8	1348.5	57%					
Entrée (lessivage)	09/07/2010	02:12	14:00	1081			16	1.2	7%	1464.5	891.7	38%					
Entrée (lessivage)	09/07/2010	02:12	14:00	1081			32	0.6	7%	1779.5	576.8	24%					
Entrée (lessivage)	09/07/2010	02:12	14:00	1081			64	0.3	7%	1966.4	389.8	17%					
Entrée (lessivage)	09/07/2010	02:12	14:00	1081			128	0.1	7%	2068.5	287.7	12%					
Entrée (lessivage)	09/07/2010	02:12	14:00	1081			1294	0.0	7%	2158.7	197.6	8%					
Entrée (lessivage)	13/07/2010	19:30	16:00	391			2	18.1	10%	39.7	777.5	95%					
Entrée (lessivage)	13/07/2010	19:30	16:00	391			4	6.0	10%	169.7	647.4	79%					
Entrée (lessivage)	13/07/2010	19:30	16:00	391			8	2.6	10%	351.7	465.4	57%					
Entrée (lessivage)	13/07/2010	19:30	16:00	391			16	1.2	10%	517.8	299.3	37%					
Entrée (lessivage)	13/07/2010	19:30	16:00	391			32	0.6	10%	634.1	183	22%					
Entrée (lessivage)	13/07/2010	19:30	16:00	391			64	0.3	10%	703.7	113.4	14%					
Entrée (lessivage)	13/07/2010	19:30	16:00	391			128	0.1	10%	742	75.1	9%					
Entrée (lessivage)	13/07/2010	19:30	16:00	391			1073	0.0	10%	774.7	42.4	5%					

Point échantillonnage	Date	Heure prélèvement	Temps de stockage (h)	MES _{Tot} initiale (mg/L)	MVS _{Tot} initiale (mg/L)	DCO _{Tot} initiale (mgO2/L)	Δt (min)	V (m/h)	Bilan de masse MES (%)	MES-S(V) (mg)	MES-F(V) (mg)	MES-F(V) (%)	Bilan de masse MVS (%)	MVS-S(V) (mg)	MVS-F(V) (mg)	MVS-F(V) (%)	Observations
Sortie (initiale)	14/07/2010	08:00	08:00	8390			2	17.9	14%	2665.3	13931.0	84%					
Sortie (initiale)	14/07/2010	08:00	08:00	8390			4	6	14%	7448.6	9147.8	55%					
Sortie (initiale)	14/07/2010	08:00	08:00	8390			8	2.6	14%	11406.7	5189.6	31%					
Sortie (initiale)	14/07/2010	08:00	08:00	8390			16	1.2	14%	13927.2	2669.2	16%					
Sortie (initiale)	14/07/2010	08:00	08:00	8390			32	0.6	14%	15347.9	1248.5	8%					
Sortie (initiale)	14/07/2010	08:00	08:00	8390			64	0.3	14%	16102.0	494.4	3%					
Sortie (initiale)	14/07/2010	08:00	08:00	8390			128	0.1	14%	16490.5	105.9	1%					
Sortie (initiale)	14/07/2010	08:00	08:00	8390			1046	0	14%	16808.3	-211.9	-1%					
Entrée (lessivage)	21/07/2010	18:04	13:00	801			2	17.9	0%	151.1	1675.4	92%					
Entrée (lessivage)	21/07/2010	18:04	13:00	801			4	6.0	0%	539.6	1286.9	70%					
Entrée (lessivage)	21/07/2010	18:04	13:00	801			8	2.6	0%	970.3	856.2	47%					
Entrée (lessivage)	21/07/2010	18:04	13:00	801			16	1.2	0%	1301.0	525.5	29%					
Entrée (lessivage)	21/07/2010	18:04	13:00	801			32	0.6	0%	1508.5	318.0	17%					
Entrée (lessivage)	21/07/2010	18:04	13:00	801			64	0.3	0%	1625.2	201.3	11%					
Entrée (lessivage)	21/07/2010	18:04	13:00	801			128	0.1	0%	1687.2	139.3	8%					
Entrée (lessivage)	21/07/2010	18:04	13:00	801			1171	0.0	0%	1739.9	86.6	5%					
Entrée (lessivage) (compositif)	21/07/2010	18:04	13:00	737			2	17.9	6%	112.1	1473.6	93%					
Entrée (lessivage) (compositif)	21/07/2010	18:04	13:00	737			4	6.0	6%	424.9	1160.7	73%					
Entrée (lessivage) (compositif)	21/07/2010	18:04	13:00	737			8	2.6	6%	798.8	786.8	50%					
Entrée (lessivage) (compositif)	21/07/2010	18:04	13:00	737			16	1.2	6%	1101.6	484.1	31%					
Entrée (lessivage) (compositif)	21/07/2010	18:04	13:00	737			32	0.6	6%	1297.8	287.8	18%					
Entrée (lessivage) (compositif)	21/07/2010	18:04	13:00	737			64	0.3	6%	1410.3	175.4	11%					
Entrée (lessivage) (compositif)	21/07/2010	18:04	13:00	737			128	0.1	6%	1470.5	115.1	7%					
Entrée (lessivage) (compositif)	21/07/2010	18:04	13:00	737			1171	0.0	6%	1522.2	63.5	4%					
Sortie (finale)	22/07/2010	06:57	02:40	444			2	18.2	8%	36.9	918.7	96%					
Sortie (finale)	22/07/2010	06:57	02:40	444			4	6.1	8%	168.4	787.2	82%					
Sortie (finale)	22/07/2010	06:57	02:40	444			8	2.6	8%	369.4	586.2	61%					
Sortie (finale)	22/07/2010	06:57	02:40	444			16	1.2	8%	566.5	389.1	41%					
Sortie (finale)	22/07/2010	06:57	02:40	444			32	0.6	8%	711.3	244.3	26%					
Sortie (finale)	22/07/2010	06:57	02:40	444			64	0.3	8%	800.6	155.0	16%					
Sortie (finale)	22/07/2010	06:57	02:40	444			128	0.1	8%	850.4	105.2	11%					
Sortie (finale)	22/07/2010	06:57	02:40	444			1171	0.0	8%	892.4	63.3	7%					
Entrée (dilution)	03/08/2010	00:00	30:00	94			2	18.7	26%	3.2	162.8	98%					
Entrée (dilution)	03/08/2010	00:00	30:00	94			4	6.2	26%	17.1	149.0	90%					
Entrée (dilution)	03/08/2010	00:00	30:00	94			8	2.7	26%	43.3	122.7	74%					
Entrée (dilution)	03/08/2010	00:00	30:00	94			16	1.2	26%	74.5	91.6	55%					
Entrée (dilution)	03/08/2010	00:00	30:00	94			32	0.6	26%	100.8	65.2	39%					
Entrée (dilution)	03/08/2010	00:00	30:00	94			64	0.3	26%	118.6	47.5	29%					
Entrée (dilution)	03/08/2010	00:00	30:00	94			128	0.1	26%	129.0	37.0	22%					
Entrée (dilution)	03/08/2010	00:00	30:00	94			1111	0.0	26%	138.4	27.7	17%					
Sortie (milieu)	04/08/2010	00:00	06:00	68			2	17.7	28%	2.3	109.8	98%					
Sortie (milieu)	04/08/2010	00:00	06:00	68			4	5.9	28%	10.8	101.3	90%					
Sortie (milieu)	04/08/2010	00:00	06:00	68			8	2.5	28%	26.6	85.5	76%					
Sortie (milieu)	04/08/2010	00:00	06:00	68			16	1.2	28%	46.1	66.0	59%					
Sortie (milieu)	04/08/2010	00:00	06:00	68			32	0.6	28%	63.4	48.7	43%					
Sortie (milieu)	04/08/2010	00:00	06:00	68			64	0.3	28%	75.7	36.4	32%					
Sortie (milieu)	04/08/2010	00:00	06:00	68			128	0.1	28%	83.1	29.0	26%					
Sortie (milieu)	04/08/2010	00:00	06:00	68			1111	0.0	28%	90.2	21.9	20%					

Point échantillonnage	Date	Heure prélèvement	Temps de stockage (h)	MES _{Tot} initiale (mg/L)	MVS _{Tot} initiale (mg/L)	DCO _{Tot} initiale (mgO2/L)	Δt (min)	V (m/h)	Bilan de masse MES (%)	MES-S(V) (mg)	MES-F(V) (mg)	MES-F(V) (%)	Bilan de masse MVS (%)	MVS-S(V) (mg)	MVS-F(V) (mg)	MVS-F(V) (%)	Observations
Entrée (dilution)	16/08/2010	04:00	08:30	114			2	18.0	0%	34.3	228.8	87%					
Entrée (dilution)	16/08/2010	04:00	08:30	114			4	6.0	0%	70.2	192.9	73%					
Entrée (dilution)	16/08/2010	04:00	08:30	114			8	2.6	0%	108.0	155.2	59%					
Entrée (dilution)	16/08/2010	04:00	08:30	114			16	1.2	0%	143.4	119.7	46%					
Entrée (dilution)	16/08/2010	04:00	08:30	114			32	0.6	0%	173.1	90.0	34%					
Entrée (dilution)	16/08/2010	04:00	08:30	114			64	0.3	0%	195.8	67.4	26%					
Entrée (dilution)	16/08/2010	04:00	08:30	114			128	0.1	0%	211.9	51.2	19%					
Entrée (dilution)	16/08/2010	04:00	08:30	114			1026	0.0	0%	231.6	31.5	12%					
Sortie (milieu)	16/08/2010	10:00	02:30	99			2	18.3	3%	19.0	205.2	92%					
Sortie (milieu)	16/08/2010	10:00	02:30	99			4	6.1	3%	48.1	176.1	79%					
Sortie (milieu)	16/08/2010	10:00	02:30	99			8	2.6	3%	82.4	141.8	63%					
Sortie (milieu)	16/08/2010	10:00	02:30	99			16	1.2	3%	115.1	109.1	49%					
Sortie (milieu)	16/08/2010	10:00	02:30	99			32	0.6	3%	141.2	83.0	37%					
Sortie (milieu)	16/08/2010	10:00	02:30	99			64	0.3	3%	159.8	64.4	29%					
Sortie (milieu)	16/08/2010	10:00	02:30	99			128	0.1	3%	171.9	52.4	23%					
Sortie (milieu)	16/08/2010	10:00	02:30	99			1026	0.0	3%	184.7	39.5	18%					
Sortie (milieu)	06/09/2010	10:50	01:10	36			2	17.5	0%	0.7	80.6	99%					
Sortie (milieu)	06/09/2010	10:50	01:10	36			6	5.8	0%	2.1	79.3	97%					
Sortie (milieu)	06/09/2010	10:50	01:10	36			14	2.5	0%	4.4	76.9	95%					
Sortie (milieu)	06/09/2010	10:50	01:10	36			30	1.2	0%	7.9	73.4	90%					
Sortie (milieu)	06/09/2010	10:50	01:10	36			62	0.6	0%	12.2	69.2	85%					
Sortie (milieu)	06/09/2010	10:50	01:10	36			126	0.3	0%	16.4	64.9	80%					
Sortie (milieu)	06/09/2010	10:50	01:10	36			254	0.1	0%	20.0	61.4	75%					
Sortie (milieu)	06/09/2010	10:50	01:10	36			1567	0.0	0%	25.0	56.3	69%					

Annexe C

Récapitulatif des échantillons récoltés

Détail des analyses

Le Tableau 10.1 synthétise le type d'analyses réalisées pour chaque évènement. Derrière chaque paramètre, environ 8-9 échantillons sont réalisés en duplicata ou triplicata. Ainsi, pour l'évènement du 18 Juillet 2009, un total de 162 analyses ont été réalisées.

En comparant les Tableau 10.1 et 10.2, il apparait que les analyses se sont principalement focalisées sur la sortie du bassin de rétention. Les cases rouges correspondent aux analyses non réalisées et les cases vertes correspondent aux analyses réalisées.

Tableau 10.1 – Détail des analyses réalisées pour chaque évènement à l'entrée.

	Date	DETAIL ANALYSE					
		Entrée					
		MES	MESd	MVS	MVSd	DCO	DCOd
2009	18-Jul						
	27-Jul						
	18-Aug						
	21-Aug						
	18-Sep						
	23-Sep						
	27-Sep						
	03-Oct						
	07-Oct						
	25-Oct						
	2010	25-May					
01-Jun							
06-Jun							
24-Jun							
28-Jun							
09-Jul							
13-Jul							
16-Jul							
21-Jul							
03-Aug							
16-Aug							
06-Sep							
13-Sep							

Tableau 10.2 – Détail des analyses réalisées pour chaque évènement à la sortie.

	Date	DETAIL ANALYSE					
		Sortie					
		MES	MESd	MVS	MVSd	DCO	DCOd
2009	18-Jul						
	27-Jul						
	18-Aug						
	21-Aug						
	18-Sep						
	23-Sep						
	27-Sep						
	03-Oct						
	07-Oct						
	25-Oct						
2010	25-May						
	01-Jun						
	06-Jun						
	24-Jun						
	28-Jun						
	09-Jul						
	13-Jul						
	16-Jul						
	21-Jul						
	03-Aug						
	16-Aug						
	06-Sep						
	13-Sep						

Détail des analyses pour chaque phase d'un évènement

Sur les Tableaux 10.3 et 10.4 sont respectivement reportés les analyses et les tests ViCAs réalisés sur chaque phase (en entrée et en sortie) de chaque évènement.

Tableau 10.3 – Récapitulatif des analyses réalisées pour chaque phase (à l'entrée et à la sortie) de chaque évènement.

	Date	ANALYSE				
		Entrée		Sortie		
		Lessivage	Dilution	Initiale	Milieu	Finale
2009	18-Jul					
	27-Jul					
	18-Aug					
	21-Aug					
	18-Sep					
	23-Sep					
	27-Sep					
	03-Oct					
	07-Oct					
	25-Oct					
2010	25-May					
	01-Jun					
	06-Jun					
	24-Jun					
	28-Jun					
	09-Jul					
	13-Jul					
	16-Jul					
	21-Jul					
	03-Aug					
	16-Aug					
	06-Sep					
	13-Sep					

Tableau 10.4 – Récapitulatif des tests ViCAs réalisés pour chaque phase (à l'entrée et à la sortie) de chaque évènement.

	Date	VICAS				
		Entrée		Sortie		
		Lessivage	Dilution	Initiale	Milieu	Finale
2009	18-Jul					
	27-Jul					
	18-Aug					
	21-Aug					
	18-Sep					
	23-Sep					
	27-Sep					
	03-Oct					
	07-Oct					
	25-Oct					
2010	25-May					
	01-Jun					
	06-Jun					
	24-Jun					
	28-Jun					
	09-Jul					
	13-Jul					
	16-Jul					
	21-Jul					
	03-Aug					
	16-Aug					
	06-Sep					
	13-Sep					

Annexe D
Courbes de corrélation

Dans cette annexe sont présentées des courbes de corrélation entre la MeS et la MeS décantable, la DCO et la MVeS. Les données de concentrations proviennent d'échantillonnages menés pendant la vidange du bassin de rétention. La première courbe (Figure 10.30) est une corrélation entre la MeS et la MeS décantable. A l'entrée comme à la sortie, le rapport est assez constant, avec un bon facteur de corrélation ($R^2=0.997$ pour la vidange et 0.984 pour l'entrée). Sans distinguer l'entrée de la sortie, le facteur de corrélation est de 0.995. La Figure 10.31 montre la corrélation entre la MeS et la MVeS. Il apparaît que les deux variables sont fortement corrélées durant la vidange de bassin de rétention. La Figure 10.32 montre la corrélation entre la MeS et la DCO. Le graphique du bas comporte deux valeurs en plus par rapport au graphique du haut. Ces deux valeurs (encadrées en rouge) correspondent à des échantillons réalisés durant les événements influencés par les travaux de réfection de la route. A l'entrée, les deux variables sont moins bien corrélées qu'à la sortie. Le facteur de corrélation est plus faible que pour les autres variables. La corrélation est certainement moins forte en raison de la DCO soluble qui n'est pas soumise aux mêmes processus de transformation que la MeS (*e.g.* pas de décantation mais production par hydrolyse). Concernant la différence entre les deux graphiques, il apparaît que les deux valeurs ajoutées font diminuer fortement la corrélation (de 0.752 à 0.378). La forte teneur en matière inerte contenu dans les eaux durant ces travaux est donc confirmée.

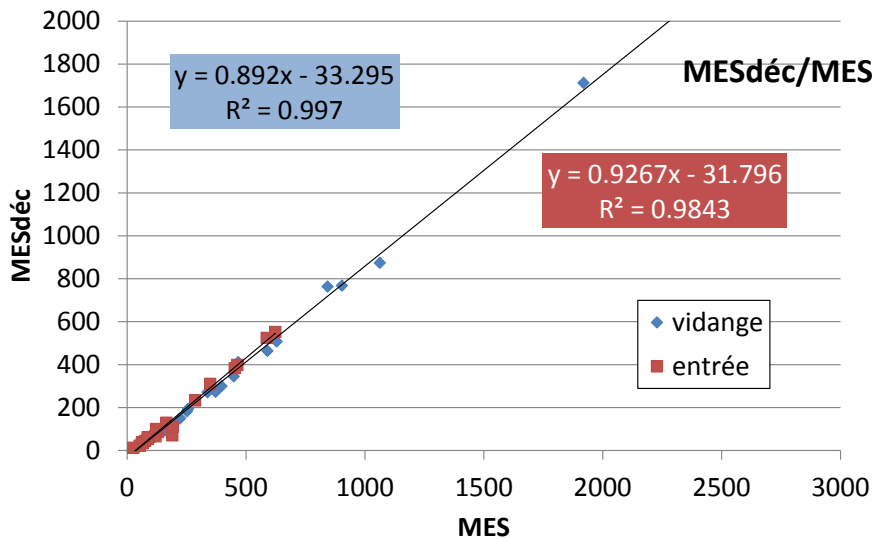


FIGURE 10.30 – Courbe de corrélation entre la MeS et la MeS décantable.

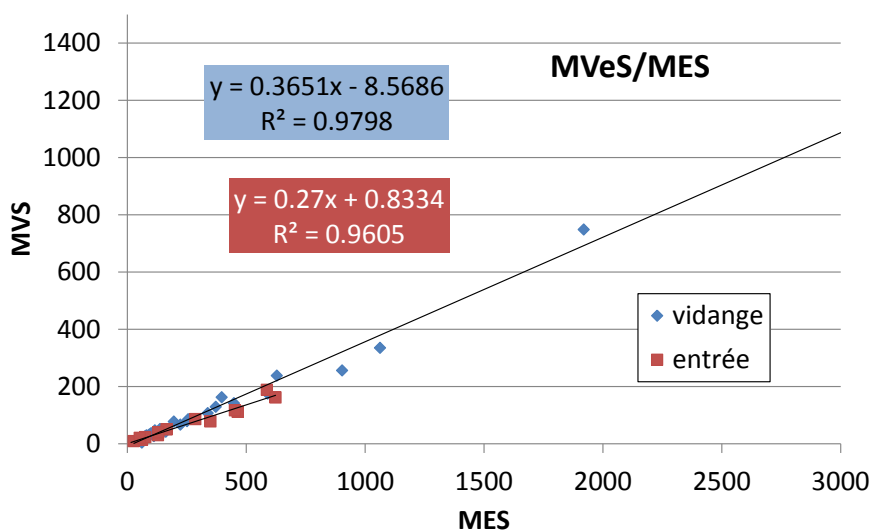


FIGURE 10.31 – Courbe de corrélation entre la MeS et la MVeS.

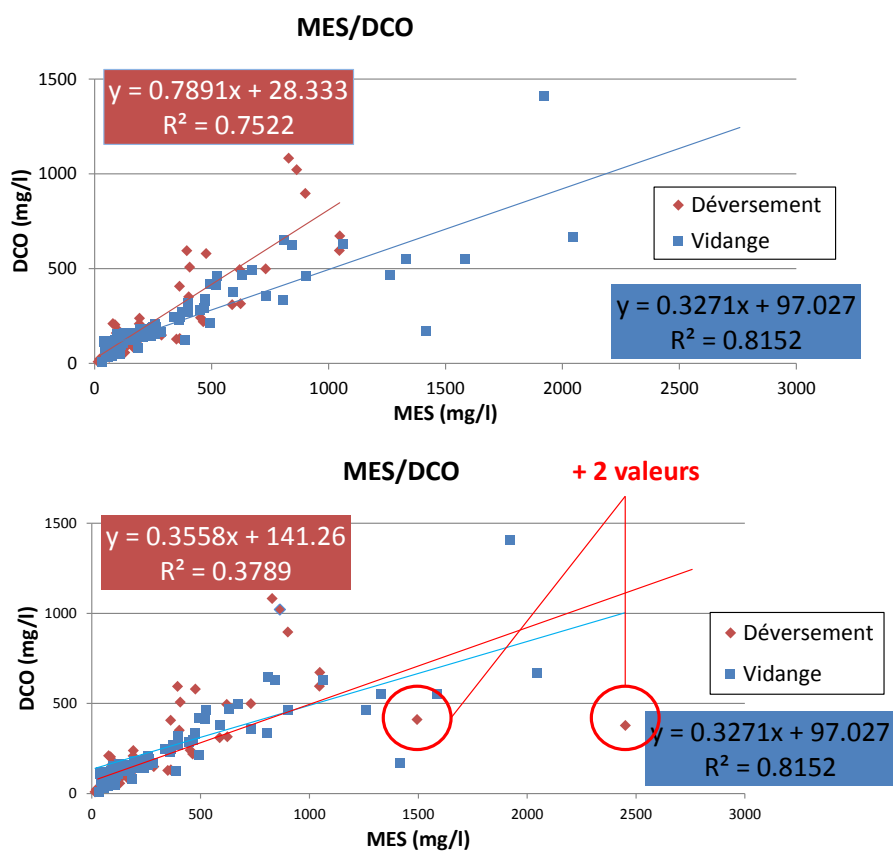


FIGURE 10.32 – Courbes de corrélation entre la MeS et la DCO. La différence entre les deux graphiques est la suppression de deux valeurs de concentration échantillonnées pendant la période des travaux.

Annexe E
Correction du débit mesuré au déversoir

Le Tableau 10.5 montre les différences de volumes mesurés au déversoir par rapport à ceux mesurés dans le bassin de rétention pour l'été 2009. Par exemple, une grande variation est observée pour l'évènement du 18 Juillet avec une surévaluation de 392% du volume mesuré au déversoir par rapport à celui observé dans le bassin. Cette erreur est très variable d'un évènement à l'autre. Elle peut s'expliquer par le fait que le seuil est un déversoir latéral et que l'équation utilisée pour le transfert de la hauteur d'eau en débit est valide pour un déversement frontal uniforme. Or, dans un déversement latéral, la lame d'eau a une hauteur variable le long du profil du déversoir. La mesure de la hauteur d'eau en amont du déversoir est effectuée en un seul point, ce qui ne peut rendre compte de cette variation de hauteur de la lame et donc mener à une erreur de mesure. Il est très difficile de réaliser des bonnes mesures de débits en ligne pour ce type de déversoir. Si le volume observé dans le bassin est une meilleure estimation que celui observé au déversoir, la dynamique (variations) observée au déversoir est certainement plus proche de la réalité que celle observée dans le bassin. En effet, une canalisation de 200 m sépare les deux mesures, la dynamique est donc différente. Les mesures de concentrations ayant été faites au déversoir, il est important que la dynamique des débits utilisée pour les calculs de flux soit celle mesurée au même point d'échantillonnage. Il est donc nécessaire de corriger le débit observé au seuil.

La Figure 10.33 montre les débits observés au déversoir et ceux observés par la variation du volume dans le réservoir. Il apparaît que le débit mesuré dans le bassin ne peut être utilisé pour les calculs de flux car la dynamique du débit est complètement changée. Les calculs de flux pourraient être erronés. Après correction des débit observés au déversoir, les valeurs sont beaucoup plus faibles et plus réalistes. La correction permet ainsi de garder la dynamique observée au même point d'échantillonnage que les mesures de concentration tout en ayant un volume réaliste.

Tableau 10.5 – Comparaison entre les volumes mesurés au déversoir et ceux mesurés dans le bassin de rétention (volumes en m³). Le pourcentage est l'écart entre les deux valeurs.

	Somme déversoir	Volume calculé	%
25/06/2009	174	192	-10
29/06/2009	77	145	-47
07/07/2009	5765	4469	29
08/07/2009	7700	4875	58
10/07/2009	106	53	98
11/07/2009	1105	1035	7
13/07/2009	3190	2444	30
16/07/2009	861	673	28
18/07/2009	14969	3045	392
19/06/2009	428	402	7
26/07/2009	2002	1749	14
29/07/2009	6915	5404	28
03/08/2009	91	98	-7
07/08/2009	26649	7909	237
18/08/2009	3317	2666	24
21/08/2009	10254	6892	49
18/09/2009	3038	2256	35
03/10/2009	6820	4495	52
07/10/2009	1438	1105	30
07/10/2009	6105	4449	37

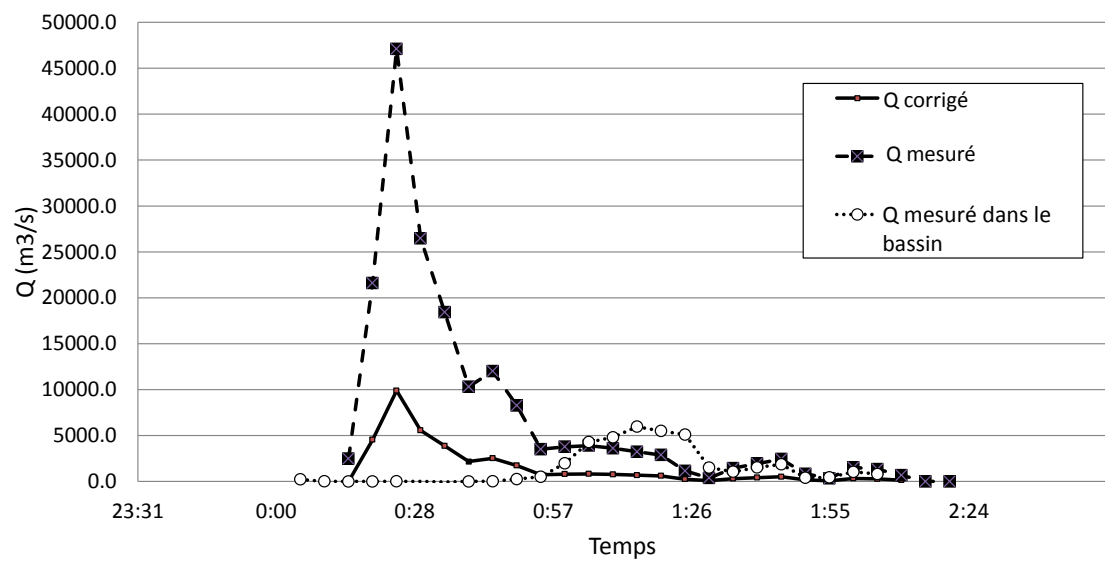


FIGURE 10.33 – Courbe des différents débits (observés, corrigé) pour l'évènement du 18 Juillet.

Annexe F
Résultats des tests de respirométrie

Les résultats du test de respirométrie présentés ici ont inspiré les valeurs de paramètres utilisés pour fractionner la DCO (Chapitre 8 et Figure 8.1). Elles ont été couplées avec des données relevées dans la littérature.

Les boues utilisées pour cet essai proviennent de l'usine de traitement de la base militaire de Valcartier (Canada). Ce sont les boues de re-circulation du réacteur à boues activées. Les eaux à caractériser proviennent du puits de pompage du bassin de rétention. Elles ont été échantillonnées juste après le démarrage des pompes afin de maximiser les chances d'avoir un échantillon représentant le mélange entre le volume d'eau et les sédiments remis en suspension. Cependant, l'échantillon été récolté seulement sur les deux premiers mètres alors que le puits fait une hauteur d'environ 6 m. Le protocole utilisé pour ce test est présenté en Annexe H. Seuls les résultats sont donc présentés ici.

Le Tableau 10.6 présente les mesures initiales de DCO totale et soluble réalisées sur l'échantillon d'eau usée (en triplicata).

Tableau 10.6 – Mesures initiales de DCO en triplicata.

Mesures Initiales				
				Moy.
DCOs (mgO₂/L)	40	40	40	40
DCOt (HR) (mgO₂/L)	295	257	287	280

La Figure 10.34 montre la courbe du taux de consommation d'O₂ (noté (r_{O_2exo})). Le taux de consommation dû à la respiration endogène a été retiré, seule la respiration due à la dégradation de la matière organique est représentée sur le graphique. La zone de la courbe où la dérivée est grande correspond à la fraction rapidement biodégradable de la matière organique (S_s en mgO₂/l). La zone où la dérivée est moins forte correspond à des cinétiques de consommation plus lente, c'est la fraction lentement biodégradable (X_s en mgO₂/l).

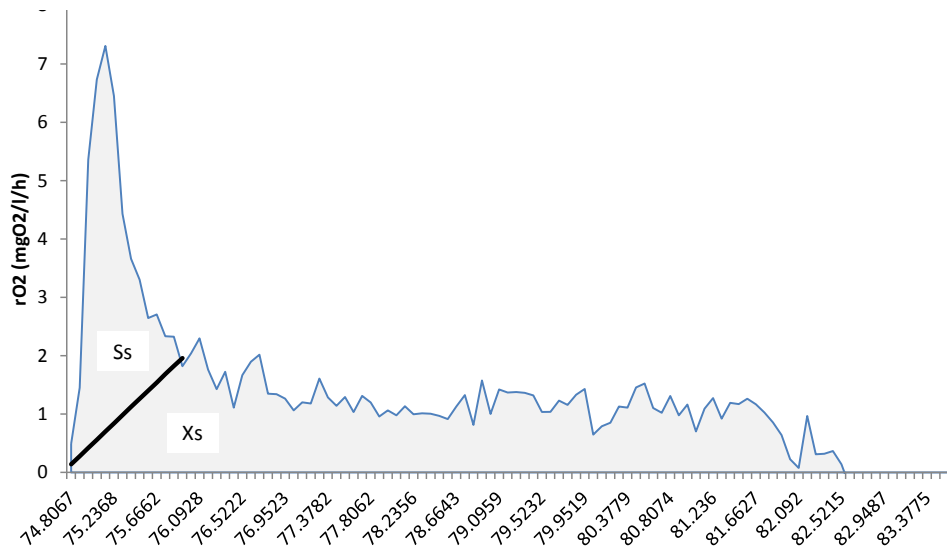


FIGURE 10.34 – Courbe du taux de consommation d’oxygène pour la dégradation de la matière organique.

Les paramètres du système qui ont permis de calculer la DCO de chaque fraction sont reportés dans le Tableau 10.7. L’équation permettant de calculer la fraction biodégradable suit l’Equation 1.

$$X_s + S_s = \frac{1}{d(1 - Y_H)} \int_{t_0}^{t_1} (rO_{2exo}) dt \quad (10.1)$$

- d Facteur de dilution (-);
- Y_H Rendement de conversion hétérotrophe (-);
- t_0 Temps correspondant à l’ajout d’eau usée (h); et
- t_1 Temps correspondant au retour à la respiration endogène.

Les résultats finaux sont présentés sur le Tableau 10.8. Sakrabani *et al.* (2009) ont mis en évidence des faibles fractions rapidement biodégradables en temps de pluie (entre 14 et 6%), la même fraction observée dans le cas présent est encore plus faible (4%). Un résultat surprenant est la faible teneur de l’échantillon en fraction biodégradable de la DCO totale. Elle est de 15% alors que le rapport DBO5/DCO en entrée d’usine de traitement est d’environ 0.6-0.85. Il semble logique que les eaux de temps de pluie soient composées d’une plus grande fraction inerte, mais cette valeur de 15% est très faible. Néanmoins, c’est aussi ce qui a été trouvé sur plusieurs autres tests de respirométrie réalisés à l’Université Laval et sur le même

Tableau 10.7 – Paramètres utilisés pour le test et les calculs de respirométrie.

Paramètres	
rO ₂ end (mgO ₂ /l)	3
Rendement Y _h (-)	0.64
Volume d'échantillon (l)	1.25
Volume de boue (l)	0.25
Facteur de dilution (-)	0.8

type d'échantillons. Une autre raison possible pourrait être la méthode d'échantillonnage, qui est réalisé dans le puits de pompage. Comme le montrent les courbes en "U", les particules décantent rapidement. Ces particules ont donc de faibles chances d'avoir été échantillonnées pour le test de respirométrie. Cependant, il se peut aussi que le profil de cette eau soit simplement faiblement chargée en fraction rapidement dégradable. L'importance de la fraction non biodégradable est assez élevée.

Tableau 10.8 – Fractions de la DCO rapidement et lentement biodégradable issus de tests de respirométrie.

Résultats	
Aire ss la courbe (mgO ₂ /L)	11.7
Ss+Xs (mgO ₂ /L)	39.75
fraction	14%
Ss(0) (mgO ₂ /L)	10.41
fraction	4%
Xs(0) (mgO ₂ /L)	29.30
fraction	10%

Enfin, la Figure 10.35 montre les paramètres de fractionnement finalement utilisés pour la modélisation (Chapitre 8 et 9).

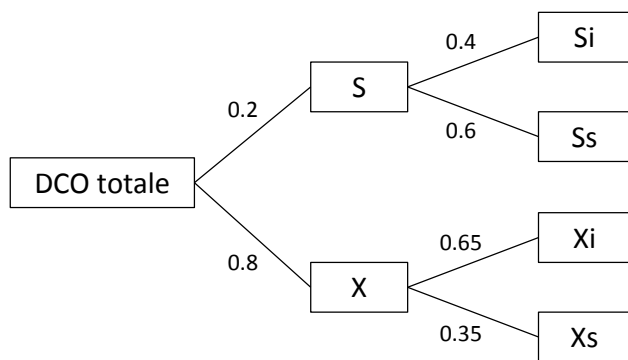


FIGURE 10.35 – Valeurs de fractionnement de la DCO totale utilisées pour la modélisation.

Annexe G
Protocole ViCAs



Protocole ViCAs

NOM DE L'APPAREIL	ViCAs
MODÈLE	Standard
N° DE SÉRIE	RV1 / RV2 / RV3 / V1 / V2 / V3
PRÉCISION ET REPRODUCTIBILITÉ	-
DATE DE MISE EN FONCTIONNEMENT	Été 2008
DISTRIBUTION	-
SITWEB	-
PROFESSEUR RESPONSABLE	PL

	RÉALISATION	RÉVISION	APPROBATION
NOM	Bastien Wipliez		
FONCTION	Étudiant en génie civil		
DATE	01-09-10		
SIGNATURE			
GESTION DES MODIFICATIONS			
RÉVISION	DATE	DESCRIPTION DE LA MODIFICATION	
01	01-09-10	Émission du SOP	

Date d'émission :

1^{er} sept 2010

Codification :

SOP-011-ViCAs

Protocole d'utilisation de la
colonne ViCAs

Émis par :

Bastien Wipliez

Page 1 de 26

Table des matières

1.	INTRODUCTION.....	3
2.	DOMAINE D'APPLICATION	4
3.	PRINCIPE ET THÉORIE.....	4
4.	SPÉCIFICATIONS	8
5.	PRÉLÈVEMENT ET CONSERVATION	8
6.	APPAREILLAGE	9
7.	PROTOCOLE ANALYTIQUE	10
8.	CALCULS ET EXPRESSION DES RÉSULTATS	14
9.	FIABILITÉ	18
10.	RÉFÉRENCES.....	19
11.	ANNEXES.....	20

Date d'émission :

1^{er} sept 2010

Codification :

SOP-011-ViCAs

**Protocole d'utilisation de la
colonne ViCAs**

Émis par :

Bastien Wipliez

Page 2 de 26



1. Introduction

Les campagnes de mesure effectuées depuis le début des années 1970 sur les rejets urbains de temps de pluie ont clairement montré que de nombreux polluants se trouvaient en majorité sous forme particulaire. Les particules transportées en suspension sont également apparues comme facilement décantables, en dépit de leur granulométrie relativement fine (de 30 à 40 µm). Afin de mieux caractériser ces rejets et de pouvoir dimensionner les ouvrages de traitement par décantation, la connaissance de la distribution des particules en suspension par classes de vitesse de chute constitue un élément essentiel.

Du fait de la complexité des phénomènes en jeu et de la variété des densités, formes et dimensions des particules en suspension dans les effluents urbains, il est déconseillé d'évaluer la vitesse de chute de ces particules à partir de la seule donnée granulométrique ou des caractéristiques du bassin versant. La mesure directe des distributions de vitesses de chute sur des échantillons représentatifs du site étudié est donc nécessaire. Cette mesure peut être effectuée au moyen du protocole ViCAs, développé par Chebbo et Gromaire (2003).

Le ViCAs est un essai qui permet de mesurer les vitesses de chutes de particules dans une colonne en condition statique. Il permet de donner un aperçu du comportement de particules au sein d'une eau, ainsi que d'avoir une idée sur leur composition.

L'acronyme ViCAs signifie Vitesse de Chute en Assainissement.

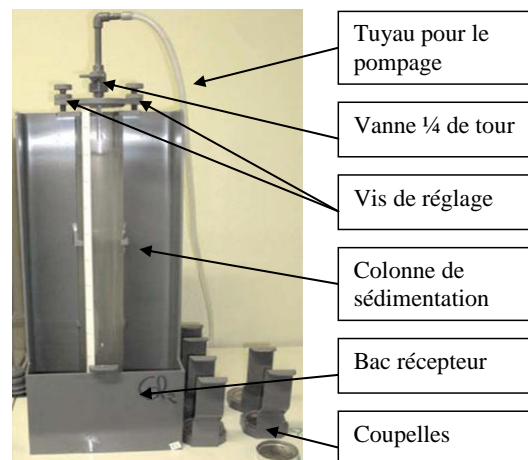


Figure 1 : Matériel pour l'essai

2. Domaine d'application

L'essai est réalisé sur tous types d'eaux possédant des sédiments en suspension : eaux usées sanitaires, pluviales, industrielles,...

3. Principe et théorie

3.1 Principe général

Le protocole ViCAs est fondé sur le principe de la suspension homogène (Figure 2).

Au début de la mesure, les solides sont répartis uniformément sur toute la hauteur de sédimentation. Ensuite, les particules sont supposées décanter de manière indépendante les unes des autres, sans former d'agrégats et sans diffusion.

Les solides ayant décanté pendant un intervalle de temps prédéfini sont récupérés dans le fond de la colonne de sédimentation.

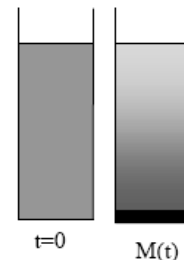


Figure 2 : Principe de la suspension homogène

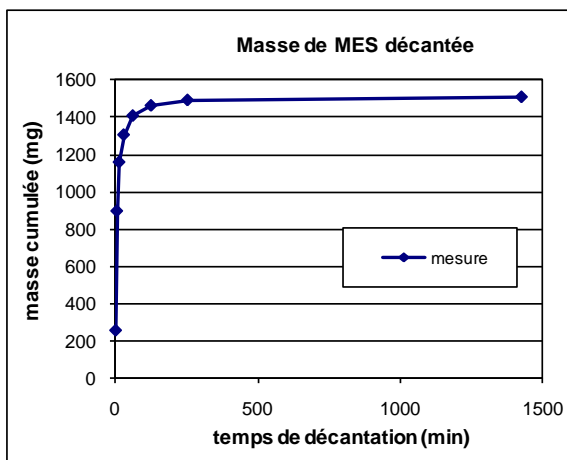


Figure 3 : Courbe de la masse cumulée des solides ayant décantés en fonction du temps

Leur masse ainsi récupérée est pesée, ce qui permet de déterminer l'évolution de la masse cumulée $M(t)$ du dépôt en fonction du temps t (Figure 3).

Dans la pratique, la courbe de la masse cumulée des solides ayant décanté est constituée de n points, avec n compris entre 7 et 12, correspondant aux n prélèvements effectués après différentes durées de décantation.

Les particules étant initialement distribuées de façon homogène sur toute la hauteur de la colonne, elles ne chutent pas toutes sur une même distance. De ce fait, $M(t)$ ne correspond pas à une catégorie des particules homogènes.

3.2 Théorie

3.2.1 Introduction

Une analyse théorique (Chebbo, 1992; Chancelier et al., 1998) montre que la courbe $M(t)$ peut s'écrire :

$$M(t) = S(t) + t \frac{dM(t)}{dt} \quad (\text{eq. 1})$$

Avec :

- $M(t)$: masse cumulée de particules décantées au pied de la colonne entre $t=0$ et t ,
- $S(t)$: masse de particules décantées entre $t=0$ et t ayant une vitesse de chute supérieure à H/t , où H est la hauteur d'eau dans la colonne,
- $t \frac{dM(t)}{dt}$: masse de particules décantées au temps t avec une vitesse de chute inférieure à H/t (et donc situées initialement à une distance d , au plan de mesure inférieure à H), où H est la hauteur de décantation maximale (hauteur d'eau dans la colonne).

3.2.2 Objectifs

Il faut déterminer la courbe $S(t)$ et la transformer en courbe $F(V_s)$, indiquant le pourcentage cumulé F (en %) de la masse totale de particules ayant une vitesse de chute inférieure à V_s (en m/h). Il faut ajuster numériquement les valeurs mesurées $M(t_i)$ selon une fonction continue $M(t)$, puis résoudre analytiquement l'équation 1.

La fonction $M(t)$ doit vérifier les critères suivants :

- Masse décantée nulle à $t=0$, c'est à dire $M(t=0) = 0$ ou $\lim M(t) = 0$ quand t tend vers 0
- Masse décantée croissante en fonction du temps, $dM(t)/dt > 0$
- Pente de la courbe décroissante en fonction du temps, $d^2M(t)/dt^2 < 0$
- Nombre de paramètres d'ajustement inférieur ou égal à 4 pour conserver des expressions simples et permettre un ajustement satisfaisant même avec un nombre limité de points $M(t_i)$.

Date d'émission :

1^{er} sept 2010

Codification :

SOP-011-ViCAs

**Protocole d'utilisation de la
colonne ViCAs**

Émis par :

Bastien Wipliez

Page 5 de 26

3.2.3 Résolution

Le principe de la méthode a initialement été introduit par Saint Pierre et al. (1995), avec l'utilisation d'une fonction $M(t)$ obtenue par régression logarithmique. Cependant la fonction logarithmique ne permettait pas un ajustement suffisamment précis des valeurs mesurées $M(t_i)$. Cette méthode, et en particulier le choix de la fonction $M(t)$, ont par la suite été développés par Bertrand-Krajewski (2001). Après avoir testé plusieurs dizaines d'expressions mathématiques pour la courbe $M(t)$, Bertrand-Krajewski (2001) a retenu l'expression suivante :

$$M(t) = \frac{b}{1 + \left(\frac{c}{t}\right)^d} \quad (\text{eq. 2})$$

Avec b , c et d trois paramètres numériques tels que $b > 0$, $c > 0$ et $d \in]0,1[$.

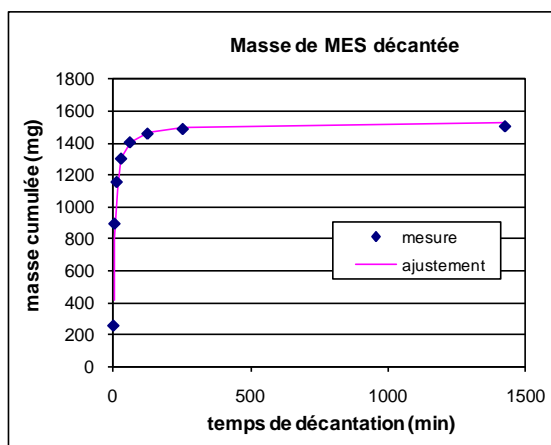


Figure 4 : Exemple d'ajustement de $M(t)$

Un exemple de la courbe ajustée obtenue est donné sur la figure 4.

Les paramètres b , c et d sont déterminés par la méthode des moindres carrés, au moyen du solveur Excel.

On obtient $S(t)$:

$$S(t) = M(t) - t \frac{dM(t)}{dt} = \frac{b \left(1 + (1-d) \left(\frac{c}{t}\right)^d\right)}{\left(1 + \left(\frac{c}{t}\right)^d\right)^2} \quad (\text{eq. 3})$$

D'où :

$$F(V_s) = 100 \left(1 - \frac{S(t)}{M_{dec} + M_{fin}}\right) \text{ où } V_s = \frac{H}{t} \quad (\text{eq. 4})$$

3.2.4 Résultat final

Les résultats de mesure des distributions de vitesse de chute sont présentés conformément aux recommandations du groupe de travail sur les solides en réseau d'assainissement du IWA/IAHR Joint Committee on Urban Drainage (Hedges et Chebbo, 1995). La vitesse de chute, notée V_s (settling velocity) est exprimée en m/h et est positive pour les vitesses orientées vers le bas (sens de la chute des particules).

Les résultats de mesure sont représentés par une « Courbe de distribution des vitesses de chute » $F(V_s)$ où :

- Les vitesses de chute V_s en m/h sont en abscisse sur une échelle logarithmique de base 10 croissante vers la droite.

- Le pourcentage en masse cumulée F des particules ayant une vitesse de chute V_s inférieure à une valeur donnée est en ordonnée sur une échelle linéaire de 0 à 100 %.

La Figure 5 donne un exemple de courbe $F(V_s)$ correspondant à ces recommandations.

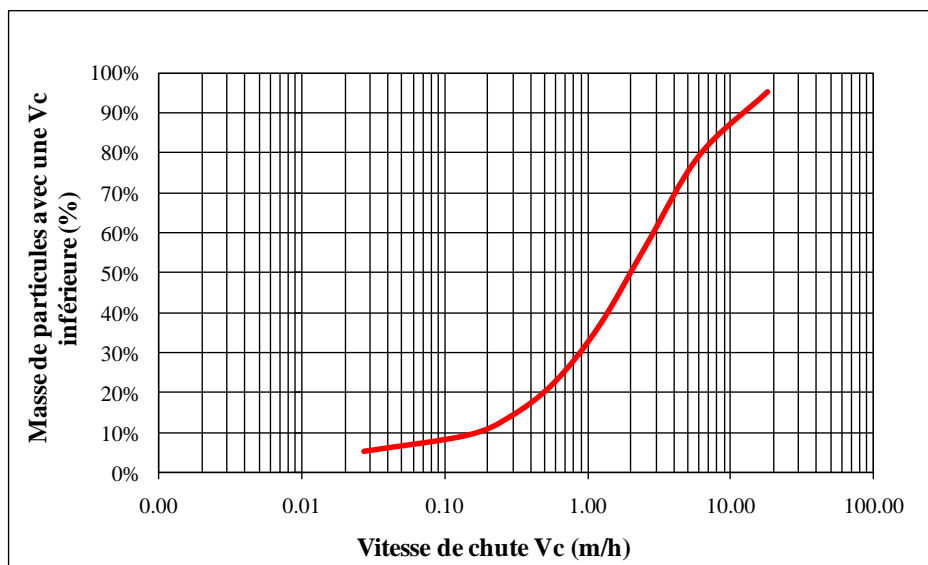


Figure 5 : Exemple de courbe de distribution des vitesses de chute $F(V_s)$

Date d'émission :

1^{er} sept 2010

Codification :

SOP-011-ViCAs

Protocole d'utilisation de la
colonne ViCAs

Émis par :

Bastien Wipliez

Page 7 de 26

4. Spécifications

- Il est indispensable que toutes les dates de prélèvement, de fractionnement et d'analyse des MES et MVS soient enregistrées dans la feuille d'analyse. Ces données sont fondamentales pour juger de la qualité des mesures réalisées : les caractéristiques des MES évoluent avec le temps. Lorsque les délais sont trop importants (>24h) l'influence de cette évolution sur les résultats de la mesure des vitesses de chute rend difficile les comparaisons et les interprétations ultérieures.

- Il faut diluer l'échantillon si la concentration initiale est supérieure à 1000mg/L. Pour réaliser la dilution, il faut séparer l'échantillon lors du prélèvement, de façon à avoir 5 litres d'un côté, et 15 litres de l'autre. Il faut ensuite en récolter 5 litres de surnageant, après 24h de décantation, et s'en servir pour réaliser la dilution.

5. Prélèvement et conservation

- L'essai peut être réalisé à partir d'un échantillon composite de plusieurs échantillons similaires (exemple : récolte de 5 bouteilles de 1 litre sur 10 minutes).

- Lors du prélèvement, retirer les matières en suspension qui pourrait fausser l'essai et, au besoin, filtrer l'échantillon directement.

- L'échantillon doit être stocké à 4°C pendant la conservation avant la réalisation de l'essai.

- Les analyses doivent être faites dans les 24h maximum suivant le prélèvement, pour éviter des phénomènes de floculation.

Date d'émission :

1^{er} sept 2010

Codification :

SOP-011-ViCAs

**Protocole d'utilisation de la
colonne ViCAs**

Émis par :

Bastien Wipliez

Page 8 de 26

6. Appareillage

6.1 Matériel ViCAs

- 1 colonne ViCAs avec son support et ses 2 coupelles associées
- 1 élastique (maintien de la colonne en place),
- 1 chronomètre (mesure des pas de temps),
- 1 feuille ViCAs (inscription des informations)

La figure 6 montre le matériel ViCAs en place.



Figure 6 : Matériel d'essai ViCAs

6.2 Matériel pour le remplissage de la colonne

- 1 bécher de 5 litres
- 1 spatule (homogénéisation)
- 1 pompe à huile
- 1 tuyau de raccordement
- 1 erlenmeyer de filtration de 1000 ml (protection de la pompe),

La figure 7 montre le matériel ViCAs avec le système de remplissage en place.



Figure 7 : Matériel ViCAs avec système de remplissage

6.3 Matériel de mesure de MES/MVS

Se reporter au SOP-005 pour la présentation du matériel à utiliser pour la mesure de MES et MVS.

7. Protocole analytique

7.1 Description générale

L'échantillon à analyser est versé dans un bac de réception et aspiré par dépression à l'intérieur d'une colonne. Celle-ci est ensuite maintenue sous vide pendant toute la durée de l'essai. Les particules décantées pendant les périodes de temps Δt sont recueillies dans des coupelles placées sous la colonne et de même diamètre que celle-ci. Les coupelles, préalablement remplies d'eau potable, sont immergées dans la cannelure du bac de mélange et positionnées alors à tour de rôle sous la colonne. A la fin d'une certaine période, le contenu des coupelles est filtré pour ensuite réaliser des mesures de MES et de MVS sur les solides récupérés.

7.2 Préparation préalable

- Vérifier le positionnement de la colonne
 - Bas de la colonne au dessus de la cannelure du bac récepteur
 - Espace suffisant pour permettre la libre circulation des coupelles dans le bac récepteur.
 - Réglage de la hauteur et de la verticalité à l'aide des 2 vis de réglage en haut de la colonne et d'un niveau à bulle.

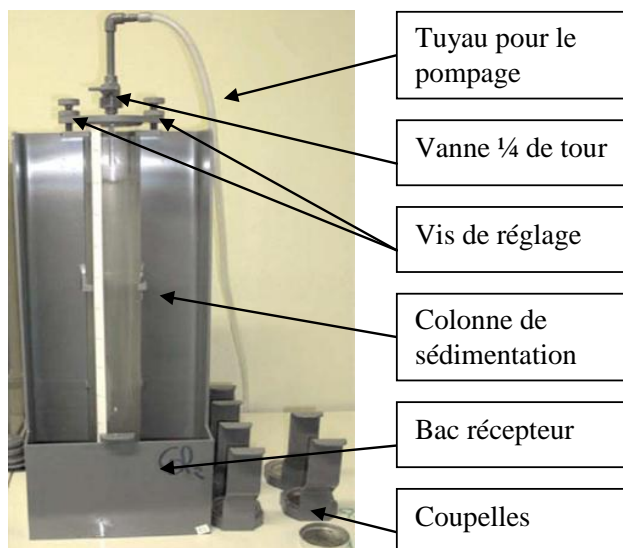


Figure 8 : Présentation du matériel ViCAs

- Préparer les portes-coupelles
 - Placer une coupelle dans le bac récepteur,
 - Remplir l'autre coupelle d'eau potable, il servira à effectuer le changement de coupelle plus rapidement puisque le premier pas de temps est très rapproché.

Date d'émission :

1^{er} sept 2010

Codification :

SOP-011-ViCAs

Protocole d'utilisation de la
colonne ViCAs

Émis par :

Bastien Wipliez

Page 10 de 26

- Préparation de l'échantillon
 - Homogénéiser l'échantillon à l'aide de la spatule et récolter 5 litres dans le béccher approprié.
 - Homogénéiser de nouveau et prélever 1 échantillon de 500 mL qui servira à déterminer la concentration initiale en MES dans la colonne.
- Préparation de la feuille d'essai
 - Noter les informations nécessaire sur la feuille d'essai, elles sont indispensables pour l'analyse ultérieure.

7.3 Remplissage de la colonne

Remarques :

- La phase de remplissage nécessite un peu d'entraînement car elle est très rapide.
- Pour une meilleure réussite de l'essai, il est préférable d'être 2 personnes pour réaliser cette étape.
- Un volume d'échantillon insuffisant où une fermeture trop tardive de la vanne $\frac{1}{4}$ de tour conduira à l'aspiration d'air dans la colonne (remous, retour d'eau vers la pompe). Le remplissage devra alors être recommencé.
- A noter que la mise en place d'un dispositif de protection de type flacon de Woufff est indispensable.



Figure 9 : Versement de l'échantillon



Figure 10 : Fermeture de la vanne $\frac{1}{4}$ de tour

Ainsi :

- Homogénéiser l'échantillon de 4.5 litres avant de le verser rapidement dans le bac récepteur.
- Aspirer le liquide dans la colonne (2 à 5 secondes) puis fermer la vanne $\frac{1}{4}$ de tour.
- Arrêter la pompe

7.4 Démarrage de la décantation

- Mettre en place immédiatement après fermeture de la vanne $\frac{1}{4}$ de tour la première coupelle : placer doucement la coupelle dans le bac récepteur, puis la faire glisser jusque sous le pied de la colonne.
- Démarrer le chronomètre puis débrancher le matériel de pompage.
- Mettre en place un ruban adhésif pour obtenir la hauteur d'eau finale dans la colonne à la fin de l'essai (il peut y avoir une variation de hauteur due aux changements de coupelles).

7.5 Changement des coupelles



Figure 11 : Mise en place de la nouvelle coupelle

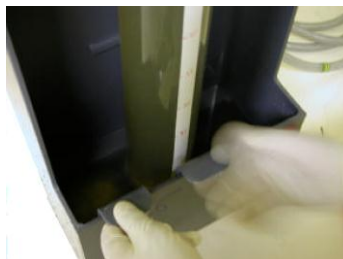


Figure 12 : Déplacement de l'ancienne coupelle

- 10 secondes avant l'échéance, introduire doucement dans la cannelure une coupelle remplie d'eau.

- Faire glisser doucement ensuite les deux coupelles jusqu'à positionner la nouvelle sous la colonne et retirer l'ancienne coupelle.
- Utiliser le bécher de 1000 ml comme récipient de sécurité pour réaliser le déplacement de l'échantillon récolté dans la coupelle jusqu'au banc de filtration.

Remarque :

- Le changement des coupelles s'effectue à 2 min, 6 min, 14 min, 30 min, 1h02, 2h06, 4h14 et > 22h pour un total de 8 coupelles.
- L'étape est délicate car il ne faut pas perdre le contenu et il faut limiter au maximum les turbulences liées au mouvement des coupelles dans le bas de la colonne.
- Si le changement de coupelle n'a pas été fait exactement au temps prédéterminé, noter l'instant exact de remplacement de la coupelle.

7.6 Détermination de la concentration finale

La concentration finale dans la colonne correspond à récolter le volume total de la colonne pour en analyser le contenu. Cette étape permet d'assurer la validité de l'essai en comparant la concentration initiale avec les masses récoltées dans les coupelles.



Figure 13 : Bouchage de la colonne

- Une fois le dernier prélèvement réalisé, boucher l'extrémité de la colonne à l'aide d'un bouchon.



Figure 14 : Prélèvement de la colonne



Figure 15 : Déversement de la colonne

- Retirer la colonne de son support et verser le contenu de la colonne dans le pichet de 5 L.

- Homogénéiser et prélever un échantillon de 500 mL, qui servira à déterminer la concentration finale.

7.7 Analyse en MES et MVES

Se reporter au SOP-005 pour l'analyse des MES et MVS des concentrations initiales et finales et des échantillons récoltés dans les coupelles.

Date d'émission :

1^{er} sept 2010

Codification :

SOP-011-ViCAs

Protocole d'utilisation de la
colonne ViCAs

Émis par :

Bastien Wipliez

Page 13 de 26

8. Calculs et expression des résultats

8.1 Vérification du bilan de masse

Un calcul de bilan de masse est effectué afin d'estimer les pertes (ou les gains) de solides au cours de la manipulation et donc d'évaluer la qualité de la mesure.

Soit :

- C_{ini} (mg/l) la concentration initiale de l'échantillon,
- C_{fin} (mg/l) la concentration finale,
- m_i (mg) la masse de solide récupérée dans la coupelle i entre les temps t_{i-1} et t_i ,
- H (cm) la hauteur d'eau dans la colonne et,
- R (cm) le rayon de la colonne.

D'où :

- Masse initiale M_{ini} (mg) :

$$M_{ini} = \frac{C_{ini}H\pi R^2}{1000} \quad (\text{eq. 5})$$

- Masse finale M_{fin} (mg) :

$$M_{fin} = \frac{C_{fin}H\pi R^2}{1000} \quad (\text{eq. 6})$$

- Masse décantée cumulée M_{dec} (mg) :

$$M_{dec} = \sum_i m_i \quad (\text{eq. 7})$$

- Pourcentage d'erreur E (%) sur le bilan de masse :

$$E = \frac{M_{ini} - (M_{dec} + M_{fin})}{M_{ini}} \quad (\text{eq. 8})$$

Date d'émission :

1^{er} sept 2010

Codification :

SOP-011-ViCAs

**Protocole d'utilisation de la
colonne ViCAs**

Émis par :

Bastien Wipliez

Page 14 de 26

8.2 Saisie des résultats (feuille Excel)

L'ensemble des calculs ainsi que le tracé de la courbe de distribution des vitesses de chute sont réalisés au moyen d'une feuille de calcul Excel : « Modèle ViCAs v1.0 »

8.2.1 Saisie des données

Les données à saisir sont représentées par des cases blanches dans le fichier, comme le montre la figure 16. Le reste des calculs est effectué automatiquement dans la feuille.

Protocole ViCAs v1.0 (Université Laval)						Informations colonne		Informations échantillon																																																						
Mesure des vitesses de chute						Hauteur de chute (cm)		Cmog																																																						
Informations échantillon						Rayon (cm) 3.5		Décantabilité																																																						
<table border="1"> <tr><td>Référence</td><td></td></tr> <tr><td>Caractéristiques</td><td></td></tr> <tr><td>Site de prélèvement</td><td></td></tr> <tr><td>Date prélèvement</td><td></td></tr> <tr><td>Heure prélèvement</td><td></td></tr> <tr><td>Conservation</td><td></td></tr> <tr><td>Début d'analyse</td><td></td></tr> </table>						Référence		Caractéristiques		Site de prélèvement		Date prélèvement		Heure prélèvement		Conservation		Début d'analyse		Calcul des masses initiales, finales et décantées																																										
Référence																																																														
Caractéristiques																																																														
Site de prélèvement																																																														
Date prélèvement																																																														
Heure prélèvement																																																														
Conservation																																																														
Début d'analyse																																																														
Etat initial						Concentration initiale		Masse initiale dans la colonne																																																						
<table border="1"> <tr><th>Volume (ml)</th><th>m0 (mg)</th><th>m1 (mg)</th><th>m2 (mg)</th></tr> <tr><td>Echantillon 1</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>Echantillon 2</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>Echantillon 3</td><td></td><td></td><td></td></tr> </table>						Volume (ml)	m0 (mg)	m1 (mg)	m2 (mg)	Echantillon 1				Echantillon 2				Echantillon 3				[MES] mg/l		[MVS] mg/l		MES (mg)		MVS (mg)																																		
Volume (ml)	m0 (mg)	m1 (mg)	m2 (mg)																																																											
Echantillon 1																																																														
Echantillon 2																																																														
Echantillon 3																																																														
Etat final						Concentration finale		Masse finale dans la colonne																																																						
<table border="1"> <tr><th>Volume (ml)</th><th>m0 (mg)</th><th>m1 (mg)</th><th>m2 (mg)</th></tr> <tr><td>Echantillon 1</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>Echantillon 2</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>Echantillon 3</td><td></td><td></td><td></td></tr> </table>						Volume (ml)	m0 (mg)	m1 (mg)	m2 (mg)	Echantillon 1				Echantillon 2				Echantillon 3				[MES] mg/l		[MVS] mg/l		MES (mg)		MVS (mg)																																		
Volume (ml)	m0 (mg)	m1 (mg)	m2 (mg)																																																											
Echantillon 1																																																														
Echantillon 2																																																														
Echantillon 3																																																														
Décantation						Masse décantée par pas de temps		Masse décantée cumulée		Masse décantée/masse initiale																																																				
<table border="1"> <tr><th>Δt (min)</th><th>Temps (min)</th><th>m0 (mg)</th><th>m1 (mg)</th><th>m2 (mg)</th></tr> <tr><td>2</td><td>2</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>4</td><td>6</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>8</td><td>14</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>16</td><td>30</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>32</td><td>62</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>64</td><td>126</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>128</td><td>254</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>1066</td><td>1320</td><td></td><td></td><td></td></tr> </table>						Δt (min)	Temps (min)	m0 (mg)	m1 (mg)	m2 (mg)	2	2				4	6				8	14				16	30				32	62				64	126				128	254				1066	1320				MES (mg)		MVS (mg)		MES (mg)		MVS (mg)		%MES		%MVS	
Δt (min)	Temps (min)	m0 (mg)	m1 (mg)	m2 (mg)																																																										
2	2																																																													
4	6																																																													
8	14																																																													
16	30																																																													
32	62																																																													
64	126																																																													
128	254																																																													
1066	1320																																																													
Masse totale (mg)						Bilan de masse (%)																																																								
(masse initiale-(masse décantée+masse finale))/masse initiale																																																														

Figure 16 : Aperçu des données à entrer dans la feuille Excel

Sur cette feuille, la masse **M0** correspond à la masse initiale du filtre utilisée. La masse **M1** correspond à la masse obtenue après le séchage à 105°C (MES). La masse **M2** correspond à la masse obtenue après le séchage à 550°C (MVS). A noter qu'il n'est pas nécessaire de rentrer l'information **M2** si l'analyse en MVS n'a pas été effectuée, ceci n'influencera pas les calculs.

Les pas de temps indiqués sont ceux généralement utilisés pour réaliser le fractionnement de l'échantillon. Ils peuvent être sujets à changement selon les projets et le type d'échantillon. Aussi, libre à l'utilisateur de modifier les Δt utilisés, tout en respectant un

minimum de 7 intervalles et un maximum de 15 intervalles. A noter que les pas de temps lus sur le chronomètre pendant l'essai correspondent à la colonne « temps ».

8.2.2 Calcul de la distribution des vitesses de chute

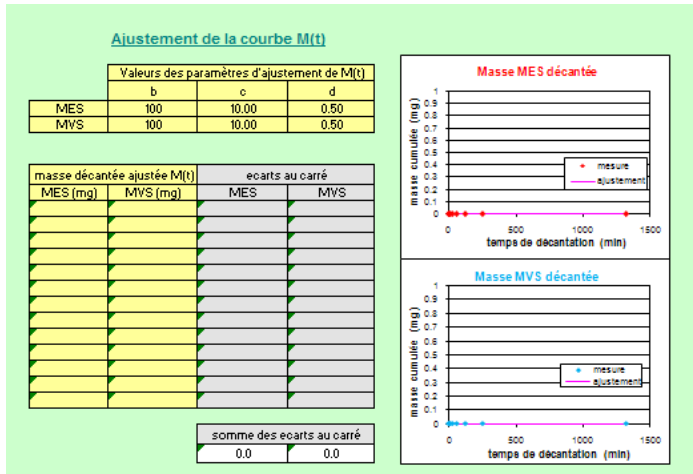


Figure 17 : Ajustement de la courbe M(t)

La figure 17 indique l'espace alloué sur la feuille Excel pour réaliser l'ajustement de la courbe conformément aux calculs précédents.

Les valeurs des paramètres d'ajustement entrées (b, c, d) sont des valeurs par défaut. Les cases à modifier sont les 2 cases blanches à l'aide du solveur Excel

Les paramètres b, c et d sont ajustés à l'aide du solveur de façon à minimiser la somme des écarts au carré, en respectant les contraintes suivantes : $b \leq M0$, $b > 0$, $c > 0$, $d < 1$ et $d > 0$.

Aussi, la valeur $M0$ de la contrainte $b \leq M0$ (masse initiale dans la colonne) est à modifier selon : MES (cellule I14), MVS (cellule J14)

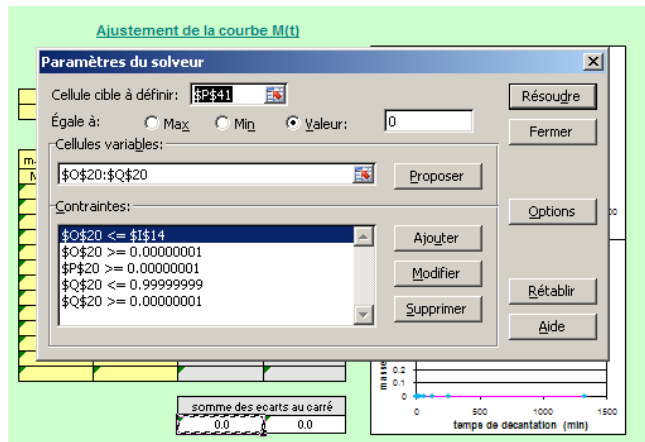


Figure 18 : Résolution avec le solveur Excel

De même, les contraintes b, c et d pour les MES appartiennent aux cellules O20, P20 et Q20. Pour les MVS, les contraintes appartiennent aux cellules O21, P21 et Q21.

Il est important finalement de vérifier que les « cellules variables » du solveur sont bien les cellules correspondantes soit aux MES soit aux MVS.

Ainsi, après avoir cliqué sur « résoudre », cliquer sur « ok » pour « garder la solution du solveur » et observer les courbes obtenues.

Deux graphiques (MES en rouge, MVS en bleu) permettent de visualiser, en fonction du temps de décantation, les masses décantées cumulées $M(t)$ issues de la mesure (points bleus et rouges) et la fonction $M(t)$ ajustée (courbe rose). Il est bon de vérifier ces courbes d'ajustement.

8.2.3 Résultat final

Une fois l'étape d'ajustement terminée, la représentation graphique de la courbe $F(V)$, donnant le pourcentage en masse des particules ayant une vitesse de chute inférieure à V est donnée pour les MES et les MVS à côté du tableau de résultats.

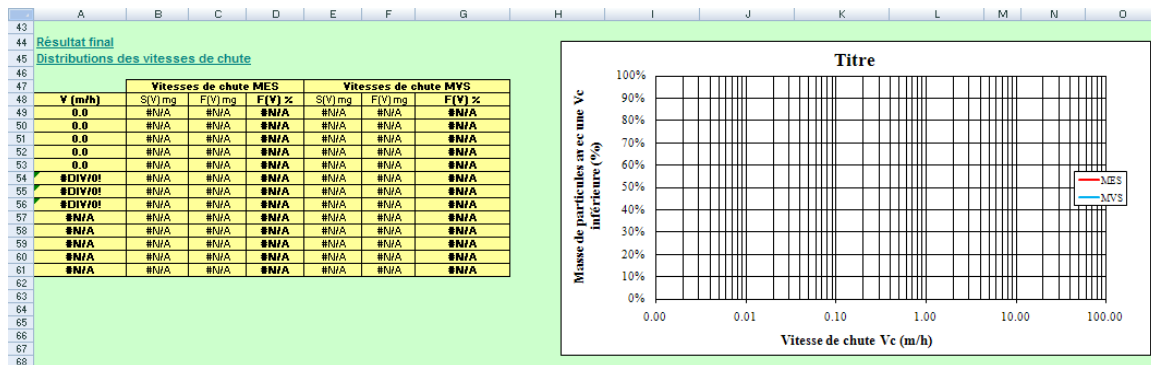


Figure 19 : Résultat final du calcul sous Excel

A noter que les calculs s'effectuent automatiquement, selon les formules théoriques discutées précédemment.

9. Fiabilité

9.1 Manipulation

Une manipulation soigneuse permet d'atteindre des erreurs sur le bilan de masse inférieures à 10%. Une erreur supérieure à 15% rend la mesure non valide.

9.2 Reproductibilité

Des tests de reproductibilité ont été réalisés pour pouvoir confirmer les résultats obtenus pour un seul essai ViCAs. Cependant, malgré certains duplicata réussis, certains ne le sont pas. L'étude du manuel de l'essai ViCAs et de rapports (Berrouard, 2010, Bousquet, 2009, Vaudevire, 2009) faisant état de l'interprétation du protocole et du manuel permettent de dire que la réussite de l'essai est dépendante de la méticulosité de la personne à respecter le protocole et à manipuler le matériel. L'importance est surtout mise sur les étapes de changement de coupelles sous la colonne et de filtration des masses récupérées. La figure 20 montre les résultats d'un test de reproductibilité effectué sur une eau usée de temps sec récoltée à la station d'épuration Est de la ville de Québec, après le dégrilleur.

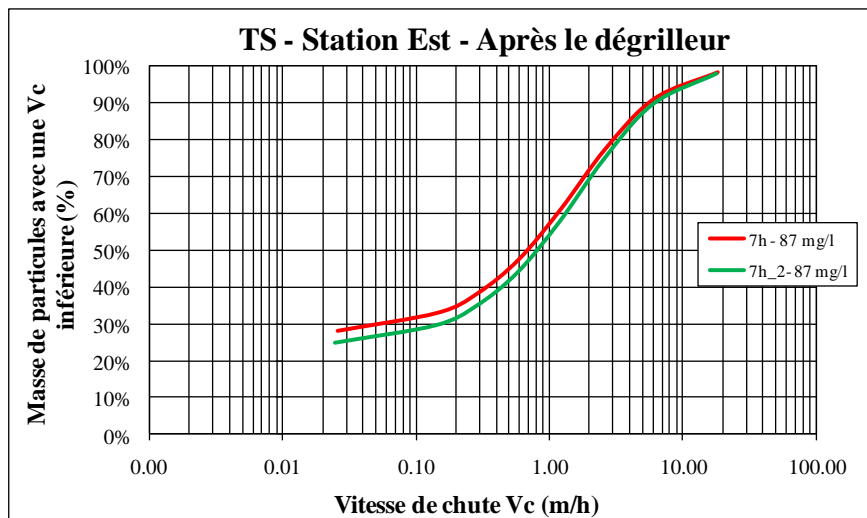


Figure 20 : Test de reproductibilité ViCAs

Ainsi, la réalisation d'un duplicata est dépendante du choix de la personne qui réalise l'essai et la réussite de l'essai est dépendante de sa méticulosité à respecter le protocole.

10. Références

Ces documents se trouvent sur le disque partagé modelEAU et dans le tiroir 42-A du laboratoire d'environnement (PLT 1970).

Berrouard E., *Caractérisation de la décantabilité des eaux pluviales*, Mémoire de maîtrise, 2010.

Bousquet B., *Rapport de stage*, 2009.

Clark et al. (2009), *Peristaltic Pump Autosamplers for Solids Measurement in Stormwater Runoff*, *Water Environ Res.*, 81(2):192-200.

Gromaire M.C., Chebbo G., *Mesure de la vitesse de chute des particules en suspension dans les effluents urbains - Protocole VICAS*, Manuel de l'utilisateur, CERREVE, École nationale des ponts et chaussées, ENGREF, Paris XII, 35p.

Gromaire M.C., Chebbo G., *Feuille Excel de calcul des vitesses de chutes - Protocole VICAS*.

Vaudevire E., *Rapport de stage*, 2009.

Date d'émission :

1^{er} sept 2010

Codification :

SOP-011-ViCAs

**Protocole d'utilisation de la
colonne ViCAs**

Émis par :

Bastien Wipliez

Page 19 de 26

Annexe H
Protocole de respirométrie



UNIVERSITÉ
LAVAL

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Méthodes analytiques SOP-001-RESPIROMÉTRIE

Date: 14 mai 2012

Révision: 01

15 pages

Mesure de la biodégradabilité de l'eau usée par respirométrie aérobie

NOM DE L'APPAREIL	Respiromètre
MODEL	BIOS-R
N° SERIAL	
PRÉCISION ET REPRODUCTIBILITÉ	
DATE DE POSTE EN FONCTIONNEMENT	
DISTRIBUTION	
WEBSITE	http://modeleau.fsg.ulaval.ca/
PROFESSEUR RESPONSABLE	VANROLLEGHEM Peter

	RÉALISATION	RÉVISION	APPROBATION
NOM	FRACCAROLI Mathias	Maruejols Thibaud	
FONCTION	Stagiaire	Étudiant au doctorat	
DATE	13 Mai 2012	16 Juillet 2012	
SIGNATURE			
GESTION DES MODIFICATIONS			
RÉVISION	DATE	DESCRIPTION DE LA MODIFICATION	
01	13 Mai 2012	Édition du SOP	
02	16 Juillet 2012		

Sommaire :

I. PRINCIPE	3
II. MATÉRIEL.....	3
III. BIOMASSE ET SUBSTRAT	5
IV. MODE OPÉRATOIRE	6
V. NETTOYAGE DU RESPIROMÈTRE.....	12
VI. SÉCURITÉ.....	12
VII. DOCUMENTS ASSOCIES ET ANNEXES À LA PROCEDURE :.....	13

Date d'émission :

13 mai 2012

Émis par :

FRACCAROLI MATHIAS

**Mesure de la biodégradabilité de
l'eau usée par respirométrie**

Codification :

SOP-001-RESPIROMÈTRE

Page 2 / 15

I.Principe

La respirométrie est une méthode de caractérisation biologique. Elle est basée sur la mesure de consommation d'oxygène par une boue activée en réponse à des ajouts de substrat. La boue est contenue dans un réacteur biologique aéré. Le taux de respiration de la boue r_{O_2} , c'est-à-dire la consommation d'oxygène en fonction du temps, est directement proportionnelle à la cinétique de dégradation du substrat par la biomasse. En général, le r_{O_2} est constituée de deux termes : le taux de respiration exogène $r_{O_2,ex}$ qui représente la consommation immédiate d'oxygène due à la dégradation du substrat, et le taux de respiration endogène $r_{O_2,end}$ qui peut être considéré comme la consommation d'oxygène en absence d'un substrat rapidement biodégradable. Le $r_{O_2,end}$ est associé à des processus d'oxydation des réserves intracellulaires et à des phénomènes de décès et de lyse cellulaire.

Il existe différents principes respirométriques. Le principe décrit ici est basé sur la respirométrie fermée (séquencée). Cette méthode consiste à aérer un réacteur de manière discontinue et à suivre la vitesse de consommation de l'oxygène r_{O_2} lors des phases d'arrêt de l'aération. Lorsque le réacteur n'est pas alimenté, la concentration en oxygène diminue et r_{O_2} est estimée par une simple mesure de pente.

$$r_{O_2} = - \frac{dC_{O_2}}{dt}$$

II.Matériel

Matériel nécessaire :

- ATU 98% (Allylthiourea, un inhibiteur de nitrification)
- Substrat synthétique (e.g. acetate de sodium, glucose, etc.)
- Substrat à caractériser (eau usée dans notre cas)
- Boue activée
- Respiromètre

Date d'émission :

13 mai 2012

Émis par :

FRACCAROLI MATHIAS

Mesure de la biodégradabilité de
l'eau usée par respirométrie

Codification :

SOP-001-RESPIROMÈTRE

Page 3 / 15

Le respiromètre disponible au laboratoire d'environnement est un respiromètre BIOS-R, composé de cinq éléments :

1. L'ordinateur

Relié au respiromètre, il gère les commandes. Équipé du logiciel BIOS-R, il fait l'acquisition et traite les données.

2. Le module d'acquisition, de régulation et de commande

Il est constitué de l'oxymètre (WTW D.O. probe TriOxmatic® 701), du pH-mètre (électrode combinée SCHOTT N62) et de la chaîne de régulation d'oxygène.

3. Le module de mesure du rO₂

Il est composé de la cellule de mesure et de la pompe de recirculation péristaltique (MASTERFLEX easy-load 7518-00). La cellule de mesure est en verre de forme cylindrique, non aérée et étanche. Elle a une capacité de 410 ml (incluant le volume occupé par la sonde et les tuyaux). L'agitation s'effectue à l'aide d'un agitateur magnétique (HEIDOLPH MR3000).

4. Le réacteur biologique ou réacteur de contact et les pompes de régulation du pH

Le réacteur biologique cylindrique a une capacité totale de 2,9 L et une capacité utile de 2,4 L. Il est constamment aéré grâce à un tube en acier inox finement percé qui permet la formation de fines bulles. Il est également agité mécaniquement grâce à un agitateur à hélice à 4 pales (régulateur de vitesse IKA-WERKE RW16 basic) positionné à l'intérieur au 1/3 inférieur du liquide. Les 2 pompes péristaltiques sont reliées à un acide (solution de H₂SO₄) et à une base (solution de NaOH).

5. Le cryothermostat

Il assure la régulation de la température à 20°C en faisant circuler une eau thermostatée dans la double enveloppe du réacteur et dans celle de la cellule sur lesquelles il est branché en série.

Date d'émission : 13 mai 2012	Mesure de la biodégradabilité de l'eau usée par respirométrie	Émis par : FRACCAROLI MATHIAS
Codification : SOP-001-RESPIROMÈTRE		Page 4 / 15



Fig.1 Photo du respiromètre BIOS-R.

III. Biomasse et substrat

1. Biomasse

La boue utilisée pour le test de respirométrie est échantillonnée dans une station de traitement d'eau usée à boues activées. Le prélèvement est fait au niveau du bassin d'aération avant la décantation secondaire.

Remarque : Les boues contenant des grosses particules peuvent boucher les tuyaux connectés à la pompe péristaltique. Il est donc conseillé de ne pas s'en servir ou de les filtrer auparavant.

Les boues de station de traitement des eaux usées sanitaires ont généralement une concentration en matières en suspension (MeS) d'environ 2 500 mg/L et d'environ 4 500 mg/L lorsqu'elles sont concentrées.

Date d'émission :

13 mai 2012

Codification :

SOP-001-RESPIROMÈTRE

Mesure de la biodégradabilité de
l'eau usée par respirométrie

Émis par :

FRACCAROLI MATHIAS

Page 5 / 15

2. Substrat

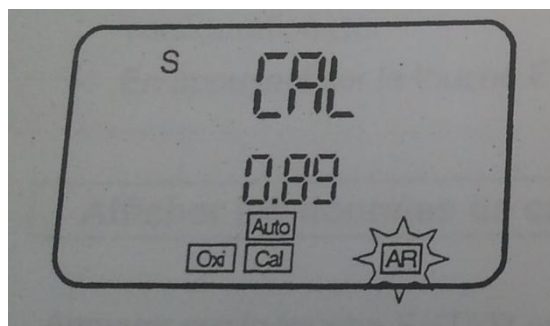
Les substrats utilisés pour un test de respirométrie typique sont 1) un substrat à concentration connue et 2) le substrat qu'on veut caractériser (eau usée dans ce cas-ci).

IV. Mode Opérateur

Tout d'abord, allumer le module d'acquisition, régulation et commande.

Étape 1: Étalonnage de la sonde de mesure de l'oxygène

Nettoyer la sonde si nécessaire et attendre l'équilibrage de la température. La calibration se fait à l'air. Sur l'oxymètre, appuyer sur la touche C, pour passer en mode calibrage, et avec ENTER lancer le calibrage. AR clignote durant quelques minutes puis la valeur se stabilise et AR cesse de clignoter ; cela signifie que la calibration est finie. Noter la valeur affichée, les valeurs comprises entre 0.5 et 1.4 sont acceptées. Pour plus d'informations voir le manuel BIOS-R (Annexes, p.42)



Étape 2 : Remplissage du réacteur

Mettre dans le réacteur entre 2 et 2,5 litres de boue; il faut qu'il reste toujours au minimum 1,5 litres dans le réacteur après recirculation.

Date d'émission :

13 mai 2012

Émis par :

FRACCAROLI MATHIAS

Mesure de la biodégradabilité de
l'eau usée par respirométrie

Codification :

SOP-001-RESPIROMÈTRE

Page 6 / 15

Étape 3 : Mise en place des différents éléments

- *Bain thermostaté*

Tout d'abord, vérifier le niveau d'eau et compléter si besoin (il faut que l'eau soit comprise entre les deux traits). Puis mettre en marche le bain en appuyant sur I/O.

Pour régler la température sur 20°C, appuyer sur la touche ENTER puis appuyer sur les touches YES ou NO jusqu'à 20°C. Pour confirmer votre température appuyer sur ENTER.

- *Agitation du réacteur biologique*

Mettre en marche en tournant le bouton du module « agitation » d'acquisition sur I.

Mettre l'hélice pour l'agitation, avec précaution, en faisant attention au fond du réacteur et au bulleur. La placer pour qu'elle se trouve positionnée au 1/3 inférieur du liquide.

Mettre l'agitation en marche sur l'index 3 environ (index 1 = 120 tr/min).

- *Agitation de la cellule de mesure*

Mettre en fonctionnement en réglant l'agitation sur environ 300 tr/min.

- *Aérateur*

Mettre en fonctionnement l'aération en vérifiant que le débit soit réglé sur 60 L/h à l'aide du module d'acquisition.

- *Air comprimé et pression d'aération*

Ouvrir la vanne noir et jaune Pneutec sur environ 200 en vérifiant que la pression d'aération soit réglée (bouton sur le coté droit du module d'acquisition) sur 1,2 bars.

- *Recirculation*

Mettre en marche en tournant le bouton « recirculation » du module d'acquisition sur I.

Date d'émission : 13 mai 2012	Mesure de la biodégradabilité de l'eau usée par respirométrie	Émis par : FRACCAROLI MATHIAS
Codification : SOP-001-RESPIROMÈTRE		Page 7 / 15

Étape 4 : Lancement des mesures sur le PC

- Allumer le PC s'il est éteint
- Sélectionner l'utilisateur **tech** (sur « cet ordinateur »)
- Taper le mot de passe **gcitech\$** et **Enter**
- Sur le bureau, double cliquer sur l'icône « biosr »
- Cliquer sur « Lancer l'acquisition » dans la fenêtre qui est apparue
- Taper le nom du fichier et **Enter**

Maintenant que l'acquisition des données est lancée il faut régler les paramètres de recirculation sur l'ordinateur :

- Cliquer sur « **calcul rO2** »
- Entrer les paramètres (delta O₂ : 4 mg/L, Val. Min O₂ : 0,75 mg/L, Temps max. O₂ : 5 min, durée de recirculation : 0,75 min et durée de temporisation : 0,50 min)
- Cliquer sur « **Activé/Désactivé** »

Date d'émission :

13 mai 2012

Émis par :

FRACCAROLI MATHIAS

Mesure de la biodégradabilité de
l'eau usée par respirométrie

Codification :

SOP-001-RESPIROMÈTRE

Page 8 / 15

Étape 5 : Ajout d'ATU et ajout d'acétate

Avant l'ajout du substrat, il faut attendre que la biomasse soit en régime endogène (courbe rO_2 stable), ce qui peut prendre plusieurs heures. Pour éviter une consommation d'oxygène due à la nitrification, on utilise un composant organique connu comme inhibiteur des bactéries nitrifiantes, soit l'ATU. Pour ce test 20 mg/L d'ATU sont suffisants pour éviter les interférences. Noter le temps d'ajout de l'ATU. Après l'ajout d'ATU, attendre que la courbe rO_2 soit stable et ajouter environ 100 mg/L d'acétate de sodium dans le réacteur. Noter la masse exacte; peser l'acétate et le temps auquel vous avez ajouté l'acétate. Attendre que le régime soit de nouveau endogène avant de récupérer les mesures.

Remarques :

- L'acétate permet de vérifier la réactivité des boues et aussi de vérifier la méthode utilisée car pour l'acétate on peut déterminer théoriquement la valeur du Ss.
- La récupération des valeurs peut se faire à n'importe quel moment de la manipulation.

Date d'émission : 13 mai 2012	Mesure de la biodégradabilité de l'eau usée par respirométrie	Émis par : FRACCAROLI MATHIAS
Codification : SOP-001-RESPIROMÈTRE		Page 9 / 15

Étape 6 : Ajout d'ATU et ajout d'eau usée

Après avoir laissé les boues durant 10 h minimum (temps pour atteindre le régime endogène où courbe rO2 stable), on peut faire l'ajout d'eau usée après l'ajout d'acétate. Il suffit juste d'atteindre à nouveau le régime endogène. On peut ensuite ajouter 20 mg/l d'ATU dans la solution.

Noter le temps où vous avez inséré l'ATU.

Pour l'ajout d'eau usée, il faut mesurer préalablement la MES, MVS des boues et la DCO, MES MVS de l'eau utilisée.

Puis calculer le volume d'effluent à utiliser grâce à la formule suivante:

(Voir démonstration en annexe 2)

$$V_{\text{eff}} = \frac{\theta}{1+\theta} * V_t \quad \text{Avec} \quad \theta = \frac{S_o * MVS_b}{X_o * DCO_{\text{eff}}}$$

V_t = Volume totale (prendre au maximum 2.5L) conseil → : prendre 2L

MVS_b = MVS de la boue utilisée

DCO_{eff} = DCO de l'effluent utilisé

S_o/X_o = Rapport substrat /biomasse initial gDCO/gMVS. Pour la détermination du S_s prendre un rapport en dessous de 0.2 gDCO/gMVS conseil → : prendre 0.15 gDCO/gMVS

Tout d'abord avant d'insérer l'eau usée, enlever de la boue de manière à ce qu'il reste dans le réacteur un volume de boue égal à $V_t - V_{\text{eff}}$.

Pour finir, insérer le volume d'eau usée que vous venez de calculer dans le respiromètre (V_{eff}).

Noter le temps auquel vous avez effectué l'ajout d'eau usée.

Date d'émission :

13 mai 2012

Émis par :

FRACCAROLI MATHIAS

Mesure de la biodégradabilité de
l'eau usée par respirométrie

Codification :

SOP-001-RESPIROMÈTRE

Page 10 / 15

Étape 7 : Récupération des valeurs

Pour se faire cliquer sur :

« *Poste de travail* » → « *Disque local C* » → « *Program Files* » → « *biosr* »

Pour avoir la courbe de rO₂ pendant ou après l'acquisition :

- Ouvrir Excel
- Menu « **Données** » ; « **Données Externes** »
- Cliquer sur « **Importer des données** »
- Aller sur « **Type de fichier** » et sélectionner « **Tous types de fichiers** »
- Sélectionner le fichier rO₂ dans **C: /Program Files/biosr**
- Dans l'assistant « Importation de texte » : Cocher « **Délimité** » puis « **espace** » et décocher « tabulation » puis cliquer sur **Terminer**.

Remarque : *Les pompes qui servent à régler le pH ne marchent pas mais nous avons remarqué que celles-ci n'affectent pas les valeurs obtenues avec le respiromètre car le pH ne varie presque pas durant la manipulation.*

Date d'émission :

13 mai 2012

Émis par :

FRACCAROLI MATHIAS

Mesure de la biodégradabilité de
l'eau usée par respirométrie

Codification :

SOP-001-RESPIROMÈTRE

Page 11 / 15

V. Nettoyage du respiromètre

Il faut nettoyer le respiromètre après chaque usage; pour ce faire laisser circuler de l'eau dans le respiromètre en la faisant recirculer grâce à l'ordinateur. Puis enlever l'eau et mélanger à la boue restante; effectuer cette opération 4 fois de suite et s'il reste encore des boues sur les parois on peut le nettoyer à la main avec du papier.

Il faut nettoyer la sonde et l'agitateur magnétique de la cellule de mesure après chaque utilisation avec de l'eau distillée.

Une fois par mois, il faudra nettoyer le respiromètre plus intensément avec l'aide de Michel Bisping; démonter le respiromètre pour le nettoyer en profondeur.

En cas d'échappement de peu de biomasse, nettoyer avec un produit spécial antibactérien.

En cas d'échappement de beaucoup de biomasse appeler Michel ou une autre personne.

VI. Sécurité

Bien sûr, durant toutes les expériences il faudra respecter les règles du laboratoire : lunette, sarrau (blouse), gants obligatoires. Attention, durant l'ajout de biomasse il est conseillé de demander de l'aide si possible.

Faire particulièrement attention à l'oxymètre : le nettoyer avec délicatesse; faites attention à ne pas endommager la sonde. Celle-ci coûte particulièrement chère.

Date d'émission : 13 mai 2012	Mesure de la biodégradabilité de l'eau usée par respirométrie	Émis par : FRACCAROLI MATHIAS
Codification : SOP-001-RESPIROMÈTRE		Page 12 / 15

VII.DOCUMENTS ASSOCIES et ANNEXES à la PROCEDURE :

Brignoli, N. MESURE DE LA BIODÉGRADABILITÉ DU LISIER PAR RESPIROMÉTRIE.

Boursier, H., Béline, F. et Paul, E. (2005) Piggery wastewater characterisation for biological nitrogen removal process design. *Bioresource Technology*, 96, 351-358.

Saint-Cast, P. (2005) *Méthode d'analyse : Mesure de la biodégradabilité du lisier par respirométrie*. Cemagref de Rennes, France (6 p.)

INSA Toulouse (2005) *BIOS-R. Document technique. Régulation du pH*. 12-14.

INSA Toulouse (2005) *BIOS-R. Annexes - Documents Fournisseurs sur Appareillages*.

-D.O. Probe TriOxmatic® 701. WTW. Operating Manual. 65-68.

-Transmetteurs de mesure d'oxygène (Oxi 170 et Oxi 296). WTW. Mode d'emploi. Calibrage, 42-43.

-Transmetteurs de mesure de pH (pH 170 et pH 296). WTW. Mode d'emploi. Calibrage. 61-68.

Date d'émission : 13 mai 2012	Mesure de la biodégradabilité de l'eau usée par respirométrie	Émis par : FRACCAROLI MATHIAS
Codification : SOP-001-RESPIROMÈTRE		Page 13 / 15

ANNEXE 2 : Démonstration de la formule pour V_{eff}

On sait que :

$$\frac{S_o}{X_o} = \frac{DCO_{effluent} * V_{effluent}}{\frac{MVS_{boue} * V_{boue}}{V_{tot}} + \frac{MVSe_{effluent} * V_{effluent}}{V_{tot}}}$$

Or $V_{tot} = V_b + V_{eff}$

Pour la suite, on prendra comme indice « eff » pour effluent et « b » pour boue.

Si on fait l'hypothèse que $MVS_b * V_b \gg MVSe_{eff} * V_{eff}$

On a :

$$V_{eff} * \left(1 + \frac{S_o}{X_o} * \frac{MVS_b}{DCO_{eff}}\right) = \frac{S_o}{X_o} * \frac{MVS_b}{DCO_{eff}} * V_{tot}$$

On obtient :

$$V_{eff} = \frac{S_o}{X_o} * (V_{tot} - V_{eff}) * \frac{MVS_b}{DCO_{eff}}$$

Donc :

$$V_{eff} = \frac{\frac{S_o}{X_o} * \frac{MVS_b}{DCO_{eff}}}{1 + \frac{S_o}{X_o} * \frac{MVS_b}{DCO_{eff}}} * V_{tot}$$

Ainsi :

$$V_{eff} = \frac{\theta}{1 + \theta} * V_t \quad \text{avec} \quad \theta = \frac{S_o * MVS_b}{X_o * DCO_{eff}}$$

Date d'émission :

13 mai 2012

Émis par :

FRACCAROLI MATHIAS

Mesure de la biodégradabilité de
l'eau usée par respirométrie

Codification :

SOP-001-RESPIROMÈTRE

Page 14 / 15

Résumé étapes importantes :

- 1) **Calibrage de l'oxymètre** : Appuyer sur le bouton C puis sur ENTER, noter la valeur affichée lorsque le voyant AR cesse de clignoter.
- 2) **Remplissage du réacteur** : Pour cela il faut effectuer une dilution des boues avec de l'eau du robinet, le taux de dilution doit être de 2.
- 3) **Allumer le bain thermostaté** : Vérifier que l'eau soit comprise entre les deux traits.
- 4) **Mettre en route l'agitation** : Mettre l'agitation dans la cellule de mesure 300 tr/min et dans le réacteur biologique sur l'index 3.
- 5) **Lancer l'air comprimé et la pression d'agitation** : Ouvrir la vanne noir et jaune Pneutec sur environ 200 et vérifier que la pression d'aération soit réglée sur 1,2 bar.
- 6) **Mettre en marche la recirculation et l'aération** : Vérifier qu'elle soit réglée sur 60 l/h.
- 7) **Allumer le PC** : Pour cela, se connecter en temps qu'utilisateur : **tech**, et à l'aide du mot de passe : **gcitech\$**.
- 8) **Lancer le logiciel BIOS-R et lancer l'acquisition** : Pour cela, lancer BIOS-R qui se trouve sur le bureau, puis cliquer sur lancer l'acquisition, nommer le fichier et appuyer sur « calcul du RO2 » l'acquisition démarre.
- 9) **Ajout d'ATU** : Attendre 10h (où la respiration endogène) avant l'ajout d'ATU puis mettre 20 mg /l d'ATU dans le réacteur biologique. Noter le temps.
- 10) **Ajout d'eau usée** : Attendre 5h avant l'ajout d'ATU. Effectuer une dilution boue/eau usée telle que le rapport substrat/ biomasse soit environ de 0,2 gDCO/gMVS
- 11) **Récupération des données** : Sur le bureau, cliquer sur « Poste de travail », « Disque local C », « Program Files » puis sur « biosr », sélectionner le fichier et **Enter**.

Date d'émission :

13 mai 2012

Émis par :

FRACCAROLI MATHIAS

Mesure de la biodégradabilité de
l'eau usée par respirométrie

Codification :

SOP-001-RESPIROMÈTRE

Page 15 / 15