

Titre: Modélisation numérique du transport des sédiments en suspension dans une rivière en aménagement: Cas de la Rivière-aux-Sables au Québec
Title:

Auteur: Zacharie Sirabahenda
Author:

Date: 2012

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Sirabahenda, Z. (2012). Modélisation numérique du transport des sédiments en suspension dans une rivière en aménagement: Cas de la Rivière-aux-Sables au Québec [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/886/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/886/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Tew-Fik Mahdi
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU TRANSPORT DES SÉDIMENTS EN
SUSPENSION DANS UNE RIVIÈRE EN AMÉNAGEMENT : CAS DE LA
RIVIÈRE-AUX-SABLES AU QUÉBEC

ZACHARIE SIRABAHENDA

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUES ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

JUILLET 2012

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU TRANSPORT DES SÉDIMENTS EN SUSPENSION
DANS UNE RIVIÈRE EN AMÉNAGEMENT : CAS DE LA RIVIÈRE-AUX-SABLES AU
QUÉBEC

Présenté par : SIRABAHENDA Zacharie

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. FUAMBA Musandji, Ph.D., président

M. MAHDI Tew-Fik, Ph.D., membre et directeur de recherche

Mme BLESSENT Daniela, Ph.D., membre

DÉDICACE

A mes parents

A ma femme et mon fils.

REMERCIEMENTS

Mes vifs remerciements s'adressent en premier à mon Directeur de Recherche, le professeur Mahdi Tew-Fik, qui a accepté de m'encadrer et diriger mes travaux de recherche pour ma maîtrise à l'École Polytechnique de Montréal. Ses compétences, sa patience et ses encouragements m'ont été un support fondamental vers la réussite et la réalisation de ce mémoire.

Ce travail de maîtrise repose sur les données fournies par M. Pierre Pelletier, ing., de GENIVAR, et M. Anick Madon, ing., du Ministère des Ressources Naturelles et de la Faune. Qu'ils soient vivement remerciés pour leurs collaborations sans lesquelles ce mémoire n'aurait jamais pu être réalisé.

Je remercie également l'Agence Canadienne pour le Développement International qui m'a soutenu financièrement par l'intermédiaire de son Programme Canadien de Bourses de la Francophonie pour réaliser ma maîtrise.

Grand merci à ma femme Claudia pour sa patience et son support, à ma mère pour son encouragement. Je reste reconnaissant à tous mes amis et collègues qui m'ont appuyé et encouragé pendant ces études de maîtrise.

RÉSUMÉ

Les travaux d'aménagement dans une rivière restent une source potentielle pour l'accroissement de la charge sédimentaire en suspension. De ce fait, les impacts sur la qualité de l'eau ainsi que sur la dynamique des écoulements peuvent être importants. Une meilleure caractérisation des interactions entre l'hydrodynamique et la présence des sédiments en suspension revêt une importance capitale pour apporter une solution adaptée aux risques dus à ces impacts.

Un modèle numérique qui applique le concept convection-diffusion dans les écoulements avec transport des sédiments permet de reproduire de façon satisfaisante l'évolution de la charge sédimentaire en suspension. La dérivation d'une courbe qui donne la relation entre le débit liquide et le débit solide en mode prévisionnel présente un intérêt économique pour l'aménageur. La simulation numérique de l'évolution de la concentration des sédiments en suspension dans la Rivière-aux-Sables est nécessaire pour comprendre les mécanismes de propagation des sédiments et de proposer une relation entre le débit liquide et le débit solide en amont, pour garantir un seuil de concentration des sédiments en suspension acceptable en aval du tronçon à l'étude.

La validation du modèle de la Rivière-aux-Sables en régime permanent, obtenue par une étude comparative entre les résultats de la simulation à l'aide des modèles numériques HEC-RAS 4.1 et SRH 1-D 2.6, montre que la différence entre les profils de la ligne d'eau est très minime et qu'elle s'accroît avec l'augmentation du débit. Les caractéristiques hydrauliques et géométriques en régime permanent représentent les conditions initiales de la rivière et permettent de faire la simulation de l'écoulement en régime non permanent couplé au transport des sédiments en suspension. La calibration des paramètres du modèle numérique SRH 1-D 2.6 pour simuler l'évolution de la concentration des sédiments en suspension donne des résultats qui se rapprochent aux données d'observation sur la Rivière-aux-Sables. L'exploitation du modèle hydro-sédimentaire de la rivière issu de la calibration est effectuée en faisant une étude d'optimisation sur le débit liquide à faire transiter dans la rivière suivant les charges sédimentaires susceptibles d'être relâchées à l'amont. La relation entre le débit liquide à faire transiter dans la Rivière-aux-Sables et la quantité de sédiment à relâchée en amont afin de garantir un seuil permis pour la concentration des sédiments en suspension en aval est déterminée.

ABSTRACT

Development works in a river remain a potential source for increasing the suspended sediment load. Because of this, the impacts on water quality as well as on the flow dynamics may be important. Better characterization of interactions between hydrodynamics and the presence of suspended sediments is crucial to provide a solution tailored to the risks to these impacts.

A numerical model that applies the concept of convection-diffusion in flows with sediment transport allows to reproduce satisfactorily the evolution of suspended sediment load. The derivation of the relationship between water discharge and sediment load in predictive mode, is of economic interest to the developer. Numerical simulation of the evolution of the concentration of suspended sediment in «Rivière-aux-Sables» is necessary to understand the propagation mechanisms of sediment and suggest a relationship between water discharge and sediment discharge upstream, to ensure an acceptable threshold for the concentration of suspended sediment downstream of the section under consideration.

Model validation of «Rivière-aux-Sables» in steady scheme, obtained by a comparison between the simulation results using numerical models HEC-RAS 4.1 and SRH 1-D, shows that the difference between the profiles water line is very small and it increases with the increase in flow. The hydraulic and geometric characteristics in steady represent the initial conditions of the river and allow the simulation of the unsteady flow coupled to the transport of suspended sediment. The calibration parameters of the numerical model SRH 1-D to simulate the evolution of the concentration of suspended sediment, gives results that are closer to observational data on «Rivière-aux-Sables». The exploitation of the hydro-sedimentary model of the river resulting from the calibration is performed by an optimization study on water discharge to pass the river following the sediment loads likely to be released upstream. The relationship between the liquid flow to transit in the «Rivière-aux-Sables» and the amount of sediment to released upstream to ensure the permitted threshold for the concentration of sediment downstream is determined.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VI
TABLE DES MATIÈRES	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	X
LISTE DES FIGURES.....	XI
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XIV
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 PRÉSENTATION DU SITE ET DES DONNÉES DISPONIBLES	4
1.1 Problématique et objectif	4
1.2 Site à l'étude.....	5
1.2.1 Situation géographique.....	5
1.2.2 Bassin versant de la Rivière-aux-Sables	6
1.2.3 Ouvrages hydrauliques sur la Rivière-aux-Sables	8
1.2.4 Les affluents et les rapides de la Rivière-aux-sables.....	10
1.3 Données disponibles.....	11
1.3.1 La Bathymétrie	11
1.3.2 La Ligne d'eau	11
1.3.3 La concentration des sédiments en suspension	12
CHAPITRE 2 ÉCOULEMENTS FLUVIAUX	13
2.1 Écoulements permanents graduellement variés	13
2.1.1 Équations de base	13

2.1.2	Pertes de charge.....	14
2.2	Écoulements en régime non-permanent	16
2.3	Transport des sédiments en suspension.....	16
2.3.1	Critères de mise en suspension.....	17
2.3.2	Modèles de distribution de la suspension à base du concept de diffusion	18
2.3.3	Modèles de distribution de la suspension à base du concept d'énergie	22
2.3.4	Charge sédimentaire en suspension.....	25
2.4	Transport des sédiments cohésifs.....	29
2.4.1	Régime d'érosion	30
2.4.2	Régime de déposition	31
2.5	Modèles de propagation des sédiments dans un cours d'eau	32
2.5.1	Équation d'Exner.....	32
2.5.2	Équation de diffusion-convection	35
CHAPITRE 3	MODÉLISATION HYDROSÉDIMENTAIRE UNIDIMENSIONNELLE	40
3.1	Méthodes numériques de résolution des équations du mouvement	40
3.2	Modèle NWS FLDWAV	42
3.3	Modèle HEC-RAS 4.1.....	44
3.4	Modèle MIKE 11	45
3.5	Modèle SRH 1-D 2.6.....	47
CHAPITRE 4	RÉSULTATS ET DISCUSSION	50
4.1	Calibration du modèle permanent	50
4.2	Modélisation des sédiments en suspension en régime non-permanent	59
4.2.1	Paramètres du modèle	59
4.2.2	Conditions aux limites.....	60

4.2.3	Calibration avec transport des sédiments	60
4.2.4	Validation	61
4.2.5	Exploitation du modèle	63
CONCLUSION		83
BIBLIOGRAPHIE		85

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Caractéristiques des barrages sur la Rivière aux Sables(Centre d’expertise hydrique du Québec, 2012).	9
Tableau 1-2 : Caractéristiques des barrages sur la Rivière aux Sables(Centre d’expertise hydrique du Québec, 2012).	10

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Carte du site de la Rivière-aux-Sables (source : Google earth 2012)	6
Figure 1-2: Courbe hypsométrique du bassin versant de la Rivière-aux-Sables (source: Rapport Nicolet, 1997).....	7
Figure 1-3: Profil en long du réseau hydrographique de la Rivière-aux-Sables (Source: Rapport Nicolet, 1997).....	8
Figure 2-1 : Distribution verticale de la concentration relative des sédiments en suspension (Vanoni, 1946).	20
Figure 2-2: La relation entre PL et $wsU *$ (Lane & Kalinske, 1941).....	26
Figure 2-3: La fonction de Brooks pour le transport solide en suspension (Brooks, 1963).....	28
Figure 4-1: Comparaison des profils d'eau entre SRH-1D et HEC-RAS pour $Q=10 \text{ m}^3/\text{s}$	51
Figure 4-2 : Comparaison des profils d'eau entre SRH-1D et HEC-RAS pour $Q=15 \text{ m}^3/\text{s}$	52
Figure 4-3: Comparaison des profils d'eau entre SRH- 1D et HEC-RAS pour $Q=20 \text{ m}^3/\text{s}$	53
Figure 4-4: Comparaison des profils d'eau entre SRH- 1D et HEC-RAS pour $Q=25 \text{ m}^3/\text{s}$	54
Figure 4-5: Comparaison des profils d'eau entre SRH-1D et HEC-RAS pour $Q=30 \text{ m}^3/\text{s}$	55
Figure 4-6: Comparaison des profils d'eau entre SRH-1D et HEC-RAS pour $Q=35 \text{ m}^3/\text{s}$	56
Figure 4-7: Comparaison des profils d'eau entre SRH-1D et HEC-RAS pour $Q=40 \text{ m}^3/\text{s}$	57
Figure 4-8: Comparaison des profils d'eau entre SRH-1D et HEC-RAS pour $Q=45 \text{ m}^3/\text{s}$	58
Figure 4-9: Comparaison des profils d'eau entre SRH-1D et HEC-RAS pour $Q=50 \text{ m}^3/\text{s}$	59
Figure 4-10: Évolution de la concentration près du pont de l'Autoroute 70 pour le 03/03/2010...	61
Figure 4-11: Évolution de la concentration près du pont de l'Autoroute 70 pour le 02/03/2010...	62
Figure 4-12: Évolution de la concentration près du pont de l'autoroute 70 pour le 16/03/2010....	62
Figure 4-13: Évolution de la concentration près du pont de l'Autoroute 70 pour le 17/03/2010...	63
Figure 4-14 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $11 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 5 heures.....	64

Figure 4-15 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 15 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 4 heures.....	65
Figure 4-16 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 22 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 3 heures.....	66
Figure 4-17 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 35 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 2 heures.....	67
Figure 4-18 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 73 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 1 heure.	68
Figure 4-19 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 11 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 1 heure.	69
Figure 4-20 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 11 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 2 heures.....	70
Figure 4-21 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 11 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 3 heures.....	70
Figure 4-22 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 11 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 4 heures.....	71
Figure 4-23 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 15 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 1 heure.	72
Figure 4-24 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 15 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 2 heures.....	72
Figure 4-25 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 15 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 3 heures.....	73
Figure 4-26 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 15 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 5 heures.....	73
Figure 4-27 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 22 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 1 heure.	74

Figure 4-28 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 22 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 2 heures.....	75
Figure 4-29 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 22 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 4 heures.....	75
Figure 4-30 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 22 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 5 heures.....	76
Figure 4-31 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 35 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 1 heure.	77
Figure 4-32 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 35 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 3 heures.....	77
Figure 4-33 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 35 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 4 heures.....	78
Figure 4-34 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 35 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 5 heures.....	78
Figure 4-35 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 73 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 2 heures.....	79
Figure 4-36 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 73 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 3 heures.....	80
Figure 4-37 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 73 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 4 heures.....	80
Figure 4-38 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 73 m ³ /s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 5 heures.....	81
Figure 4-39 : Relation qui donne le débit liquide en fonction du débit solide à la station de l'usine de prise d'eau pour la localité Jonquière avec un seuil de 19 mg/l des sédiments en suspension.	82

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

ASCE	American Society of Civil Engineers
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Center-River Analysis System
MSCL	Monotone upstream-centered Schemes for Conservation Laws
SRH-1D	Sedimentation River and Hydraulics-One Dimension
TVD	Total Variation Diminishing
U.S.I.C.R.W.R	United States Interagency Committee on Water Resources

INTRODUCTION

Le déluge du Saguenay survenu en 1996, avec toutes les conséquences de rupture des barrages qui en ont résulté, reste plus que jamais un événement inoubliable au regard des inondations catastrophiques pour les riverains de la Rivière-aux-Sables. Afin de permettre à cette rivière de drainer les eaux dans des conditions sécuritaires en cas d'un événement de crue extrême, un projet d'aménagement a été initié afin d'élargir le cours d'eau. Dans le même but d'augmenter la capacité d'évacuation, les travaux d'aménagement dans cette rivière impliquent le remplacement du pont Pibrac qui traverse la rivière.

Toutefois, les travaux d'excavation pour la construction d'un nouveau pont entraînent des lâchés sédimentaires qui sont mis en mouvement dans la rivière par différents processus de transport de sédiments. La problématique en est que la charge des sédiments en suspension devient énorme et affecte la qualité de l'eau au niveau de la turbidité. L'augmentation de la concentration des sédiments en suspension due à ces travaux d'aménagement constitue une entrave quant à la capacité de l'usine de filtration de la station de prise d'eau Jonquière qui se trouve, en aval, à environ 6 km du pont Pibrac. La capacité de filtration de l'usine de prise d'eau de la localité Jonquière requiert un non dépassement d'un seuil de 19 mg/l pour la concentration des sédiments en suspension dans la Rivière-aux-Sables. Par ailleurs, le Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs du Québec exige que la concentration des matières en suspension reste en dessous de 25 mg/l quant à la qualité saine des eaux dans les rivières (Conseil canadien des ministres de l'environnement, 2002).

L'impact de ces travaux d'aménagement étant non négligeable, il importe donc d'étudier l'évolution de la concentration des sédiments en suspension dans cette rivière en fonction des conditions hydrauliques, afin de proposer des mesures d'atténuation.

La modélisation numérique est une méthode de résolution des équations mathématiques conceptualisant la réalité dans les limites de notre intérêt (Graf & Altinakar, 2000). L'équation de convection-diffusion sert de base pour l'analyse de tous les problèmes de transport solide en suspension dans les cours d'eau (Yang et al., 1991). L'équation de diffusion-convection qui formalise le concept de transport en suspension des sédiments n'a pas de solution analytique; raison pour laquelle il faut recourir aux solutions utilisant des méthodes numériques (Crank, 1979; Csanady, 1973).

Le but principal de notre travail de recherche est de reconstituer et de prévoir par modélisation numérique l'impact d'un aménagement sur la dynamique des écoulements fluviaux, en particulier sur le transport des sédiments en suspension. Une courbe qui donne la relation entre le débit liquide et le débit solide pour la Rivière-aux-Sables en mode prévisionnel est dérivée.

Deux objectifs spécifiques sont poursuivis dans notre travail de recherche. Le premier objectif consiste à caractériser la dynamique des processus hydro-sédimentaires, c'est-à-dire les interactions entre les écoulements et le transport solide dans une rivière. Le deuxième objectif est de simuler l'évolution de la concentration des sédiments en suspension, dans le temps et dans l'espace pour la Rivière-aux-Sables, en utilisant un modèle numérique unidimensionnel de transport des sédiments.

L'hypothèse de base faite ici est qu'un modèle conceptualisé par un schéma numérique permet une bonne reproduction de la répartition des concentrations des sédiments en suspension lors des simulations des événements caractéristiques mesurés ou hypothétiques dans une rivière.

La méthodologie adoptée pour notre travail se résume en deux étapes. La première étape consiste à effectuer une étude bibliographique visant à établir l'état actuel des connaissances sur les modèles unidimensionnels pour le calcul des écoulements fluviaux et des transports des sédiments. La revue littéraire porte une attention particulière sur les équations de base qui conceptualisent les processus physiques à modéliser et leurs schémas numériques de résolution. La seconde étape consiste à une construction du modèle numérique de la Rivière-aux-Sables qui comporte trois phases. La première phase concerne l'analyse des données topographiques et hydrologiques de la rivière disponibles afin d'en dégager les paramètres du modèle et les processus à modéliser. La seconde phase concerne la validation du modèle permanent de la Rivière-aux-Sables par une étude comparative entre les résultats du modèle numérique HEC-RAS 4.1 (U.S. Army Corps of Engineers, 2008) et le modèle numérique SRH-1D 2.6 (Huang & Greimann, 2010). La troisième phase est la simulation du transport des sédiments en suspension en régime non permanent dans la Rivière-aux-Sables en utilisant le logiciel SRH-1D 2.6.

Le présent mémoire est subdivisé en quatre chapitres. Le premier chapitre donne une description complète du site de notre travail de mémoire. Il retrace en particulier ses caractéristiques géomorphologiques et hydrologiques et leur importance quant aux processus à modéliser. Le deuxième chapitre résume les concepts fondamentaux dans le calcul des écoulements fluviaux et transport en suspension pour un modèle unidirectionnel. Il met l'accent sur les équations de base

qui conceptualisent les processus et sur la meilleure approche pour les résoudre. Le troisième chapitre détaille les processus fondamentaux à tenir compte dans la modélisation hydro-sédimentaire ainsi que les schémas numériques de résolution et plus particulièrement les avantages qu'offre le modèle numérique SRH 1-D. Le quatrième chapitre donne un récapitulatif des résultats de la modélisation de la Rivière-aux-Sables. Il donne les conditions aux limites et les paramètres hydrauliques pris en compte, les scénarios simulés ainsi qu'une interprétation des résultats pour le modèle de la Rivière-aux-Sables.

CHAPITRE 1 PRÉSENTATION DU SITE ET DES DONNÉES DISPONIBLES

La Rivière-aux-Sables prend source dans le lac Kénogami pour se jeter à 12 Km environ dans la Rivière du Saguaney. La Rivière-aux-Sables comporte un certain nombre d'ouvrages de retenue d'eau qui ont une influence sur son régime d'écoulement. Outre la régulation de son régime en débit par ces ouvrages, la présence des rapides et des affluents modifie les caractéristiques de l'écoulement et du transport en suspension des sédiments. Ce chapitre présente la problématique et l'objectif de notre travail de recherche ainsi qu'une description détaillée du site à l'étude. Il retrace les caractéristiques géomorphologiques et hydrologiques de la rivière et leur importance quant aux processus à modéliser.

1.1 Problématique et objectif

Les travaux d'excavation de la Rivière-aux-Sables pour la construction d'un nouveau pont Pibrac engendrent des lâchés sédimentaires qui augmentent de façon considérable la turbidité de l'eau de la rivière. La capacité de la station de filtration pour la prise d'eau de la localité Jonquière qui se trouve à 6 kilomètres environ en aval, est grandement affectée par cette augmentation de la concentration des sédiments en suspension. Outre le risque encouru par l'opérateur de l'usine de filtration pour la prise d'eau, les normes environnementales exigent que la concentration des sédiments en suspension reste inférieure à 25 mg/l pour garantir la qualité de l'eau saine pour les êtres vivants dans la rivière.

L'objectif de notre mémoire est de reconstituer et de prévoir par modélisation numérique l'évolution de la concentration des sédiments en suspension dans la Rivière-aux-Sables. Il s'agit en particulier de déterminer la relation entre le débit liquide à faire transiter dans la rivière et la quantité des sédiments à relâcher en amont, pour ne pas dépasser un seuil de 19 mg/l pour la concentration des sédiments en suspension au niveau de l'usine de prise d'eau Jonquière.

1.2 Site à l'étude

La localisation géographique de la Rivière-aux-Sables, les caractéristiques de son bassin versant, les ouvrages hydrauliques qui sont sur la rivière, les affluents ainsi que la présence des rapides sur le tronçon à l'étude, sont présentés dans cette section.

1.2.1 Situation géographique

La Rivière-aux-Sables qui fait l'objet de notre travail de recherche se trouve dans la région administrative Saguenay-Lac-Saint-Jean de la province Québec du Canada. Le tronçon de la rivière qui nous intéresse se situe entre le point kilométrique 10,63 en amont et le point kilométrique 3,93 en aval. La limite amont est l'endroit où s'effectuent les travaux d'excavation en vue de la construction d'un nouveau pont Pibrac. La limite aval est l'endroit où se trouve le barrage Joseph-Perron. Dans la phase d'exécution de ce projet d'aménagement, l'entreprise GENIVAR a fait des relevés de la turbidité sur trois endroits de la rivière. Une station de mesure par une sonde à turbidité a été installée tout près du pont de l'Autoroute 70. Des relevés ponctuels de la turbidité ont été effectués juste en aval du pont Pibrac et à la station de prise d'eau Jonquière. La figure (1-1) représente la carte du site qui montre le tronçon de la rivière à l'étude et sur lequel se trouvent l'emplacement du Pont Pibrac, le pont de l'autoroute 70, la prise d'eau de la localité Jonquière et le barrage Joseph-Perron. On y identifie également les quatre tributaires de notre tronçon à l'étude, qui sont numérotés de A à D.

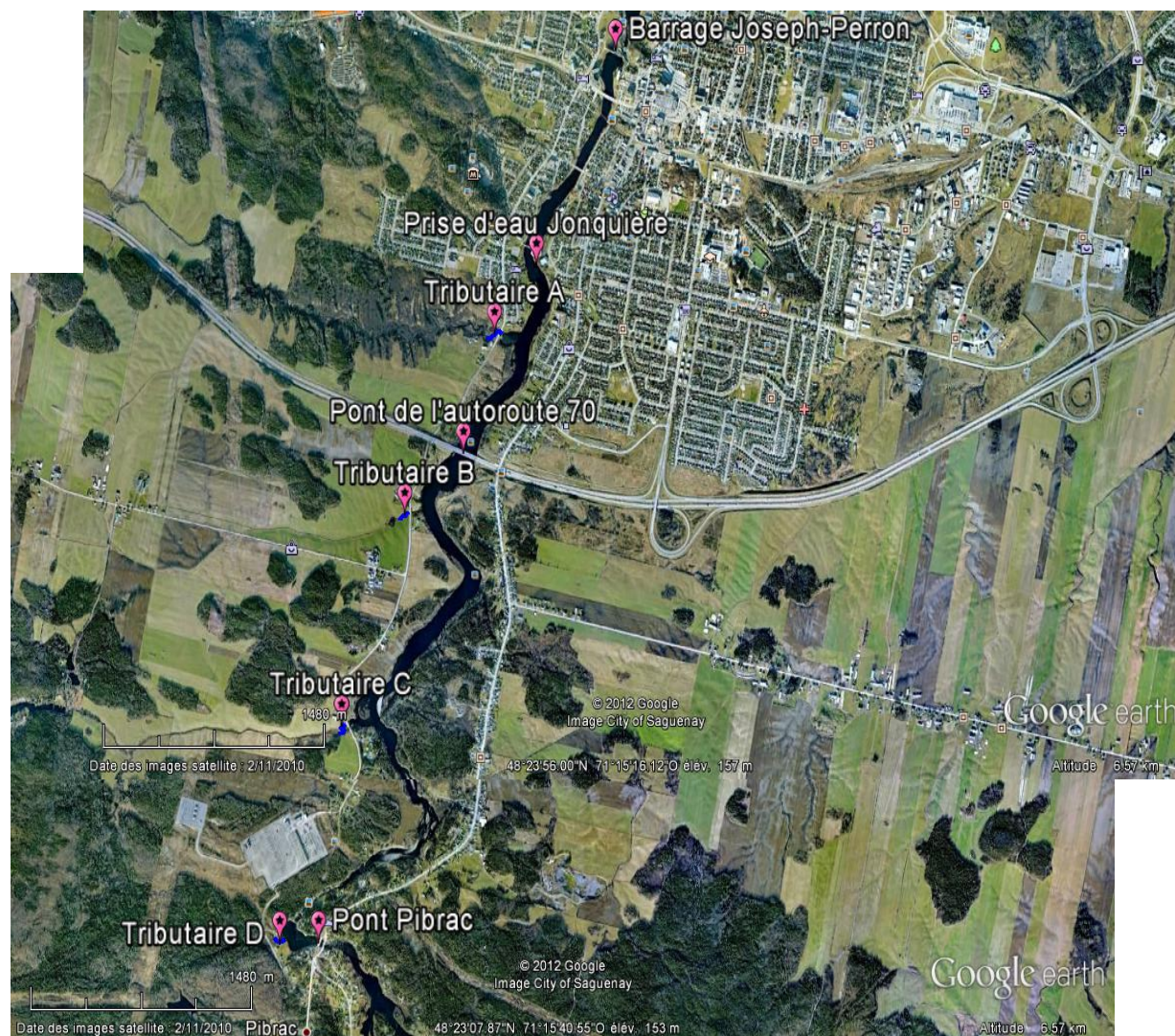


Figure 1-1 : Carte du site de la Rivière-aux-Sables (source : Google earth 2012)

1.2.2 Bassin versant de la Rivière-aux-Sables

Bravard et Petit (1997) définissent le bassin versant comme «une entité topographique et hydrographique dans laquelle se produisent des entrées d’eau sous la forme de précipitations». Il s’agit d’un territoire drainé par un cours d’eau principal et ses affluents.

La Rivière-aux-Sables est un cours d’eau qui se trouve dans la région hydrographique du Saguenay et Lac Saint-Jean. Cette région hydrographique englobe tout le bassin de drainage du

lac Saint-Jean et de la rivière du Saguenay. La courbe hypsométrique de son bassin versant montre que 45% du bassin versant possède une altitude de plus de 600 m comme le montre la figure 1-2.

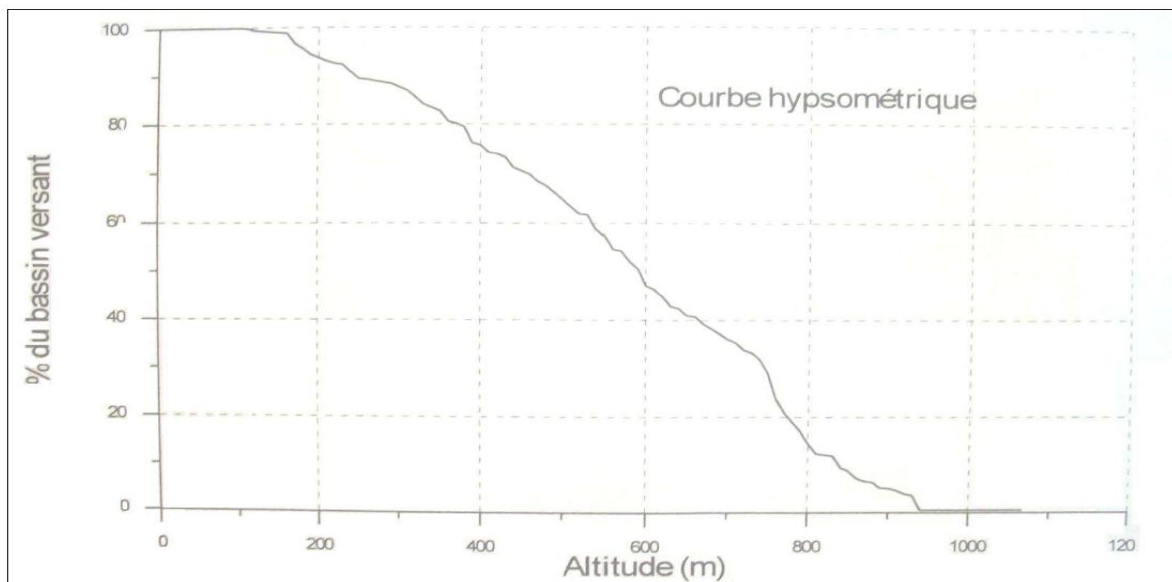


Figure 1-2: Courbe hypsométrique du bassin versant de la Rivière-aux-Sables (source: Rapport Nicolet, 1997)

La figure (1-3) du profil en long de son réseau hydrographique montre que la pente de la rivière est très forte entre la sortie du réservoir Kénogami et l'exutoire de la rivière.

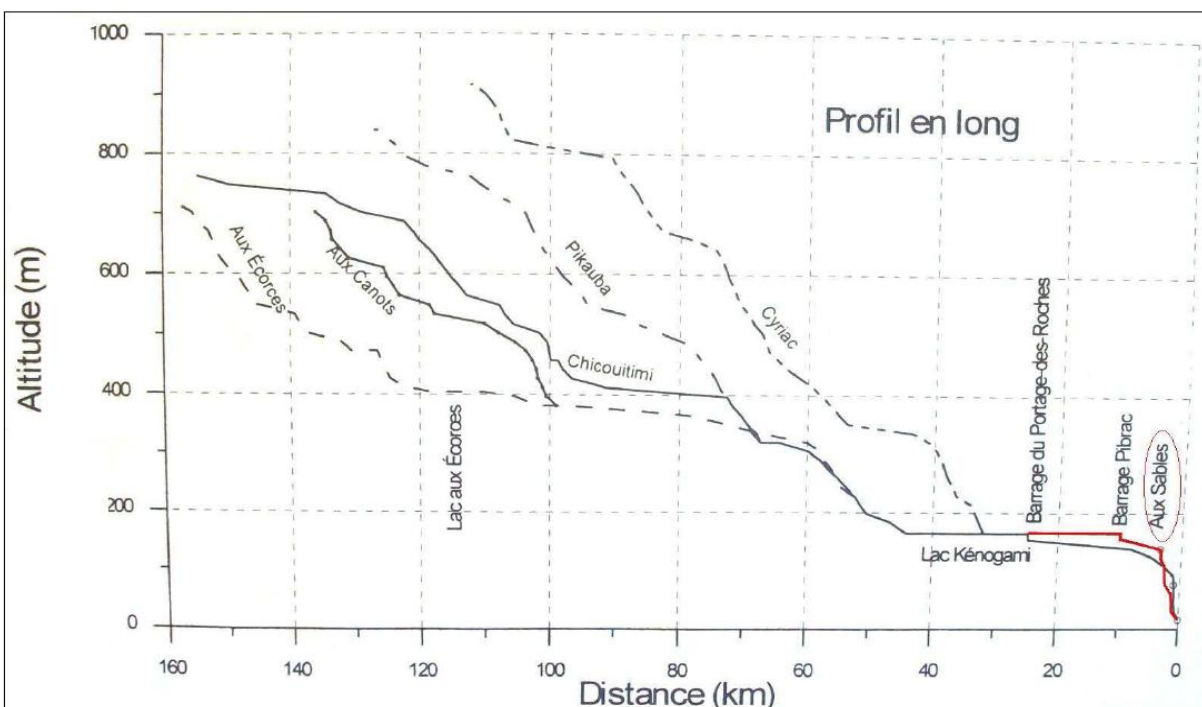


Figure 1-3: Profil en long du réseau hydrographique de la Rivière-aux-Sables (Source: Rapport Nicolet, 1997)

On observe également que le réseau hydrographique du bassin de la Rivière-aux-Sables est dense en amont. La topographie du bassin versant de cette rivière montre que l'énergie du relief est importante si on en tient compte de son facteur quantificateur, à savoir le relief ratio, qui est le rapport de la dénivellation entre les deux côtes d'altitude extrêmes du bassin sur la distance entre les deux points éloignés du bassin, dans l'axe du collecteur principal.

1.2.3 Ouvrages hydrauliques sur la Rivière-aux-Sables

Les données sur les caractéristiques des ouvrages hydrauliques de la rivière sont tirées du répertoire des barrages du Centre d'Expertise Hydrique du Québec (Centre d'expertise hydrique du Québec, 2012).

Le lac Kénogami qui alimente la Rivière-aux-Sables comporte 3 barrages et 9 digues. Le réservoir du lac Kénogami a une superficie de 5180 ha et son bassin versant s'étend sur une superficie de 3393 Km².

Le débit de la Rivière-aux-Sables est régulé en amont par les deux barrages du lac Kénogami à savoir le barrage Pibrac-Est et le barrage Pibrac-Ouest. Les caractéristiques de ces barrages situés en amont de la rivière, sont résumées dans le tableau 1-1.

Tableau 1-1 : Caractéristiques des barrages sur la Rivière-aux-Sables (Centre d'expertise hydrique du Québec, 2012).

Caractéristiques	Barrage Pibrac-Est	Barrage Pibrac-Ouest
Hauteur du barrage	13,7 m	12,8 m
Hauteur de la retenue	12,2 m	11,3 m
Capacité de retenue	630924000 m ³	583786000 m ³
Longueur de l'ouvrage	173 m	143,1 m

La Rivière-aux-Sables comporte trois barrages en aval du Pont Pibrac à savoir le barrage Joseph-Perron, le barrage De La Jonquière et le barrage Bésy. Le tableau 1-2 résume les caractéristiques de ces trois barrages qui se trouvent le long de la Rivière-aux-Sables.

Tableau 1-2 : Caractéristiques des barrages sur la Rivière-aux-Sables (Centre d'expertise hydrique du Québec, 2012).

Caractéristiques	Barrage Joseph-Perron	Barrage De La Jonquière	Barrage Bésy
Hauteur du barrage	24 m	14,9 m	21 m
Hauteur de la retenue	21,9 m	13,2 m	20,1 m
Superficie du Bassin versant	1130 Km ²	1130 Km ²	3500 Km ²
Capacité de retenue	1000000 m ³	353430 m ³	1500000 m ³
Capacité maximale d'évacuation	1130 m ³ /s	-	105,7 m ³ /s
Superficie du réservoir	10 ha	5,4 ha	20 ha
Longueur de l'ouvrage	168 m	140 m	130,4 m

Ces ouvrages en cascade sur la rivière permettent de contrôler son débit en ouvrant les vannes suivant les besoins par les opérateurs de ces barrages. Une gestion coordonnée de la rivière par les opérateurs de ces barrages est bénéfique car on évite l'effet d'entraînement en cas de défaillance d'un ouvrage.

1.2.4 Les affluents et les rapides de la Rivière-aux-sables

Le tronçon de la Rivière-aux-Sables faisant l'objet de notre étude comporte 4 affluents. Les apports de ces ruisseaux peuvent avoir un effet non négligeable sur la forme des hydrogrammes de crue. Par ailleurs, les relevés de la concentration des sédiments en suspension en période de pluie du printemps montrent qu'une quantité importante des sédiments est acheminée par ces affluents dans la rivière. Les rapides du Cépél qui se trouvent tout juste en aval du pont Pibrac permettent le mélange des sédiments ce qui justifie l'utilisation d'un modèle unidimensionnel. Ces rapides jouent un rôle important dans la turbulence et affectent le régime d'écoulement en changeant la forme de la ligne de d'eau.

1.3 Données disponibles

Les données disponibles sur la Rivière-aux-Sables ont été relevées par l'entreprise GENIVAR. Elles sont constituées par la bathymétrie de la rivière, les lignes d'eau et les relevés de la turbidité pour la concentration des sédiments en suspension.

1.3.1 La Bathymétrie

Des relevés bathymétriques pour différentes sections transversales ont été effectués le long du tronçon à l'étude. Il y a au total quatre-vingt-treize sections transversales de la Rivière-aux-Sables entre le point kilométrique 10,63 en amont et le point kilométrique 3,93 en aval. Des levés topographiques des points pour le lit mineur et le lit majeur de la rivière sont disponibles pour chaque section transversale. Le lit de la Rivière-aux-Sables est composé essentiellement par des galets, ce qui laisse place à l'hypothèse de la propagation des sédiments s'effectuant en mode d'équilibre.

1.3.2 La Ligne d'eau

Le débit transitant dans la Rivière-aux-Sables est régulé en amont par les barrages Pibrac-Est et Pibrac-Ouest situés sur le réservoir du lac Kénogamie. En aval, le niveau de l'eau est maintenu à une élévation géodésique constante de 140,20 mètres par l'opérateur du barrage Joseph-Perron indépendamment du débit transitant dans la rivière. Pour cette cote de 140,20 mètres, le débit maximal turbiné au niveau du Barrage Joseph-Perron est de 27 m³/s.

Les lignes d'eau de la Rivière-aux-Sables sont mesurées et fournies par GENIVAR sur les fichiers HEC-RAS. Le fichier du modèle HEC-RAS 4.1 contient les informations géométriques et hydrauliques à savoir les caractéristiques bathymétriques des sections, les coefficients d'expansion ou de contraction ainsi que les coefficients de rugosité de la rivière. La ligne d'eau en régime permanent est obtenue en discrétisant le tronçon de la Rivière-aux-Sables en des sous-tronçons de distance maximale de 10 mètres. Les valeurs des coefficients de rugosité de Manning varient le long de la rivière. Dans la plaine inondable, la valeur du coefficient du Manning varie de 0,06 à 0,08 tandis que dans le lit de la rivière, celui-ci varie de 0,02 à 0,04. Le coefficient de contraction est égal à 0,1 tandis que le coefficient d'expansion est pris égal à 0,3 pour tout le tronçon de la rivière à l'étude. Les lignes d'eau simulées par le modèle HEC-RAS 4.1

correspondent aux différents débits transitant dans la Rivière-aux-Sables à savoir : 10 m³/s, 15m³/s, 20m³/s, 25m³/s, 30m³, 35m³/s, 40m³/s, 45m³/s et 50 m³/s.

Les lignes d'eau montrent que la partie amont du tronçon d'environ 1,5 kilomètre est sujette à de fortes variations du régime d'écoulement, passant alternativement du régime torrentiel au régime fluvial à cause de la présence des rapides du Cépál.

1.3.3 La concentration des sédiments en suspension

Les relevés de la concentration des sédiments en suspension ont été pris sur trois endroits différents du tronçon de la rivière pour différentes périodes des travaux en eau. Il y a des relevés de turbidité en continue transmise par une sonde au pont de l'autoroute 70 pour la période allant du 6 décembre 2009 au 28 mars 2010. Des relevés de turbidité mesurée à la tête des rapides du Cépál et à l'usine de filtration pour la prise d'eau de la localité Jonquière durant la période des travaux, sont également disponibles. Ces données sont utilisées pour le calage du modèle, tout en gardant à l'esprit qu'il subsiste toujours des incertitudes sur l'exactitude des données d'observations in situ. Les concentrations en sédiments observées à la tête du Cépál constituent une variable d'entrée du modèle. Les concentrations des sédiments en suspension observées près du pont de l'autoroute 70 et de la localité Jonquière servent de comparaison à celles résultant par le calcul du modèle numérique.

CHAPITRE 2 ÉCOULEMENTS FLUVIAUX

Le calcul des écoulements en rivière se base sur les équations fondamentales de l'hydraulique à surface libre. Pour les écoulements unidimensionnels en rivière, la modélisation a pour but d'estimer l'évolution temporelle et spatiale des variables telles que le débit, la vitesse et la hauteur d'eau. L'objectif de ce chapitre est d'exposer les concepts de base sur la propagation des écoulements dans un cours d'eau, en mettant l'accent sur le transport des sédiments en suspension. Les équations pour les écoulements permanents graduellement variés et les écoulements en régime non permanent sont présentées. Le transport des sédiments en suspension est décrit et le transport des sédiments cohésifs en mode hors équilibre est abordé. Les équations de base pour les modèles de propagation des sédiments dans un cours d'eau sont également présentées ainsi que les schémas numériques de leurs résolutions.

2.1 Écoulements permanents graduellement variés

Un écoulement permanent graduellement varié est observé lorsque les caractéristiques géométriques et hydrauliques du canal ne sont pas constantes. Les formes, dimensions, la pente, la rugosité du canal ainsi que la hauteur d'eau varient faiblement tout le long du canal. Lorsqu'il y a des changements géométriques brutaux en plan ou si les lignes de courant deviennent très courbes, l'écoulement permanent est dit rapidement varié (Degoutte, 2006).

2.1.1 Équations de base

Le calcul des profils de la ligne d'eau en écoulement permanent graduellement varié est obtenu à l'aide de l'équation de la continuité et de l'équation de la conservation de l'énergie. L'équation de continuité exprime que la masse du liquide sortant d'une section aval 2 est égale à celle qui entre dans une section amont 1 pendant le même intervalle de temps Δt ; ce qui signifie qu'un fluide ne peut apparaître, ni disparaître dans un volume donné. D'autre part, le liquide étant supposé homogène et incompressible, il y a donc aussi continuité du volume, exception faite pour le cas de la cavitation (LeMéhauté, 1976).

Pour un canal prismatique sans apports latéraux, l'équation de continuité entre la section 1 en amont et la section 2 en aval s'écrit :

$$Q = U_1 A_1 = U_2 A_2 \quad 2.1$$

Où Q est débit transitant dans le canal, U_1 et U_2 les vitesses moyennes à la section 1 et la section 2, A_1 et A_2 les sections d'écoulement 1 et 2.

L'équation de l'énergie est dérivée du premier principe de la thermodynamique qui stipule que l'énergie totale du système se conserve. L'équation d'énergie pour l'écoulement permanent graduellement varié entre la section 1 en amont et une section 2 en aval est exprimée comme suit :

$$Z_1 + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} = Z_2 + \alpha_2 \frac{U_2^2}{2g} + h_f + h_c \quad 2.2$$

Où Z_1 et Z_2 sont les élévations respectivement de la surface de l'eau à la section 1 et la section 2, α_1 et α_2 les coefficients de distribution des vitesses respectivement à la section 1 et la section 2, h_f représente les pertes par friction entre la section 1 et la section 2, h_c représente les pertes dues à la contraction ou à l'expansion entre la section 1 et la section 2 et g l'accélération gravitationnelle.

L'équation d'énergie est une équation algébrique non linéaire et on doit recourir aux méthodes numériques pour la résoudre. Les méthodes de résolution numérique telles que la méthode de Newton-Raphson, la méthode sécante et la méthode des approximations successives sont souvent utilisés (Chapra & Canale, 2010; McCracken & Dorn, 1965).

2.1.2 Pertes de charge

On distingue les pertes de charges linéaires dues aux frictions le long du canal et les pertes de charges singulières relatives à l'expansion ou à la contraction du canal. Les pertes par friction sont évaluées par le produit de la pente de friction représentative $\bar{S}_f$ et de la longueur effective du tronçon L_{eff} . Pour un débit spécifique, la débitance K est utilisée pour déterminer la pente de friction :

$$S_f = \frac{Q^2}{K^2} \quad 2.3$$

$$K = \frac{1}{n} A R_H^{2/3} \quad 2.4$$

Où n est le coefficient de Manning, A l'aire de la section d'écoulement et R_H le rayon hydraulique.

La pente de friction représentative $\bar{S}_f$ du tronçon peut être exprimée de quatre manières (U.S. Army Corps of Engineers, 2008):

Moyenne algébrique :

$$\bar{S}_f = \frac{1}{2}(S_{f1} + S_{f2}) \quad 2.5$$

Moyenne géométrique :

$$\bar{S}_f = \sqrt{S_{f1} \times S_{f2}} \quad 2.6$$

Moyenne harmonique :

$$\bar{S}_f = \frac{2S_{f1}S_{f2}}{S_{f1}+S_{f2}} \quad 2.7$$

Débitance moyenne :

$$\bar{S}_f = \frac{2Q^2}{(K_1+K_2)^2} \quad 2.8$$

Où K_1 et K_2 sont les débitances respectivement à la section 1 et la section 2.

Dans le modèle HEC-RAS 4.1, la longueur effective du tronçon est donnée par la relation sous la forme:

$$L_{eff} = \frac{L_{lob}Q_{lob}+L_{ch}Q_{ch}+L_{rob}Q_{rob}}{Q_{lob}+Q_{ch}+Q_{rob}} \quad 2.9$$

Où L_{lob} , L_{ch} , L_{rob} sont les distances entre deux sections, respectivement, à la rive gauche du canal, dans la partie centrale du canal, à la rive droite du canal. Q_{lob} , Q_{ch} , Q_{rob} sont les débits dans la section transversale, respectivement, dans la partie du canal en débordement à gauche, partie centrale du canal au milieu et la partie du canal en débordement à droite.

Les pertes par contraction ou par expansion sont données par l'équation suivante :

$$h_c = C_c \left| \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} - \alpha_2 \frac{U_2^2}{2g} \right| \quad 2.10$$

Où C_c est le coefficient de contraction quand la vitesse en aval est supérieure à la vitesse en amont, ou le coefficient d'expansion quand la vitesse en aval est inférieure la vitesse en amont.

2.2 Écoulements en régime non-permanent

En régime transitoire, le débit et le tirant d'eau varient en fonction du temps. En écrivant la conservation de la masse et celle de la quantité de mouvement, on obtient le système de deux équations différentielles à deux inconnues :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \quad 2.11$$

$$\frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{gA} \frac{\partial(\beta Q^2/A)}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - S_o = -S_f = -\frac{n^2 Q^2}{A^2 R_H^{4/3}} \quad 2.12$$

Où q_l est le débit d'apport latéral par unité de longueur, Q le débit de l'écoulement, S_o la pente du canal, S_f la pente d'énergie, h la hauteur de l'eau dans le canal, A l'aire de la section, β le coefficient de répartition des vitesses, R_H le rayon hydraulique et K la débitance.

Ces équations sont des équations de Barré de Saint-Venant (1871) pour un écoulement non permanent. Les équations de Barré de Saint-Venant permettent de résoudre un grand nombre de problèmes d'hydraulique transitoire moyennant que la pression reste hydrostatique et ne sont valables qu'en régime graduellement varié. La connaissance des conditions initiales et les conditions aux limites du domaine de calcul permettent d'utiliser ces équations dans la résolution d'un problème d'écoulement fluvial.

2.3 Transport des sédiments en suspension

Graf et Altinakar (2000) définissent et classent le transport solide total en transport solide du fond et le transport solide en suspension intrinsèque. Le transport solide du fond se subdivise en transport par charriage et le transport en suspension. Les dimensions des particules sont déterminantes dans le classement du mode de transport. Les grandes particules sont transportées par charriage tandis que les particules fines sont mobilisées dans le transport en suspension. La délimitation entre les différents modes de transport n'est pas encore bien clarifiée. Le rapport entre la vitesse de frottement et la vitesse de sédimentation sert souvent d'indicateur pour l'initiation de l'un ou l'autre mode de transport. Le concept de la diffusion-convection qui donne la répartition verticale de la concentration des sédiments en suspension est utilisé pour traiter les problèmes de transport en suspension (Graf & Altinakar, 2000).

La charge en suspension est constituée par des matériaux dont la taille et la densité leur permettent, dans des conditions d'écoulement déterminées, de se déplacer sans toucher le fond du lit. La dérivation des formules du transport des sédiments en suspension découle de la théorie des échanges dans les écoulements sous la condition d'équilibre (C. T. Yang, 2003). Pour le transport des sédiments en suspension, on distingue les modèles à base de concepts de diffusion qui sont considérés comme pratiquement valables et sont souvent incorporés dans les modèles numériques, les modèles à base du concept d'énergie, les modèles statistiques à base du concept aléatoire de la suspension et les modèles numériques en régime non permanent à base du concept convection-diffusion (Raudkivi, 1998). Les modèles qui découlent du concept de diffusion, de l'énergie et du concept convection-diffusion, sont présentés dans ce chapitre. L'ouvrage de Chiu et Chen (1969) ou l'ouvrage d'Ashida et Fujita (1986) sont recommandés pour le détail des modèles stochastiques.

2.3.1 Critères de mise en suspension

L'étude sur l'écoulement turbulent de Hinze (1975) suggère que la vitesse de fluctuation due à la turbulence est dans le même ordre de grandeur que la valeur de la vitesse de frottement. La suspension des particules est initiée lorsque le rapport entre la vitesse de cisaillement et la vitesse de sédimentation, (U_*/w_s) , devient supérieur à une valeur critique.

La vitesse de cisaillement est donnée par la formule :

$$U_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \quad 2.13$$

La formule de la contrainte moyenne de cisaillement τ est déterminée avec le coefficient de friction de Darcy f et s'écrit :

$$\tau = \frac{f}{8} \rho U^2 \quad 2.14$$

Pour un écoulement en régime uniforme la vitesse de cisaillement devient :

$$U_* = \sqrt{g \frac{D_H}{4} \sin \varphi} \quad 2.15$$

Où D_H et φ sont respectivement la profondeur hydraulique et l'angle entre l'horizontale et la pente du canal.

Malgré les études mettant en évidence que la mise en suspension des particules dépend de l'accroissement de la contrainte de cisaillement au fond, les conditions de mise en suspension sont encore mal clarifiés (Chanson, 1999). Chanson (1999) résume les critères de mise en mouvement des travaux de recherche de plusieurs auteurs :

- Bagnold (1966) propose que (U_*/w_s) est supérieure à 1,0 ;
- Raudkivi (1990) propose que (U_*/w_s) est supérieure à 1,2 ;
- Julien (1995) propose que (U_*/w_s) est supérieure à 2,5 ;
- Summer et al. (1996) donne la relation : $(U_*^2/((s - 1)gd_s)) > 2,0$ pour le diamètre

des sédiments d_s située entre 0,13 mm et 3 mm. Le paramètre s est la densité relative des sédiments.

2.3.2 Modèles de distribution de la suspension à base du concept de diffusion

2.3.2.1 Modèle de Rouse

Sous la condition d'équilibre permanente, le mouvement de haut en bas des sédiments due à la vitesse de chute doit être balancé par un mouvement net de bas vers le haut des sédiments due aux fluctuations de la turbulence (C. T. Yang, 2003) :

$$w_s C + \varepsilon_s \frac{dC}{dy} = 0 \quad 2.16$$

Où ε_s est le coefficient de diffusion dynamique pour les sédiments qui dépend de la profondeur de l'écoulement y , w_s la vitesse de sédimentation des particules et C la concentration des sédiments en suspension.

Pour un écoulement permanent, la contrainte de frottement peut être exprimée par :

$$\tau_y = \varepsilon_m \rho \frac{du}{dy} \quad 2.17$$

Où ε_m est le coefficient de diffusion dynamique pour le liquide, ρ la masse volumique du liquide et u la vitesse locale de l'écoulement.

En assumant un facteur de proportionnalité λ , la relation liant le coefficient de diffusion dynamique des sédiments et le coefficient de diffusion du liquide est :

$$\varepsilon_s = \lambda \varepsilon_m \quad 2.18$$

La valeur de λ dépend de la dimension des particules. Pour les sédiments très fins en suspension λ est égale à 1 (C.T. Yang, 2003). Pour des grosses particules solides, on prend λ inférieure ou égale à 1. Certains travaux de recherches (Graf, 1971) avancent des arguments pour montrer que λ est supérieure ou égale à 1.

L'intégration de l'équation (2.16) produit :

$$C_s = C_{sa} \exp \left(-w_s \int_a^y \frac{dy}{\varepsilon_s} \right) \quad 2.19$$

Où C_s et C_{sa} sont les concentrations des sédiments par poids respectivement à une distance y et a au-dessus du lit d'un cours d'eau.

La distribution verticale des tensions tangentielles turbulentes est donnée par la relation :

$$\tau_y = \gamma S_o (D - y) = \tau \left(1 - \frac{y}{D} \right) \quad 2.20$$

Où τ et τ_y sont respectivement les contraintes de frottement au fond du canal et à une distance y au-dessus du fond et S_o la pente du canal.

La distribution verticale des vitesses de Prandtl-Von Karman (Coleman, 1981) est donnée par la relation :

$$\frac{du}{dy} = \frac{U_*}{\kappa y} \quad 2.21$$

Où u est la vitesse locale à une distance y au-dessus du fond, U_* la vitesse de frottement et κ la constante universelle de Prandtl-Von Karman qui est égale à 0,4 pour l'eau claire.

La combinaison de l'équation (2.18), l'équation (2.20) et de l'équation (2.21) donne :

$$\varepsilon_s = \lambda U_* \frac{y}{D} (D - y) \quad 2.22$$

En séparant les variables dans l'équation (2.16) et en remplaçant ε_s par l'expression dérivée dans l'équation (2.22), on obtient la relation sous la forme intégrée :

$$\int_a^y \frac{dC}{C} = - \int_a^y \frac{w_s dy}{\lambda \kappa U_* (y/D)(D-y)} \quad 2.23$$

L'intégration de l'équation (2.23) donne l'équation de Rouse (1937) :

$$\frac{C}{C_a} = \left(\frac{D-y}{y} \frac{a}{D-a} \right)^Z \quad 2.24$$

Où Z est l'exposant de Rouse qui est défini par la relation :

$$Z = \frac{w_s}{\lambda \kappa U_*} \quad 2.25$$

La distribution de la concentration relative de l'équation (2.24) pour diverses valeurs de l'exposant de Rouse Z est montrée sur la figure (2-1). La concentration relative C/C_a est faible pour des valeurs élevées de Z . Pour des faibles valeurs de Z , la concentration relative C/C_a est importante et tend à devenir uniforme sur toute la profondeur.

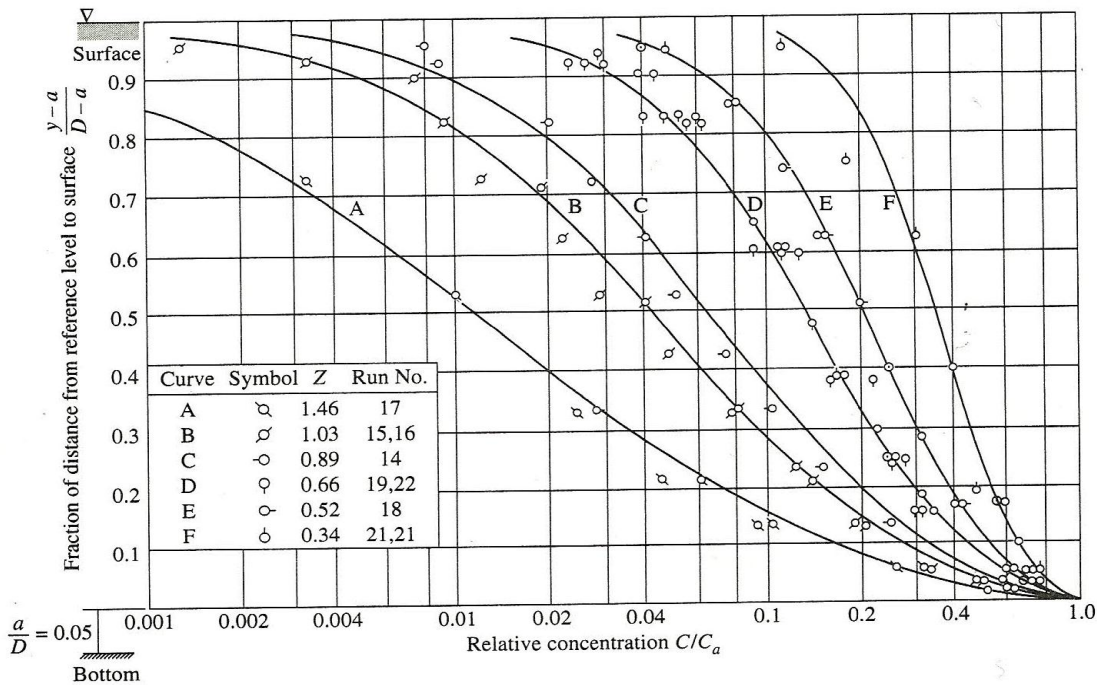


Figure 2-1 : Distribution verticale de la concentration relative des sédiments en suspension (Vanoni, 1946).

2.3.2.2 Modèle d'Ippen

A.T.Ippen (1971) présente un développement similaire à celle de l'équation de Rouse qui est basé sur la relation de la distribution des profils des vitesses de Krey (1927). La relation ainsi proposée pour la distribution des vitesses peut se mettre sous la forme (Vanoni et al., 2006) :

$$\frac{u}{U_{max}} = \frac{\ln\left(1 + \frac{y}{a}\right)}{\ln\left(1 + \frac{D}{a}\right)} \quad 2.26$$

Où u est la vitesse locale de l'écoulement, U_{max} est la vitesse maximale, D est la profondeur de l'écoulement et a est une petite distance à partir du fond qui est définie par relation :

$$\frac{U_{max}}{U_*} = \frac{U_* a}{u} \ln\left(1 + \frac{D}{a}\right) \quad 2.27$$

La combinaison des équations (2.26) et (2.27) donnent :

$$\frac{du}{dy} = \frac{U_* a}{\nu} \frac{U_*}{(y + a)} \quad 2.28$$

La solution de l'équation (2.28) devient pour Ippen (1971):

$$\frac{C}{C_a} = \left(\frac{D - y}{y + a} \frac{2a}{D}\right)^{Z_1} \quad 2.29$$

Où l'exposant Z_1 est défini par la relation :

$$Z_1 = \left(\frac{w_s}{\lambda U_*}\right) \frac{U_* a}{\nu} \quad 2.30$$

Où w_s est la vitesse de sédimentation, U_* la contrainte de frottement, λ un facteur de proportionnalité liant le coefficient de diffusion dynamique des sédiments et le coefficient de diffusion du liquide et ν la viscosité cinématique du l'eau qui dépend de la température de l'eau.

La distance a est choisi de façon arbitraire dans l'équation de Rouse tandis qu'elle est donnée par l'équation (2.27) pour le développement d'Ippen (Vanoni et al., 2006).

2.3.2.3 Modèle de Hunt

Hunt (1954) développe une équation différentielle pour la distribution des sédiments en suspension pour un écoulement permanent uniforme en deux dimensions (Vanoni et al., 2006):

$$\varepsilon_s \frac{dc_v}{dy} + c_v \frac{d\varepsilon_s}{dy} (\varepsilon_w - \varepsilon_s) + (1 - c_v)c_v w_s = 0 \quad 2.31$$

Où ε_s et ε_w sont respectivement les coefficients de diffusion des sédiments et de l'eau, c_v la concentration des sédiments par unité de volume et w_s la vitesse de sédimentation.

La relation pour le coefficient de diffusion ε_s utilisée par Hunt est la même que celle utilisée par Rouse (Vanoni et al., 2006). Hunt (1954) obtient le gradient de vitesse du/dy à partir de la relation:

$$\frac{u - U_{max}}{U_*} = \frac{1}{\kappa} \left(\sqrt{1 - \frac{y}{D}} + B \ln \frac{B - \sqrt{1 - \frac{y}{D}}}{B} \right) \quad 2.32$$

Où B est une constante qui est déterminée expérimentalement, κ la constante de Von Karman, u la vitesse locale de l'écoulement, U_* la vitesse de frottement, U_{max} la vitesse maximale de l'écoulement et D la profondeur de l'écoulement.

L'intégration de l'équation (2.32) donne l'équation de Hunt (1954) pour la distribution des sédiments en suspension :

$$\left(\frac{C_v}{1 - C_v} \right) \left(\frac{1 - C_a}{C_a} \right) = \left[\sqrt{\frac{1 - \frac{y}{D}}{1 - \frac{a}{D}}} \left(\frac{B_s - \sqrt{1 - \frac{a}{D}}}{B_s - \sqrt{1 - \frac{y}{D}}} \right) \right]^q \quad 2.33$$

Où C_v est la concentration des sédiments par unité de volume et C_a la concentration à une distance a du fond. L'exposant q de l'équation (2.33) est donné par la relation :

$$q = \frac{w_s}{\kappa_s B_s U_*} \quad 2.34$$

Où B_s et κ_s sont des constantes similaires à B et κ obtenues de façon expérimentale. Les valeurs de B_s varient entre 0,99 et 1,00 tandis que κ_s varient entre 0,31 et 0,44 (Vanoni et al., 2006).

2.3.3 Modèles de distribution de la suspension à base du concept d'énergie

Raudkivi (1998) présentent les modèles à base du concept d'énergie les plus utilisés, qui sont décrits de façon détaillée dans les paragraphes suivantes.

2.3.3.1 Modèle de Velikanov

Velikanov (1954, 1955, 1958) propose une théorie basée sur le principe que la suspension par diffusion implique la mobilisation de l'énergie. La dissipation d'énergie devient une transformation irréversible de l'énergie en chaleur par la turbulence. En assumant une distribution logarithmique de la vitesse et la variation linéaire de contrainte de frottement, Velikanov donne la relation de l'énergie de dissipation au fond (Raudkivi, 1998) :

$$E_D = \frac{U_*^3}{\kappa D} \left(12e \frac{D}{k_s} - 1 \right) \quad 2.35$$

Où E_D est l'énergie dissipée, e un paramètre qui est proportionnelle à 2,718, k_s la hauteur de rugosité qui est considérée comme égale au diamètre médian des particules, κ la constante universelle de Von Karman, U_* la vitesse de cisaillement et D la profondeur de l'écoulement.

La relation différentielle pour l'écoulement proposée par Velikanov est de la forme:

$$w_s C_m = \frac{u_m \tau_m}{g \rho_s} \frac{dC_m}{dy} \quad 2.36$$

Où C_m est concentration moyenne des sédiments, u_m la vitesse moyenne locale de l'écoulement, τ_m la contrainte moyenne de frottement au fond, ρ_s la masse volumique des sédiments et g l'accélération de la gravitation.

L'intégration de l'équation (2.36) donne l'équation de Velikanov pour la distribution de la concentration relative :

$$\frac{c}{c_a} = \exp \left\{ -\frac{w_s \kappa \Delta}{U_* S_o} \int_{\eta_a}^{\eta} \left[(1 - \eta) \ln \frac{\eta}{\alpha} \right]^{-1} d\eta \right\} \quad 2.37$$

Où $\eta = (y/D)$, $\alpha = (k_s/30D)$, S_o est la pente du canal, w_s la vitesse de sédimentation et $\Delta = (k_s/N)$ représente la rugosité apparente. N est un facteur de correction qui est fonction de k_s/δ' avec $k_s = d_{65}$ et $\delta' = (11\nu/U_*)$ étant l'épaisseur de la sous couche de fond.

2.3.3.2 Modèle de Vlugter

Vlugter (1962) suggère que la maintenance de la suspension exige un apport en puissance de $\Delta mg w_s \cos \varphi$ tandis ce que la composante du poids fournit une puissance égale à $\Delta mg U_s \sin \varphi$, où U_s est la vitesse du mélange eau-sédiment (Raudkivi, 1998). La puissance nette pour l'écoulement devient :

$$P_n = \Delta m g U_s \left(\frac{w_s}{U_s} \cos \varphi - \sin \varphi \right) \quad 2.38$$

Où P_n est la puissance nette, φ est l'angle entre l'axe perpendiculaire à l'écoulement et le poids de la particule sédimentaire et m est la masse de l'eau.

La loi de la conservation d'énergie exige que l'énergie totale disponible le long de la pente du canal soit égale à la perte d'énergie :

$$(m_s \rho_s - m \rho) g S_o U_s = m_s (\rho_s - \rho) g w_s \cos \varphi + m g U_s \left(\frac{U_s}{u} \right)^2 \quad 2.39$$

Où ρ_s et ρ sont des masses volumiques respectivement des sédiments et de l'eau, U_s la vitesse du mélange eau sédiment, m_s et m les masses respectivement des sédiments et de l'eau et g l'accélération de la gravitation.

L'arrangement des termes dans l'équation (2.39) donne finalement :

$$C = \frac{m_s}{m} = \frac{\rho}{\rho_s} \frac{(U_s/u)^2 - 1}{1 - (\Delta w_s / S_o U_s) \cos \varphi} \quad 2.40$$

Où C est la concentration volumique, ρ_s et ρ les masses volumiques respectivement des sédiments et de l'eau, S_o la pente du canal, U_s la vitesse du mélange eau-sédiment et $\Delta = (k_s/N)$ la rugosité apparente. N est une fonction de k_s/δ' avec $k_s = d_{65}$ et $\delta' = (11\nu/U_*)$ qui représente l'épaisseur de la sous couche de fond.

2.3.3.3 Modèle d'Itakura et Kishi

Itakura et Kishi (1980) suggèrent que le taux d'apport en énergie par unité de volume pour un mélange eau-sédiment doit être égal au taux de dissipation d'énergie. Ils proposent la distribution relative des sédiments en suspension par la relation :

$$\frac{C}{C_a} = \left[\left(\frac{D-y}{D-a} \right)^{1+\psi} \frac{a}{y} \right]^Z \quad 2.41$$

Où les paramètres $Z = (w_s/\kappa U_*)$, $\psi = (\alpha D/L)$ et $L = (U_*^3/\kappa g \Delta w_s C)$. α est un paramètre qui est obtenu expérimentalement, $\Delta = (k_s/N)$ représente la rugosité apparente. N est une fonction de k_s/δ' avec $k_s = d_{65}$ et $\delta' = (11\nu/U_*)$ étant l'épaisseur de la sous couche de fond.

2.3.4 Charge sédimentaire en suspension

Le transport des sédiments en suspension fait référence aux sédiments qui sont maintenus par la composante verticale des courants de turbulence et qui restent en suspension pour un temps assez long (C.T Yang, 2003).

Le débit de transport des sédiments en suspension peut être défini mathématiquement par la relation :

$$q_{sw} = \gamma_s \int_a^D \bar{u} \bar{c} dy \quad 2.42$$

Où q_{sw} est le débit par unité de poids de transport solide en suspension, $\bar{u}$ et $\bar{c}$ respectivement la vitesse moyenne pondérée et la concentration des sédiments par unité de volume à une distance y au-dessus du fond, a l'épaisseur de la couche du fond, D la profondeur de l'écoulement et γ_s le poids spécifique des sédiments.

Yang (2003) donne différentes approches développées pour évaluer la charge sédimentaire en suspension, qui sont décrites dans les paragraphes suivants.

2.3.4.1 Approche de Lane et Kalinske

Lane et Kalinske (1941) assument que le coefficient de diffusion pour les sédiments ε_s est égal au coefficient du liquide ε_m et proposent pour la distribution de concentration la relation:

$$C = C_a \exp\left(-\frac{15w_s}{U_*} \left(\frac{y-a}{D}\right)\right) \quad 2.43$$

L'intégration de l'équation (2.43) le long de la profondeur de l'écoulement donne la relation :

$$q_{sw} = q C_a P_L \exp\left(\frac{15w_s a}{U_* D}\right) \quad 2.44$$

Où q_{sw} est le débit des sédiments en suspension, C et C_a représentent les concentrations des sédiments à une profondeur y et a au-dessus du fond. Le paramètre P_L est égal au rapport $(\bar{C}/C_a)$, où $\bar{C}$ est la concentration moyenne des sédiments en suspension. Les courbes de la figure (2-2) donnent les valeurs de P_L en fonction de la vitesse de chute (w_s/U_*).

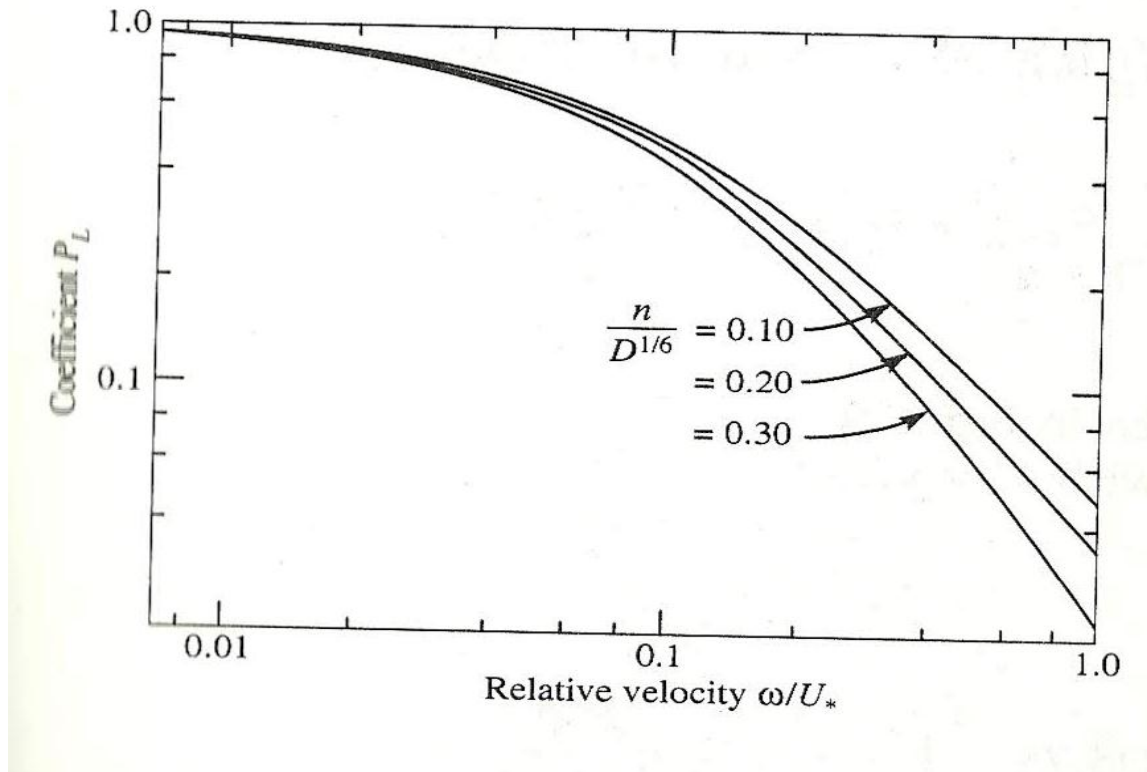


Figure 2-2: La relation entre P_L et w_s/U_* (Lane & Kalinske, 1941).

2.3.4.2 Approche d'Einstein

Einstein (1950) assume que la constante universelle de Von Karman κ est égale à 0,4 et que le facteur de proportionnalité λ entre le coefficient de diffusion des sédiments et du liquide est égale à 1,0. Il remplace la vitesse de cisaillement U_* par la vitesse de cisaillement due à la rugosité des grains U'_* et obtient pour la distribution des vitesses la relation :

$$\frac{u}{U'_*} = 5,57 \log \left(30,2 \frac{y}{\Delta} \right) \quad 2.45$$

La relation de débit des sédiments en suspension pour Einstein (1950) devient :

$$q_{sw} = \int_a^D C_a \left(\frac{D-y}{y} \frac{a}{D-a} \right)^Z 5,75 U'_* \log \left(\frac{30,2y}{\Delta} \right) dy \quad 2.46$$

Où $\Delta = k_s/N$, $k_s = d_{50}$ et N est un facteur de correction et est fonction de k_s/δ' avec $k_s = d_{65}$ et $\delta' = (11\nu/U'_*)$ représente l'épaisseur de la sous couche de fond, U'_* la vitesse de frottement relative à rugosité des grains et Z est l'exposant de Rouse.

Einstein propose l'intégration de l'équation (2.46) pour le transport des sédiments en suspension par la relation:

$$q_{sw} = 11,6U'_*C_a a \left[2,303 \log \left(\frac{30,2D}{\Delta} \right) I_1 + I_2 \right] \quad 2.47$$

Où les termes I_1 et I_2 sont obtenus à partir des relations :

$$I_1 = \left[0,216 \frac{A^{Z-1}}{(1-A)^Z} \right] \int_A^1 \left(\frac{1-y}{y} \right) dy \quad 2.48$$

$$I_2 = \left[0,216 \frac{A^{Z-1}}{(1-A)^Z} \right] \int_A^1 \left(\frac{1-y}{y} \right) \ln y dy \quad 2.49$$

Où A est un paramètre qui est égale au rapport (a/D) et Z est l'exposant de Rouse.

Einstein (1950) présente la solution des intégrales I_1 et I_2 sous formes des graphes qui donnent les courbes de I_1 et I_2 en fonction du paramètre A pour les diverses valeurs de Z .

2.3.4.3 Approche de Brooks

Brooks (1963) assume une distribution logarithmique de la vitesse et donne une relation similaire de celle d'Einstein (1950) pour la concentration des sédiments en suspension:

$$q_{sw} = C_{md}q \left[1 + \frac{U_*}{\kappa U} \int_A^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^{Z_1} dy + \frac{U_*}{\kappa U} \int_A^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^{Z_2} \ln y dy \right] \quad 2.50$$

Où q est débit de l'eau par unité de largeur, C_{md} la concentration à une distance y égale à la moitié de la profondeur de l'écoulement D , κ la constante universelle de Von Karman, U la vitesse moyenne de l'écoulement et U_* la vitesse de frottement.

Pour résoudre l'équation (2.50), Brooks l'exprime en terme d'une fonction de transport T_B :

$$\frac{q_{sw}}{C_{md}q} = T_B \left(\kappa \frac{U}{U_*}, Z_1, E \right) \quad 2.51$$

Prenant une limite inférieure d'intégration pour une vitesse locale nulle et définissant le paramètre $E = e^{-(\kappa U/U_*)^{-1}}$, il réduit l'équation (2.51) afin d'obtenir une solution graphique à l'aide de la relation :

$$\frac{q_{sw}}{C_{md}q} = T_B \left(\kappa \frac{U}{U_*}, Z_1 \right) \quad 2.52$$

La figure (2-3) illustre la solution graphique de l'équation (2.52) présentée par Brooks (1963) pour le transport des sédiments en suspension.

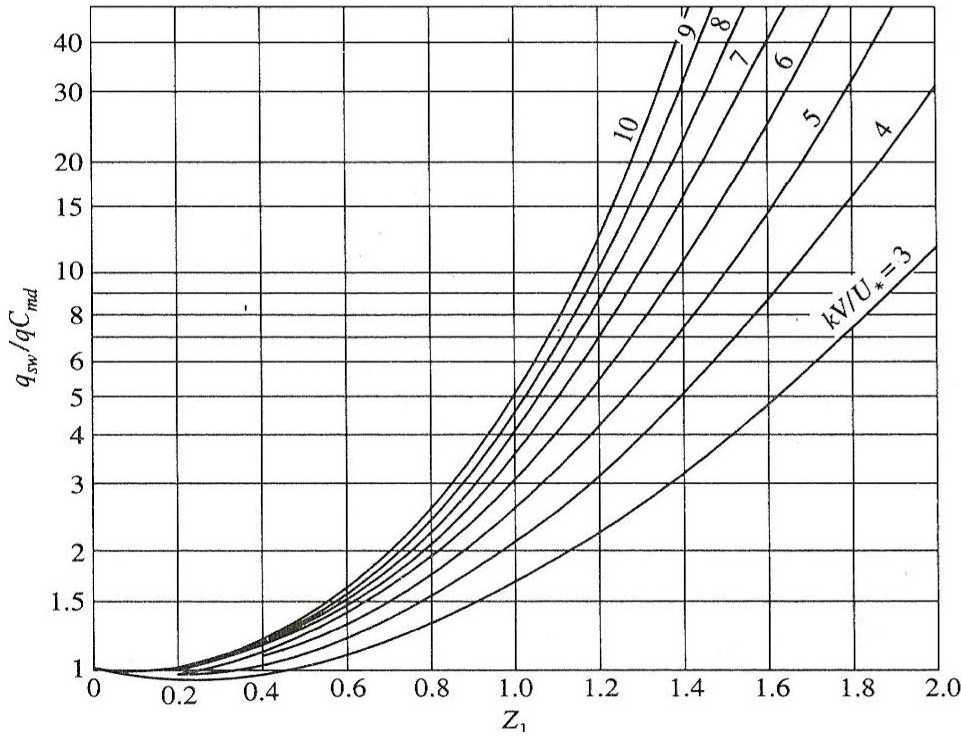


Figure 2-3: La fonction de Brooks pour le transport solide en suspension (Brooks, 1963).

2.3.4.4 Approche de Chang, Simons et Richardson

Chang et al. (1965) proposent pour le coefficient de diffusion des sédiments la relation :

$$\varepsilon_s = \lambda \kappa \xi U_* (1 - \xi)^{1/2} \quad 2.53$$

Où ε_s est le coefficient de diffusion pour les sédiments, $\xi = y/D$, U_* la vitesse de frottement, κ la constante universelle de Von Karman et λ le facteur de proportionnalité entre le coefficient de diffusion des sédiments et du liquide.

Pour la distribution de la concentration relative, Chang et al. (1965) donnent la relation :

$$\frac{c}{c_a} = \left[\frac{1 - (1 - \xi_a)^{1/2}}{\xi_a^{1/2}} \right]^{Z_2} \left[\frac{\xi_a^{1/2}}{1 - (1 - \xi_a)^{1/2}} \right]^{Z_2} \quad 2.54$$

Où $Z_2 = (2w_s/\lambda \kappa U_*)$, $\xi_a = (a/D)$, D est la profondeur de l'écoulement, w_s la vitesse de sédimentation et U_* la vitesse de frottement.

Chang et al. (1965) expriment le débit pour le transport solide en suspension par la relation :

$$q_{sw} = DC_a \left(UI_1 - \frac{2U_*}{\kappa} I_2 \right) \quad 2.55$$

Où I_1 et I_2 sont des intégrales qui sont obtenues à partir des graphes qui donnent les courbes de I_1 et I_2 en fonction du paramètre ξ_a pour les diverses valeurs de Z_2 (Chang et al., 1965).

2.3.4.5 Approche de Van Rijn

Van Rijn (1984) exprime la charge sédimentaire en suspension à l'aide de la relation de distribution logarithmique des vitesses :

$$\frac{u}{U_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{y}{0,033k_s} \right) \quad 2.56$$

Où u est la vitesse locale de l'écoulement, U_* la vitesse de frottement, κ la constante universelle de Von Karman et k_s la hauteur de rugosité qui est considérée comme égale au diamètre médian des particules.

La relation pour le débit de transport solide en suspension de Van Rijn (1984b) est :

$$q_{sw} = \left[\frac{(a/D)^{Z_1} - (a/D)^{1,2}}{(1 - a/D)^{Z_1}(1,2 - Z_1)} \right] UDC_a \quad 2.57$$

Où U est la vitesse moyenne de l'écoulement, C_a la concentration des sédiments à une distance a de la couche de fond et D la profondeur de l'écoulement.

La formule de l'équation (2.57) donne des valeurs correcte dans l'intervalle de $0,3 \leq Z_1 \leq 3$ et $0,01 \leq a/D \leq 0,1$.

2.4 Transport des sédiments cohésifs

Les sédiments cohésifs sont définis comme des sédiments dont le diamètre des particules est inférieur à $62,5 \mu m$. Leurs propriétés dépendent non seulement des caractéristiques physiques des grains (densité, forme et dimensions), mais aussi de phénomènes électrochimiques et des milieux aqueux. Les sédiments cohésifs sont caractérisés par des grandes forces d'interaction entre les particules en raison des charges ioniques de surface. Pour modéliser les sédiments cohésifs, on peut distinguer les écoulements en régime de ségrégation, régime de consolidation, régime de

déposition et le régime d'érosion. Dans le paragraphe suivant le régime d'érosion et le régime de déposition sont décrits.

2.4.1 Régime d'érosion

L'érosion des sédiments commence quand la contrainte frottement du lit devient supérieure à la contrainte critique de cisaillement. Il existe deux types d'érosion, à savoir l'érosion de surface et l'érosion de masse. Pour l'érosion de masse, les courants fluides emportent les sédiments par blocs tandis ce que pour l'érosion de surface, les sédiments cohésifs sont érodés particule par particule (Ohtsubo & Muraoka, 1986). Ariathurai et Arulanandan (1978) suggèrent la relation suivante pour évaluer le taux d'enlèvement des sédiments, E :

$$E = eB \left(\frac{\tau}{\tau_e^c} - 1 \right) \quad 2.58$$

Où e est une constante du taux d'érosion, B est la largeur mouillée du lit du canal, τ est la contrainte de frottement de fond et τ_e^c est la contrainte critique de frottement pour l'érosion.

Pour les lits mous partiellement consolidés, Parchure et Mehta (1985) proposent :

$$E = \varepsilon_f B \exp(e\sqrt{\tau - \tau_e^c}) \quad 2.59$$

Où ε_f est le taux d'érosion des floes et e est une constante du taux d'érosion, B est la largeur mouillée du lit du canal, τ est la contrainte de frottement de fond et τ_e^c est la contrainte critique de frottement pour l'érosion.

Les valeurs de la constante du taux d'érosion et de la contrainte critique dépendent d'un certain nombre de facteurs dont : la température de l'eau, le type des sédiments, la structure du lit du canal, l'historique des dépôts, le contenu minéral et la matière organique des sédiments ainsi que leur état physique (Ariathurai & Krone, 1976; Mehta et al., 1989).

L'érosion de surface survient quand la contrainte de cisaillement au fond τ est inférieure à contrainte critique de cisaillement τ_{se}^c . L'érosion de masse se produit lorsque la contrainte au fond τ est supérieure à contrainte critique de cisaillement τ_{me}^c .

Partheniades (1993) donne la formule (2.60) pour le calcul de l'érosion de surface :

$$Q_{se} = \begin{cases} M_{se} \frac{\tau - \tau_{se}^c}{\tau_{se}^c} & si \ \tau \geq \tau_{se}^c \\ 0 & si \ \tau < \tau_{se}^c \end{cases} \quad 2.60$$

Où $Q_{se}(kg/m^2/h)$ est le débit d'érosion de surface et M_{se} est une constante.

Le modèle SRH-1D 2.6 propose une version de la relation modifiée (Huang & Greimann, 2010):

$$Q_{se} = \begin{cases} P_{se} \frac{\tau - \tau_{se}^c}{\tau_{me}^c - \tau_{se}^c} & si \ \tau \geq \tau_{se}^c \\ 0 & si \ \tau < \tau_{se}^c \end{cases} \quad 2.61$$

Où P_{se} est une constante qui remplace M_{se} .

Pour l'érosion de masse, le modèle SRH-1D utilise la relation :

$$Q_{me} = M_{me} \left(\frac{\tau - \tau_{me}^c}{\tau_{me}^c} \right) + P_{se} \quad si \ \tau \geq \tau_{me}^c \quad 2.62$$

Où $Q_{me}(kg/m^2/h)$ est le débit d'érosion de masse et M_{me} est une constante qui dépend des caractéristiques des sédiments du site à étudier.

2.4.2 Régime de déposition

La déposition est initiée dès que la contrainte de cisaillement au fond devient inférieure à la contrainte critique de cisaillement. Seuls les granulats avec des forces de frottement suffisantes pour résister à des contraintes de cisaillement très perturbateurs près de la région du lit, vont se déposer et adhérer au lit. Les études au Laboratoire de Mehta et Partheniades (1973) montrent que la déposition est contrôlée par la contrainte de cisaillement du lit, les processus de turbulence dans la zone du lit, la vitesse de sédimentation, le type de sédiments, la profondeur de l'écoulement, la concentration en suspension et la constitution ionique (Hayter et al., 1999). Van Rijn (1993) distingue deux sortes de déposition, à savoir la déposition totale et déposition partielle. La formule de Krone (1962) régit la déposition quand la contrainte de cisaillement de fond τ est plus petite que la contrainte de cisaillement pour la déposition totale $\tau_{d,tot}$ et toutes les particules sédimentaires et les floes peuvent se déposer :

$$V_d = P_d w_s \quad si \ \tau = \tau_{d,tot} \quad 2.63$$

Où V_d est la vitesse de déposition, w_s est la vitesse de sédimentation et P_d est la probabilité qu'une particule se dépose au fond et n'est plus jamais ré-entraînée par l'écoulement.

La probabilité de déposition est donnée par :

$$P_d = 1 - \frac{\tau}{\tau_{d,tot}} \quad si \quad \tau < \tau_{d,tot} \quad 2.64$$

La déposition partielle se produit quand la contrainte de cisaillement du lit est supérieure à la contrainte critique de cisaillement pour la déposition totale, $\tau_{d,tot}$, et est également inférieure à la contrainte critique de cisaillement pour la déposition partielle $\tau_{d,part}$ (Van Rijn, 1993) :

$$V_d = P_d w_s \left(1 - \frac{C_{eq}}{C}\right) \quad si \quad \tau_{d,tot} < \tau < \tau_{d,part} \quad 2.65$$

Où C_{eq} est la concentration d'équilibre pour les sédiments cohésifs qui correspond à la concentration des floes relativement petits qui sont brisés en morceaux avant d'atteindre le fond ou sont érodés immédiatement après la déposition.

La probabilité de déposition est donnée pour la déposition partielle par la relation:

$$P_d = \begin{cases} 1 - \frac{\tau}{\tau_{d,part}} & si \quad \tau_{d,tot} < \tau < \tau_{d,part} \\ 0 & si \quad \tau \geq \tau_{d,part} \end{cases} \quad 2.66$$

2.5 Modèles de propagation des sédiments dans un cours d'eau

Pour modéliser le transport des sédiments en régime non permanent, l'équation d'Exner (1925) est utilisée pour les canaux à fond mobile lorsque le débit solide en suspension est négligeable. Pour déterminer l'évolution de la concentration des sédiments en suspension, l'équation convection-diffusion est adaptée dans la modélisation hydraulique couplée au transport des sédiments en suspension. La présentation de ces équations ainsi que leur résolution numérique est basée sur le développement théorique du modèle numérique SRH 1-D 2.6 utilisé pour simuler les écoulements dans la Rivière-aux-Sables.

2.5.1 Équation d'Exner

Dans un écoulement sur une pente à fond mobile, Graf (1971) exprime la relation d'Exner (1925) qui donne la variation de la cote du fond sous la forme :

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -a_E \frac{\partial U}{\partial x} \quad 2.67$$

Où a_E est un coefficient d'érosion, U est la vitesse moyenne et $z(x, t)$ la cote du fond.

Sous l'hypothèse que la variation du volume des sédiments en suspension est négligeable par rapport à la variation du volume des sédiments au fond du canal, l'équation (2.67) est réécrite pour le modèle SRH-1D comme une équation de continuité pour la phase solide, à savoir :

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + \varepsilon \frac{\partial A_d}{\partial t} - q_{sl} = 0 \quad 2.68$$

Où Q_s est le débit volumique des sédiments, q_{sl} le débit volumique d'apport latéral en sédiments par longueur unitaire et A_d le volume des sédiments charriés par unité de largeur. $\varepsilon = (1 - p)$ est le volume des sédiments dans une unité de la couche du lit où p est la porosité du granulat du fond définie comme le rapport entre le volume de l'espace vide qui est en principe occupé par l'eau et le volume total.

Le transport des sédiments est en mode équilibre lorsque le débit des sédiments charriés Q_s est égal à la capacité de transport Q_{cap} , sous l'hypothèse que l'échange entre le fond et la fraction des sédiments dans le transport est instantanée. Les changements hydrauliques rapides dans un petit tronçon engendrent des effets de retard spatial ou temporel importants, qui donnent lieu au mode transport hors équilibre (Huang & Greimann, 2010).

Le modèle SRH-1D 2.6 permet de tenir compte de ces effets en utilisant la solution analytique de l'équation (2.69).

$$\frac{dQ_s}{dx} = Q \frac{dC}{dx} = (V_e - V_d)W \quad 2.69$$

Où Q_s est le débit de transport des sédiments, C la concentration volumique de la phase solide définie comme le rapport entre le volume des sédiments et le volume du mélange, W la largeur de la section sujette à l'érosion ou à la déposition, V_e la vitesse d'érosion et V_d la vitesse de déposition.

L'intégration de l'équation (2.69) entre deux sections transversales successives i et $i - 1$ donne la relation :

$$C_i = C_i^* + (C_{i-1} - C_i^*) \exp\left(-\frac{V_{di}W_i\Delta x}{Q_i}\right) \quad 2.70$$

Où $C_i^* = V_{ei}/V_{di}$ est la concentration relative à la capacité de transport des sédiments, Δx la longueur du tronçon et i est un index de la section dont la valeur augmente de l'amont vers l'aval.

La vitesse d'érosion et de déposition pour les sédiments non cohésifs sont données par les relations:

$$V_e = \frac{Q_{tot}^*}{WL_{tot}} \quad 2.71$$

$$V_d = \frac{Q}{WL_{tot}} \quad 2.72$$

Où V_e est la vitesse d'érosion des sédiments, V_d la vitesse de déposition des sédiments, L_{tot} la longueur d'adaptation pour la charge sédimentaire totale, Q_{tot}^* la capacité de transport total des sédiments et Q le débit liquide.

La relation de Greimann et al. (2008) est utilisée dans le modèle SRH 1-D 2.6 pour le calcul de la longueur d'adaptation pour la charge sédimentaire totale:

$$L_{tot} = f_s L_b + (1 - f_s) \frac{Q}{\alpha W w_s} \quad 2.73$$

Où L_b est la longueur d'adaptation pour le charriage de fond, α le facteur de masquage et le paramètre f_s exprime la fraction de la charge en suspension par rapport à la charge totale, W la largeur de la section sujette à l'érosion ou à déposition et w_s la vitesse de sédimentation.

Le concept de la largeur d'adaptation pour la charge sédimentaire de fond, L_b , proposé par Holly et Rahuel (1990) est retenu pour le modèle SRH 1-D 2.6:

$$L_b = b_L h \quad 2.74$$

Où b_L est un coefficient sans dimension défini par l'utilisateur et h est la profondeur moyenne de la section.

La fraction de la charge en suspension f_s est une fonction de l'exposant pour la suspension, Z (Greimann et al., 2008) :

$$f_s = \min(1; 2.5e^{-Z}) \quad 2.75$$

Les paramètres α et L_b contrôlent le débit pour lequel la concentration approche la capacité de transport des sédiments. Les grandes valeurs du facteur de masquage α ou les faibles valeurs de L_b indiquent que la concentration atteint la capacité de transport plus rapidement (Huang & Greimann, 2010).

Galappati et al. (1985) et Armanini et al. (1988) montrent que le facteur de masquage α dépend du rapport entre la vitesse de sédimentation et la hauteur relative de rugosité.

L'étude sur l'influence du paramètre de masquage α sur la capacité de transport montre que si le diamètre d devient grand, la concentration C_i tend vers la concentration C_i^* (C. T. Yang & Simões, 2002). Le cas de déposition représente la situation dans laquelle il y a une perte subite de la capacité de transport ($C_i^* = 0$) pour une condition d'équilibre amont ($C_{i-1} = C_{i-1}^*$). Le cas d'érosion représente une soudaine augmentation de la capacité de transport ($C_i^* > 0$) et les concentrations C_{i-1} et C_{i-1}^* sont égales à zéro.

Les effets de non-équilibre sont accrus pour les particules fines et diminuent quand le facteur de masquage α augmente pour le cas d'érosion tandis qu'ils tendent à diminuer avec l'augmentation de la taille des particules et le facteur de recouvrement α (C. T. Yang & Simões, 2002)

Pour le transport des sédiments cohésifs, le modèle SRH 1-D 2.6 propose la relation (Huang & Greimann, 2010):

$$\frac{dQ_s}{dx} = (V_e - V_d C)W + \frac{dQ}{dx} \tilde{C} \quad 2.76$$

Où V_e et V_d sont respectivement la vitesse d'érosion et la vitesse de déposition, C la concentration des sédiments cohésifs et $\tilde{C}$ une fraction de concentration volumétrique définie par l'utilisateur du modèle.

La résolution de l'équation (2.76) peut donner lieu à deux solutions selon que la vitesse d'érosion ou la vitesse de déposition s'annule. Ainsi on a l'équation (2.77) comme solution dans le cas où seule l'érosion est considérée, et l'équation (2.78) dans le cas où seule la déposition est considérée (Huang & Greimann, 2010):

$$C_i = C_{i-1} + \frac{V_e W \Delta x}{Q} + \frac{\Delta Q}{Q} \tilde{C} \quad 2.77$$

$$C_i = C_{i-1} \exp\left(-\frac{V_d W \Delta x}{Q}\right) + \frac{\Delta Q}{Q} \tilde{C} \quad 2.78$$

2.5.2 Équation de diffusion-convection

Les modèles de convection-diffusion sont couramment employés pour effectuer les études d'impacts et leurs applications nécessitent des méthodes numériques de résolution. Pour simuler la variation de la concentration des sédiments en suspension en régime non permanent, l'équation

de convection-diffusion avec le terme source pour l'érosion ou le terme puits pour la déposition des sédiments est utilisée dans le modèle SRH 1-D 2.6 (Huang & Greimann, 2010):

$$\frac{\partial AC}{\partial t} + \frac{\partial \xi QC}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D_x A \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \Omega \quad 2.79$$

Où C est la concentration moyenne des sédiments en suspension, A l'aire de la section, Q le débit de l'écoulement, D_x le coefficient de diffusion dans la direction de l'écoulement, ξ la vitesse des sédiments par rapport à l'eau et Ω un terme source pour l'érosion ou le terme puits pour la déposition des sédiments. Le terme source pour l'érosion ou le terme puits pour la déposition est donné par la relation :

$$\Omega = (V_e - \xi V_d C) W \quad 2.80$$

Où V_e est la vitesse d'érosion des sédiments, V_d la vitesse de déposition des sédiments, C la concentration moyenne des sédiments en suspension, W la largeur du canal sujette à l'érosion ou à la déposition et ξ la vitesse des sédiments par rapport à l'eau.

Le modèle SRH-1D 2.6 utilise les formules développées par Greimann et al. (2008) pour évaluer la vitesse des sédiments par rapport à l'eau. La vitesse des sédiments par rapport à l'eau est ainsi déterminée selon le mode de transport des sédiments (Huang & Greimann, 2010). Pour le transport des sédiments en suspension, le modèle propose la relation :

$$\xi_s = 1 + \frac{u_*}{2KU} [1 - \exp(2,7z)] \quad 2.81$$

Où ξ_s est la vitesse des sédiments en suspension par rapport à l'eau, u_* la vitesse de cisaillement, U la vitesse moyenne de l'écoulement et K la constante de Von Karman qui est égale à 0,4. Le paramètre de la suspension z est défini par la relation :

$$z = \min \left(1, \frac{w_s}{Ku_*} \right) \quad 2.82$$

Où w_s est la vitesse de chute des sédiments, u_* la vitesse de cisaillement et K la constante de Von Karman.

Pour le transport des sédiments en charriage, le modèle propose la relation :

$$\xi_b = \frac{u_*}{U} \frac{1,1\phi^{0,17} [1 - \exp(-5\phi)]}{\sqrt{\theta_r}} \quad 2.83$$

Où ξ_b est la vitesse des sédiments charriés par rapport à l'eau, u_* la vitesse de cisaillement, U la vitesse moyenne de l'écoulement et θ_r un paramètre de référence de Shields. Le paramètre ϕ est défini par la relation :

$$\phi = \min\left(2\theta, \frac{\theta}{\theta_r}\right) \quad 2.84$$

Où $\theta = \tau_g / \gamma(s - 1)d_i$ est la contrainte adimensionnelle de Shields, τ_g la contrainte de cisaillement associée à la résistance des grain, s la densité relative des sédiments et θ_r le paramètre de référence de Shields qui est égale à 0,035 par défaut dans le modèle (Huang & Greimann, 2010).

Pour remédier au problème de discontinuité entre le charriage de fond et la charge en suspension, le modèle SRH 1-D retient la valeur maximale entre la vitesse relative des sédiments en charriage et la vitesse relative des sédiments en suspension :

$$\xi = \max(\xi_b, \xi_s) \quad 2.85$$

La relation utilisée pour le coefficient de diffusion est celui proposée Fischer et al.(1979) :

$$D = K_x \frac{W^2 U^2}{H u_*} \quad 2.86$$

Où H est profondeur moyenne, W la largeur du canal, U la vitesse moyenne de l'écoulement, u_* la vitesse de cisaillement et K_x un paramètre dont la valeur est définie par l'utilisateur du modèle. Fischer et al. (1979) recommande d'utiliser la valeur de 0,011 pour K_x .

Pour tenir compte de la loi de conservation de la masse, l'équation différentielle (2.79) est transformée en une équation intégrale :

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_x CA \, dx + \sum_f (\xi \theta C) = \sum_f (DA \nabla C) + \int_x \Omega \, dx \quad 2.87$$

Où $\sum_f$ indique la somme sur toutes les cellules limites où les débits ou les gradients sortant le volume de contrôle sont définis comme positifs et ceux entrant dans le volume de contrôle comme négatifs.

Le terme non permanent est intégré autour de l'aire de la section et la méthode implicite d'Euler est appliquée pour le temps de marche.

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_x C A dx = \frac{\Delta C_P}{\Delta t} \cdot A_P \cdot \Delta x_P \quad 2.88$$

Où $\Delta C_P = C_P^n - C_P^{n-1}$, Δx_P est la longueur de la grille A_P . L'exposant $n - 1$ et n indiquent respectivement les étapes correspondant au temps précédent et au temps courant de calcul.

Le modèle SRH 1-D 2.6 utilise la méthode de Lax-Wendroff TVD («Total Variation Diminishing») pour discrétiser le terme convectif. Le schéma TVD est un schéma de deuxième ordre pour les régions lisses mais devient le schéma de premier ordre près des discontinuités pour éviter les oscillations des résultats numériques (Huang & Greimann, 2010). La méthode consiste à supprimer le terme de correction dans la méthode originale de Lax-Wendroff quand les discontinuités apparaissent. Tannehill et al. (1997) donnent une présentation détaillée de la méthode de Lax-Wendroff TVD.

Les valeurs des variables aux centres des sections avoisinantes de la section courante de calcul sont utilisées dans l'approximation du terme convectif :

$$\sum_f (\xi Q C) = (\xi Q C)_e - (\xi Q C)_w \quad 2.89$$

Où e dénote la face entre les cellules P et E , w dénote la face entre les cellules P et W . L'application de la méthode de Lax-Wendroff TVD donne :

$$(\xi Q C)_e = \frac{1}{2} [(\xi Q)_e (C_P + C_E) - W_e (C_E - C_P)] \quad 2.90$$

Où le paramètre W_e est donné par la relation :

$$W_e = |(\xi Q)_e| [(1 - \psi) + \psi C_r |(\xi Q)_e|] \quad 2.91$$

Où $C_r = (\xi Q)_e \Delta t / A_P \Delta x_P$, ψ est un limiteur de flux qui est calculé par la relation :

$$\psi = \max[0; \min(2, 2r; (1 + r)/2)] \quad 2.92$$

$$r = \frac{C_E - C_P}{C_{i1} - C_{i2}} \quad 2.93$$

Où $i_1 = P$ et $i_2 = W$ si Q_e est positive.

L'équation (2.91) est l'équation de limiteur de flux MSCL de Van Lee (Van Leer, 1979). Si ψ est égale à l'unité, alors le schéma de Lax-Wendroff devient à précision de second ordre. Si ψ est nulle, alors le schéma de Lax-Wendroff devient à précision de premier ordre. L'application de la

méthode de Crank-Nicolson permet d'obtenir une précision de second ordre dans le temps, mais ce schéma est conditionnellement stable (Huang & Greimann, 2010). Pour le schéma de Crank-Nicolson, le terme convectif $(\xi QC)_e$ peut être exprimé par la relation :

$$(\xi QC)_e = \frac{1}{2}(Q_e + W_e)(C_P^{n-1} + \theta \Delta C_P) + \frac{1}{2}(Q_e - W_e)(C_E^{n-1} + \theta \Delta C_E) \quad 2.94$$

Où θ est un facteur de pondération qui varie entre 0 et 1,0. La valeur θ doit être supérieure à 0,5 pour que la stabilité inconditionnelle soit garantie.

Pour discréditer le terme de diffusion, le modèle applique la méthode à schéma différentielle centré «Central Differential Scheme» dans l'espace dans un premier lieu et la méthode de Crank-Nicolson dans le temps en second lieu (Huang & Greimann, 2010).

Le terme source provenant de l'érosion et de la déposition nette dans la direction de l'écoulement est obtenu en additionnant la contribution résultant du terme de diffusion et du terme convectif.

Finalement le logiciel SRH 1-D 2.6 résout la matrice de l'équation (2.87) en utilisant l'algorithme de Thomson par un solveur d'une matrice tri-diagonale.

CHAPITRE 3 MODÉLISATION HYDROSÉDIMENTAIRE UNIDIMENSIONNELLE

De nombreux modèles de transport sédimentaire ont été développés dans le temps et exploitent, de façon plus ou moins satisfaisante, les processus hydrodynamiques des écoulements ainsi que les propriétés des sédiments. Le recours à la modélisation numérique du transport des sédiments devient de plus en plus incontournable eu égard aux avantages qu'elle procure pour la rapidité des calculs. Pour simuler la propagation des sédiments en suspension dans la Rivière-aux-Sables, le modèle unidimensionnel SRH 1-D 2.6 a été utilisé.

Le logiciel hydro-sédimentaire SRH 1-D 2.6 (Sedimentation and River Hydraulics), développé par l'« U.S. Bureau of Reclamation », permet de modéliser la propagation des écoulements dans les rivières et le transport des sédiments. Le modèle numérique SRH est retenu pour ce projet, car il intègre le concept diffusion-dispersion nécessaire à l'analyse des problèmes de transport des sédiments en suspension en écoulement non-permanent. Son potentiel énorme réside dans le fait qu'il est capable de simuler et prédire dans un réseau hydrographique le transport des sédiments cohésifs ou non cohésifs ainsi que le changement morphologique des sections inhérentes, sous l'influence des phénomènes de la nature ou des activités de l'homme. Pour analyser la propagation de la charge sédimentaire en mode équilibre ou hors équilibre, le modèle SRH 1-D 2.6 intègre les phénomènes d'agrégation, de déposition et d'érosion des sédiments ainsi que les processus de tri granulométrique et de pavage dans le lit d'un canal. Ce chapitre présente quatre modèles numériques unidimensionnelles (FLDWAV, HEC-RAS, MIKE 11, SRH 1-D) développés récemment et utilisés pour la simulation de la propagation des écoulements couplés ou non au transport des sédiments dans les rivières. Nous insistons sur la présentation des schémas numériques adoptés par ces modèles, dans la mesure où la compréhension des paramètres intervenant dans les équations qui conceptualisent les processus à modéliser constitue la clé de base vers une meilleure optimisation des résultats.

3.1 Méthodes numériques de résolution des équations du mouvement

Le modèle de Saint-Venant est le modèle le plus utilisé pour effectuer une modélisation en régime non permanent des écoulements à surface libre. Il apparaît sous deux formes fondamentales si l'on considère ses variables d'état: la forme conservative et la forme non

conservative. Les deux formes diffèrent principalement dans le fait que la forme conservative utilise la variable débit pour traiter le mouvement de la propagation du fluide tandis que la forme non conservative utilise la variable primitive vitesse. La forme conservative des équations de Saint-Venant reflète directement le principe général de la conservation de la masse et de la quantité de mouvement sur un volume de contrôle. La forme non conservative n'est pas recommandée là où les solutions discontinues sont possibles comme les changements brutaux dans le canal ou les ressauts hydrauliques (Ancy, 2010).

Il existe plusieurs méthodes de discrétisation des équations de Saint-Venant, dont les trois plus utilisées sont la méthode aux différences finies, la méthode aux volumes finies et la méthode aux éléments finis. La discrétisation consiste à diviser le domaine de calcul en éléments jointifs ou mailles et à approximer les équations aux dérivées par des équations algébriques ayant des inconnues les valeurs des fonctions à calculer aux nœuds du maillage.

Outre la stratégie de résolution, le choix des conditions initiales et les conditions aux limites peut conditionner la stabilité, la précision et la vitesse de la convergence de la solution numérique (Ancy, 2010). On distingue deux types de schémas classiques :

- Schéma explicite où l'on exprime que ce qui se passe au temps $t + \Delta t$ ne dépend uniquement que du passé au temps t . L'inconvénient est que le schéma est instable si Δt est choisi trop grand. Pour obtenir une solution stable, il est toujours nécessaire, bien qu'insuffisante, de respecter la condition de Courant, Friedrichs et Lewy (Liggett & Cunge, 1975) :

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{(|U|+c)} \quad \text{Équation 3.1}$$

Où U est la vitesse moyenne, $c = \sqrt{gh}$ est la célérité de l'onde, Δx et Δt sont respectivement les pas de distance et de temps de calcul.

- Schéma implicite où l'on exprime que ce qui se passe au point x et au temps $t + \Delta t$ dépend du passé immédiat dans le voisinage de x et aussi du voisinage de x au temps $t + \Delta t$. Cette méthode permet de s'affranchir de la condition de Courant et est largement utilisée dans les codes numériques (HEC-RAS 4.1[U.S.Army Corps of Engineers 2008], MIKE 11[Danish Hydraulic Institute 2007], FLDWAV[Fread et Lewis 1998], SRH-1D 2.6[Environmental Protection Agency et Bureau of Reclamation 2011]).

Le concept des courbes caractéristiques mises au point par Monge (1789) est également très utile pour la compréhension de la propagation des ondes dans un cours d'eau et le développement des conditions aux limites pour la méthode explicite de différence finie (Chaudhry, 2008).

3.2 Modèle NWS FLDWAV

Le logiciel FLDWAV a été développé par le «National Weather Service (NWS) de l'U.S. Department of Commerce» (Fread & Lewis, 1998). Le développement de ce logiciel est le résultat de la combinaison des logiciels DAMBRK et DWOPER. Il est utilisé dans la modélisation hydrodynamique unidimensionnelle pour simuler la propagation des écoulements dans les cours d'eau. Il est capable d'effectuer des calculs sur la modélisation des processus de l'écoulement dont les principaux sont :

- calcul des écoulements en régime permanent ou non permanent dans un réseau de cours d'eau;
- calcul d'une onde de crue générée par la formation d'une brèche durant la rupture d'un barrage;
- création des sections fictives par interpolation entre deux sections réelles;
- réalisation des sections avec un coefficient de Manning variable;
- calcul de l'effet du vent;
- calcul des zones non actives d'un canal;
- modification des paramètres dynamiques et de diffusion;
- utilisation d'un fluide newtonien et non-newtonien;

Pour le modèle FLDWAV, les équations de Saint-Venant sont exprimées sous la forme conservative (Fread, 1974b) avec des termes additifs pour tenir compte des effets de contraction ou d'expansion (Fread, 1978), de la sinuosité du cours d'eau (Fread, 1988), des apports latéraux (Strelkoff, 1969) et des liquides non-newtoniens (DeLong, 1989):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial s_{co}(A+A_d)}{\partial t} = q_l \quad 3.2$$

$$\frac{\partial(s_m Q)}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2/A)}{\partial t} + gA \left(\frac{\partial A}{\partial x} + S_f + S_e + S_i \right) + L + W_f B = 0 \quad 3.3$$

Où Q est le débit de l'écoulement, A et A_d représentent respectivement l'aire active et l'aire inactive de la section transversale, s_m et s_{co} les facteurs de sinuosité du canal qui varient en fonction de l'élévation du niveau de l'eau, q_l le débit latéral de l'écoulement, β le coefficient dynamique pour la distribution des vitesses, S_f la pente de friction, S_e la pente due aux effets de contraction ou d'expansion, S_i la pente additionnelle de friction associée à la viscosité interne des liquides non-newtoniens tels que l'écoulement chargé des boues et des débris, B la largeur miroir du canal, L un terme dû à l'effet dynamique des apports latéraux et W_f un facteur d'effet de la résistance au vent à la surface de l'écoulement.

Pour tirer profit de la stabilité du modèle de diffusion et de conserver la précision du modèle dynamique, Fread et al. (1996) développent une technique appelée «Local Partial Inertial» qui utilise un filtre numérique σ . Le filtre numérique σ modifie l'extension de la contribution des termes d'inertie dans l'équation de la conservation de la quantité du mouvement :

$$\sigma \left[\frac{\partial(s_m Q)}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2/A)}{\partial t} \right] + gA \left(\frac{\partial A}{\partial x} + S_f + S_e + S_i \right) + L + W_f B = 0 \quad 3.4$$

$$\sigma = \begin{cases} 1,0 - F_r^m & \text{si } (F_r \leq 1,0; m \geq 1) \\ 0 & \text{si } F_r > 1,0 \end{cases} \quad 3.5$$

Où F_r est le nombre de Froude.

En utilisant ce filtre numérique, le modèle FLDWAV change automatiquement du modèle dynamique au modèle de diffusion quand le nombre de Froude F_r approche l'unité pour garantir la stabilité du schéma numérique.

Pour résoudre les équations de Saint-Venant, le modèle FLDWAV utilise un schéma implicite de différence finie à quatre points. Ce schéma a été utilisé pour la première fois par Preissmann (1961) et discrédite les équations de la manière suivante :

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial \psi_i^{j+1} + \partial \psi_{i+1}^{j+1} - \partial \psi_i^j - \psi_{i+1}^j}{2\Delta t_j} \quad 3.6$$

$$\frac{\partial \psi}{\partial x} = \theta \left[\frac{\partial \psi_{i+1}^{j+1} - \partial \psi_i^{j+1}}{\Delta x_i} \right] + (1 - \theta) \left[\frac{\partial \psi_{i+1}^j - \partial \psi_i^j}{\Delta x_i} \right] \quad 3.7$$

$$\psi = \theta \left[\frac{\partial \psi_i^{j+1} + \partial \psi_{i+1}^{j+1}}{2} \right] + (1 - \theta) \left[\frac{\partial \psi_{i+1}^j + \partial \psi_i^j}{2} \right] \quad 3.8$$

Où θ est le coefficient de pondération, x la distance longitudinale le long du canal, i et j les indices respectivement pour le pas de distance et le pas de temps de calcul. ψ constitue les variables telles que : Q, A, V, B, h .

Pour obtenir une précision des calculs, Fread (1974a) recommande d'utiliser le facteur de pondération θ d'une valeur comprise entre 0,55 et 0,6. Le modèle FLDWAV ne permet pas de calculer le transport des sédiments dans un cours d'eau.

3.3 Modèle HEC-RAS 4.1

Le modèle HEC-RAS 4.1 est un logiciel de modélisation hydrodynamique unidimensionnel développé par l'«U.S. Army Corps of Engineers» (U.S. Army Corps of Engineers, 2008). Il est capable d'effectuer des simulations de la propagation des écoulements dans les cours d'eau par :

- le calcul des écoulements permanents et non permanents dans un réseau de cours d'eau;
- le calcul de transport des sédiments et le changement morphologique d'un canal mobile;
- l'analyse de la qualité de l'eau et prise en compte du couvert de glace.

Ce logiciel est capable de modéliser des ouvrages hydrauliques tels que les ponceaux, les déversoirs, les digues, les évacuateurs de crue et les ponts qui se trouvent dans un tronçon du cours d'eau. Il permet de réaliser des sections transversales avec un coefficient de Manning variable, de différencier les zones actives et non actives dans un canal et de créer des sections transversales interpolées.

Le modèle HEC-RAS 4.1 utilise les équations dérivées par Barkau (1982) pour calculer les écoulements en régime non permanent à partir du concept de la séparation de l'écoulement dans le lit mineur et dans les plaines inondables initialement proposé par Fread (1976) et Smith (1978). Ainsi les équations de Saint-Venant sont réécrites sous la forme :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(\Phi Q)}{\partial x_c} + \frac{\partial[(1-\Phi)Q]}{\partial x_f} = 0 \quad 3.9$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\Phi^2 Q^2 / A_c)}{\partial x_c} + \frac{\partial[(1-\Phi)^2 Q^2 / A_f]}{\partial x_f} + g A_c \left[\frac{\partial z}{\partial x_c} + S_{fc} \right] + g A_f \left[\frac{\partial z}{\partial x_f} + S_{ff} \right] = 0 \quad 3.10$$

$$\Phi = \frac{K_c}{(K_c + K_f)} \quad 3.11$$

$$Q_c = \Phi Q \quad 3.12$$

Où $Q_c = \Phi Q$ est le débit de l'écoulement dans le lit mineur, Q le débit total de l'écoulement, K_c la débitance de l'écoulement dans le lit mineur et K_f la débitance de l'écoulement dans les plaines inondables.

La résolution numérique des équations de Saint-Venant dans le logiciel HEC-RAS 4.1, utilise le schéma implicite de différence finie basé sur une technique de linéarisation développée par Preissmann (Liggett & Cunge, 1975).

3.4 Modèle MIKE 11

Le modèle MIKE 11 est un logiciel développé par le «Danish Hydraulic Institute Water and Environnement » pour modéliser les écoulements permanents et non permanents, la qualité de l'eau et le transport des sédiments dans les estuaires, dans les rivières, dans les canaux artificielles (Danish Hydraulic Institute, 2007). Il est un modèle hydrodynamique unidimensionnel qui comporte plusieurs modules pour simuler la propagation des écoulements :

- calcul sur les précipitations et le ruissellement;
- calcul sur la prévision des inondations;
- calcul portant sur l'advection-dispersion;
- calcul du transport des sédiments (les critères de mise en mouvement, morphologie du lit, propagation des sédiments cohésifs et non cohésifs);
- calcul sur les ouvrages hydrauliques tels que les ponts, les barrages, les ponceaux, les déversoirs, les évacuateurs de crue et les pompes;
- calcul sur différents aspects de la qualité de l'eau.

Le modèle MIKE 11 est utilisé dans la résolution des problèmes d'hydrologie et d'hydraulique fluviale dans la mesure où il permet d'exploiter 3 approches :

- approche d'onde dynamique qui utilise l'équation dynamique complète de Saint-Venant;

- approche d'onde diffusive qui modélise seulement le frottement de fond, la force de gravité et le terme pour le gradient hydrostatique dans l'équation de la conservation de la quantité du mouvement;
- approche d'onde cinématique qui exploite l'hypothèse d'un équilibre entre les forces de frottement et les forces de gravité.

Dans le modèle MIKE 11, l'équation de la conservation de la quantité du mouvement utilise la formulation de Chezy pour le calcul des pertes de friction :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0 \quad 3.13$$

Où C est le coefficient de Chézy, Q le débit de l'écoulement, A l'aire de la section d'écoulement, β un coefficient dynamique de distribution des vitesses et R le rayon hydraulique du canal.

Pour assurer une meilleure stabilité des propriétés de la solution numérique pour différents régimes d'écoulement, une équation modifiée pour la conservation de la quantité du mouvement est implémentée dans le modèle MIKE 11 :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \sigma \frac{\partial \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0 \quad 3.14$$

Où σ est le facteur de suppression du terme convective qui est donné par les relations:

$$\sigma = \begin{cases} 1 - F_r^2 & \text{si } F_r \leq 1 \\ 0 & \text{si } F_r > 1 \end{cases} \quad 3.15$$

Où F_r est le nombre de Froude.

Dans le modèle MIKE 11, la résolution des équations de Saint-Venant est basée sur le schéma implicite de différence finie développé par Abbott et Ionescu (1967). L'utilisation du schéma implicite de différence finie à 6 points centré d'Abbot permet d'approximer les termes de l'équation de continuité de la manière suivante :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \approx \frac{\frac{(Q_{j+1}^{n+1} + Q_{j+1}^n)}{2} - \frac{(Q_{j-1}^{n+1} + Q_{j-1}^n)}{2}}{\Delta 2x_j} \quad 3.16$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} \approx \frac{h_j^{n+1} - h_j^n}{\Delta t} \quad 3.17$$

$$b_s \approx \frac{A_{o,j} + A_{o,j+1}}{\Delta 2x_j} \quad 3.18$$

Où $2x_j$ désigne la distance entre deux sections transversales consécutives, les indices n et j signifient respectivement le temps courant et la section courante.

Pour les termes de l'équation de la conservation de la quantité du mouvement, l'approximation par le schéma implicite de différence finie à 6 points centré d'Abbot donne les expressions suivantes:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \approx \frac{Q_j^{n+1} - Q_j^n}{\Delta t} \quad 3.19$$

$$\frac{\partial \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} \approx \frac{\left[\beta \frac{Q^2}{A} \right]_{j+1}^{n+1/2} - \left[\beta \frac{Q^2}{A} \right]_{j-1}^{n+1/2}}{\Delta 2x_j} \quad 3.20$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} \approx \frac{\frac{(h_{j+1}^{n+1} + h_{j+1}^n)}{2} - \frac{(h_{j-1}^{n+1} + h_{j-1}^n)}{2}}{\Delta 2x_j} \quad 3.21$$

$$Q^2 \approx \theta Q_j^{n+1} Q_j^n - (\theta - 1) Q_j^n Q_j^n \quad 3.22$$

Où Q est le débit de l'écoulement, h la profondeur de l'écoulement, θ le paramètre de pondération, β un coefficient dynamique pour la distribution des vitesses et A l'aire de la section d'écoulement.

3.5 Modèle SRH 1-D 2.6

Le modèle SRH 1-D est modèle numérique développé par l'«U.S. Bureau of Reclamation» pour simuler le transport des sédiments cohésifs et non cohésifs dans les écoulements fluviaux ainsi que les changements morphologiques des rivières dues à l'intervention humaine ou à l'influence de la nature. Il s'agit d'un modèle hydrodynamique unidimensionnel capable d'effectuer de multiples calculs liés à la propagation des écoulements :

- calcul sur les écoulements permanents et non permanents, uniformes et non uniformes;
- transport des sédiments en régime d'écoulement permanent et non permanent;
- calcul de la capacité de transport des sédiments non cohésifs;

- calcul du transport des sédiments cohésifs en régime d'agrégation, de déposition, d'érosion et de consolidation;
- calcul du changement morphologique du lit d'un cours d'eau, calcul du pavage et du tri granulométrique dans le lit;
- utilisation des conditions limites internes telles que les courbes de tarages, les tables du débit en fonction du temps, les déversoirs, les ponts et les vannes radiales.

Le modèle numérique SRH 1-D 2.6 utilise une grille décalée pour discrétiser les équations de Saint-Venant où les points de calcul de la variable «débit d'écoulement» alternent avec les points de calcul de la variable «aire d'écoulement» (Huang & Greimann, 2010). Dans la grille de discrétisation, la variable «aire d'écoulement» est placée aux sections tandis que la variable «débit d'écoulement» est placée au milieu de deux sections consécutives. Les termes de l'équation de continuité sont approximés en adoptant un schéma implicite de différence finie à trois points :

$$A_i^n + A_{di}^n - A_i^{n-1} - A_{di}^{n-1} = \frac{\Delta t}{\Delta x_i} (\bar{Q}_{i+1} - \bar{Q}_i) \quad 3.23$$

$$\bar{Q}_i = \theta Q_i^n + (1 - \theta) Q_i^{n-1} \quad 3.24$$

Où Q est le débit de l'écoulement, A et A_d représentent respectivement l'aire active et l'aire inactive de la section et θ le paramètre de pondération. Les indice n et i indiquent respectivement le temps courant et la section courante.

Les termes de l'équation du mouvement sont approximés en adoptant un schéma implicite de différence finie à cinq points :

$$Q_i^n - Q_i^{n-1} + \frac{\Delta t}{\Delta s_i} (\bar{F}_e - \bar{F}_w) = \Delta t g \frac{\bar{A}_i - \bar{A}_{i-1}}{2} \left(\frac{\bar{Z}_i - \bar{Z}_{i-1}}{\Delta s_i} - \bar{S}_{fi} \right) \quad 3.25$$

$$\bar{F}_e = \beta \frac{(\bar{Q}_i - \bar{Q}_{i+1})^2}{4\bar{A}_i} \quad 3.26$$

$$\bar{F}_w = \beta \frac{(\bar{Q}_i - \bar{Q}_{i-1})^2}{4\bar{A}_{i-1}} \quad 3.27$$

$$\bar{S}_{fi} = \frac{4\bar{Q}_i |\bar{Q}_i|}{(\bar{K}_i + \bar{K}_{i-1})^2} \quad 3.28$$

Où β est le coefficient dynamique de distribution des vitesses, S_f la pente de friction, K la débitance de l'écoulement, Δs_i la distance qui sépare les deux milieux des tronçons successifs et Z représente l'élévation du niveau de la surface de l'eau.

Pour garantir la stabilité du schéma numérique, le modèle SRH 1-D 2.6 offre deux options utilisant la méthode «Local Partial Inertial» pour simuler l'écoulement en régime torrentiel. L'utilisation de la méthode «Local Partial Inertial» (Fread & Lewis, 1998) consiste à multiplier les termes convectifs de l'équation dynamique du mouvement par un paramètre σ qui est une fonction du nombre de Froude :

$$\sigma \left[\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2/A)}{\partial x} \right] + gA \frac{\partial Z}{\partial x} = -gAS_f \quad 3.29$$

Pour le calcul du paramètre σ , le modèle SRH 1-D 2.6 utilise l'équation 3.30 du modèle FLDWAV (Fread & Lewis, 1998) ou l'équation 3.31 du modèle MIKE 11 (Danish Hydraulic Institute, 2007):

$$\sigma = \max(0; 1 - F_r^5) \quad 3.30$$

$$\sigma = \min(1; F_r^2) \quad 3.31$$

La relation fournit par le modèle FLDWV rend le schéma numérique plus stable tandis que la relation fournit par le modèle MIKE 11 rend le schéma numérique plus précis (Huang & Greimann, 2010).

Le modèle SRH 1-D 2.6 permet d'exporter le fichier HEC-RAS 4.1 qui contient les informations des caractéristiques géométriques et hydrauliques du tronçon à l'étude à savoir les données bathymétriques des sections transversales et les coefficients de Manning, les coefficients de contraction et d'expansion. Le modèle SRH 1-D 2.6 présente un avantage dans la mesure où il donne la possibilité de faire un choix entre les schémas numériques implémentés dans les modèles FLDWAV et MIKE 11 pour le calcul des écoulements en régime non permanent. Le modèle est caractérisé également d'une grande capacité à modifier aisément les paramètres de la résolution numérique raison pour laquelle nous l'avons choisi pour modéliser transport des sédiments en suspension dans la Rivière-aux-Sables.

CHAPITRE 4 RÉSULTATS ET DISCUSSION

Les simulations numériques de l'évolution de la concentration des sédiments en suspension dans la Rivière-aux-Sables ont été effectuées à l'aide du modèle hydro-sédimentaire SRH 1-D 2.6. Ce chapitre donne un récapitulatif des résultats de la modélisation de la Rivière-aux-Sables. Il décrit les conditions aux limites et les paramètres hydrauliques prises en compte, les scénarios simulés ainsi qu'une interprétation des résultats pour le modèle de la Rivière-aux-Sables.

4.1 Calibration du modèle permanent

L'étalonnage du modèle hydrodynamique en régime permanent a été effectué en considérant neuf débits variant entre 10 m³/s et 50 m³/s par l'intermédiaire du logiciel HEC-RAS 4.1. Les lignes d'eau issues de la calibration du coefficient de rugosité de Manning, nous ont été fournies sur un fichier HEC-RAS par l'entreprise GENIVAR, pour tous ces débits représentatifs de toute la gamme complète de fluctuation de débit de la Rivière-aux-Sables. Pour s'assurer de l'adéquation des résultats de simulation du modèle permanent de la rivière, nous avons utilisés le logiciel SRH 1-D 2.6 qui est un modèle numérique unidimensionnelle pour la propagation des écoulements et transport des sédiments en rivière. Cet outil de simulation des écoulements a été choisi du fait qu'il est un modèle numérique à base des concepts qui schématisent de façon adéquate les conditions d'écoulement prévalent au sein du tronçon à l'étude. De plus, il présente un avantage de par sa souplesse au niveau de la possibilité d'introduire aisément les données dans le modèle à travers un fichier Excel. La construction du modèle de la rivière dans le logiciel SRH-1D 2.6 consiste à définir les variables et les paramètres de tous les concepts hydrauliques et de transport des sédiments du modèle, pour tous les régimes d'écoulements dans un fichier Excel préétabli. Pour s'assurer que le modèle obtenu par la simulation avec HEC-RAS 4.1 est transposable dans le modèle SRH 1-D 2.6 utilisé pour la simulation de l'évolution de la concentration des sédiments en suspension, une comparaison de la ligne d'eau simulée par les deux modèles a été effectuée. Nous avons pris les mêmes données géométriques et les mêmes valeurs du coefficient de contraction, d'expansion et de rugosité de Manning utilisées dans le modèle HEC-RAS 4.1 en régime permanent pour chacun des débits considérés. La Rivière-aux-Sables étant en condition d'écoulement fluvial, un niveau d'élévation est choisi comme condition frontière aval pour la simulation en régime permanent. Le niveau d'eau en aval de la rivière est maintenu constant à 140,2m par l'opérateur du barrage Joseph-Perron quel que soit le débit transitant dans la rivière.

Pour la condition frontière amont, un débit a été spécifié comme variable d'entrée du modèle pour chaque simulation. Le débit en amont est régulé par les barrages Pibrac-Est et Pibrac-Ouest qui turbinent les eaux du lac Kénogami.

La figure (4-1) montre la courbe comparative des deux modèles numériques de simulation pour un débit de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ transitant dans la Rivière-aux-Sables. On observe une différence nette du niveau de la ligne d'eau d'environ 18 mm. Pour un débit de $10 \text{ m}^3/\text{s}$, la vitesse maximale observée le long du tronçon est égale à 2,22 m/s. Plusieurs hauteurs critiques s'observent en différentes sections du tronçon et varient de 0,48 m à 1,34 m.

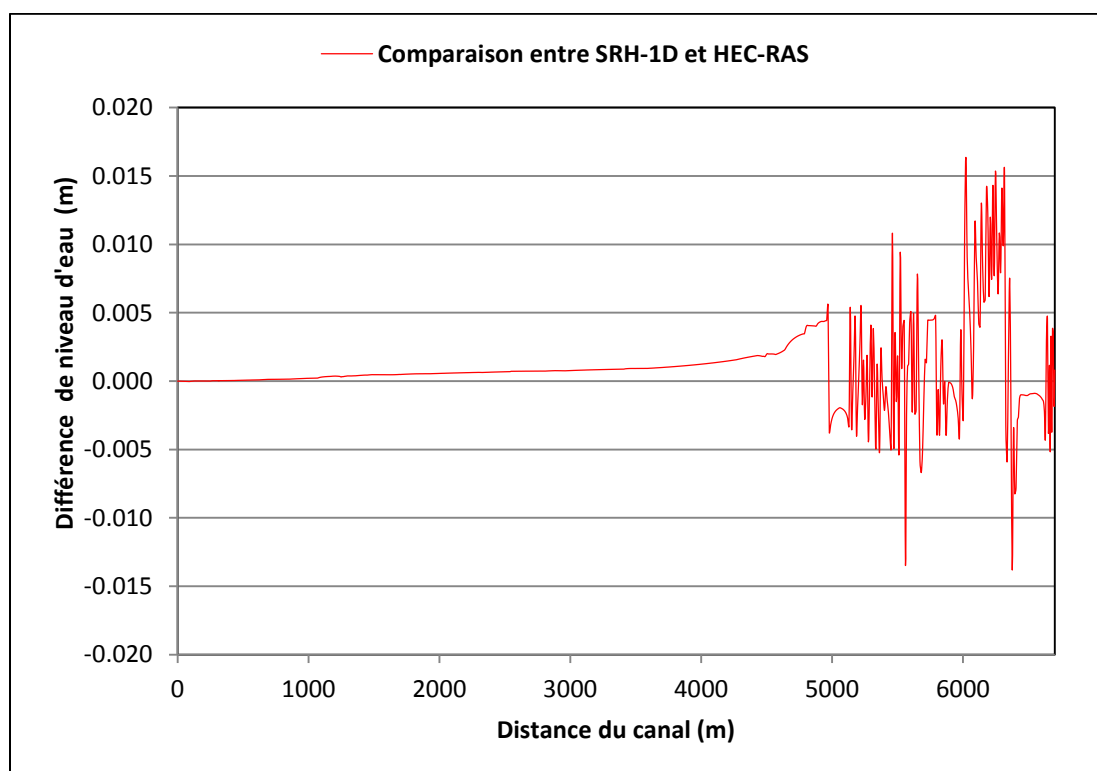


Figure 4-1: Comparaison des profils d'eau entre SRH-1D et HEC-RAS pour $Q=10 \text{ m}^3/\text{s}$

La figure (4-2) présente la courbe comparative des deux modèles numériques de simulation pour un débit de $15 \text{ m}^3/\text{s}$ transitant dans la rivière. On observe une différence nette du niveau de la ligne d'eau d'environ 18 mm sur le graphique et les oscillations de la courbe remontent un peu de l'aval vers l'amont. Pour un débit de $15 \text{ m}^3/\text{s}$, la vitesse maximale observée le long du tronçon est

égale à 2,36 m/s. Les hauteurs critiques observées en différentes sections du tronçon varient de 0,56 m à 1,62 m.

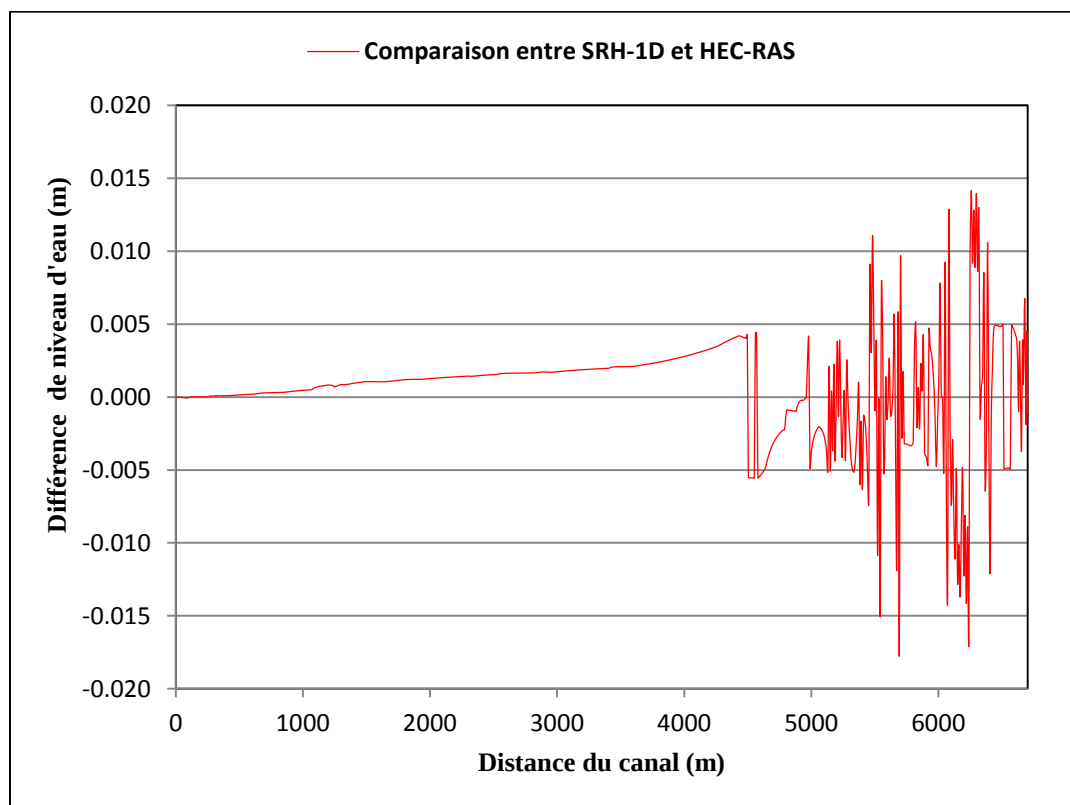


Figure 4-2 : Comparaison des profils d'eau entre SRH-1D et HEC-RAS pour $Q=15 \text{ m}^3/\text{s}$

La comparaison entre les deux modèles numériques de simulation pour un débit de $20 \text{ m}^3/\text{s}$ transitant dans la rivière est représentée sur la figure (4-3). On observe une différence nette du niveau de la ligne d'eau d'environ 18 mm comme précédemment mais avec un peu plus d'oscillation vers l'amont. La vitesse maximale observée le long du tronçon est égale à 2,56 m/s et les hauteurs critiques varient de 0,59 m à 1,85 m.

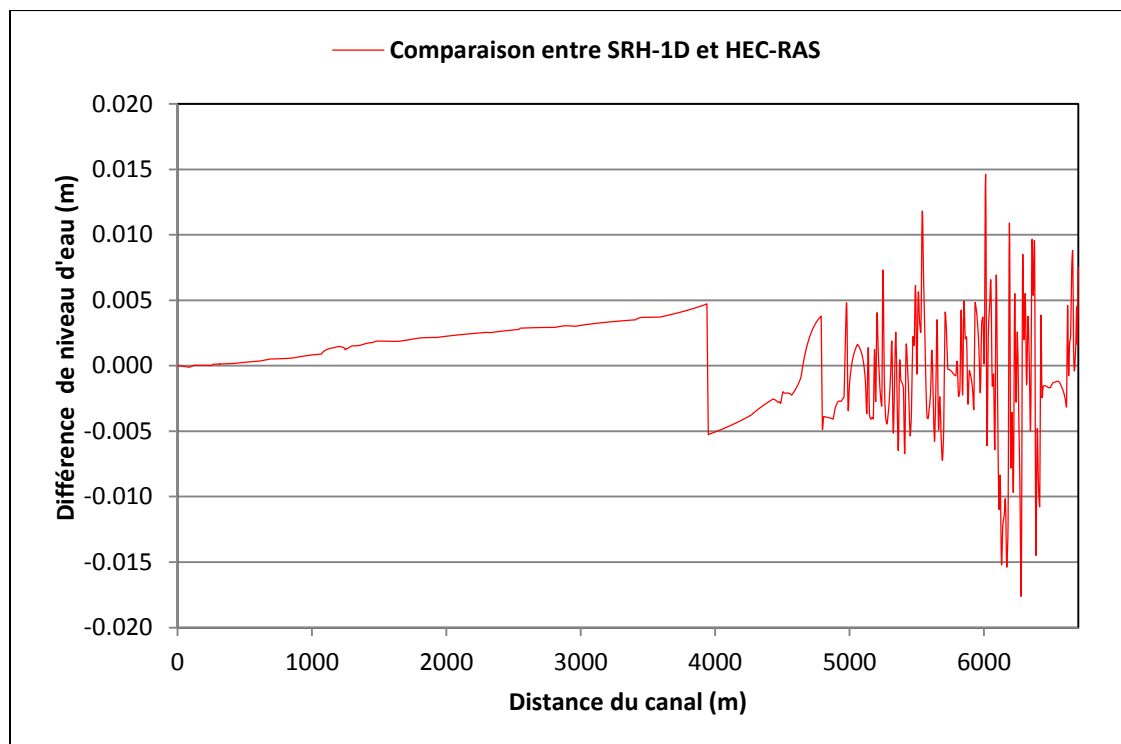


Figure 4-3: Comparaison des profils d'eau entre SRH- 1D et HEC-RAS pour $Q=20 \text{ m}^3/\text{s}$

La figure (4-4) illustre la comparaison entre les deux modèles numériques de simulation pour un débit de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ transitant dans la rivière. On observe une différence nette du niveau de la ligne d'eau d'environ 21 mm et les oscillations de la courbe s'étendent de l'aval en amont. Pour un débit de $25 \text{ m}^3/\text{s}$, la vitesse maximale observée le long du tronçon est égale à 2,68 m/s. Les hauteurs critiques observées en différentes sections du tronçon et varient de 0,71 m à 2,15 m.

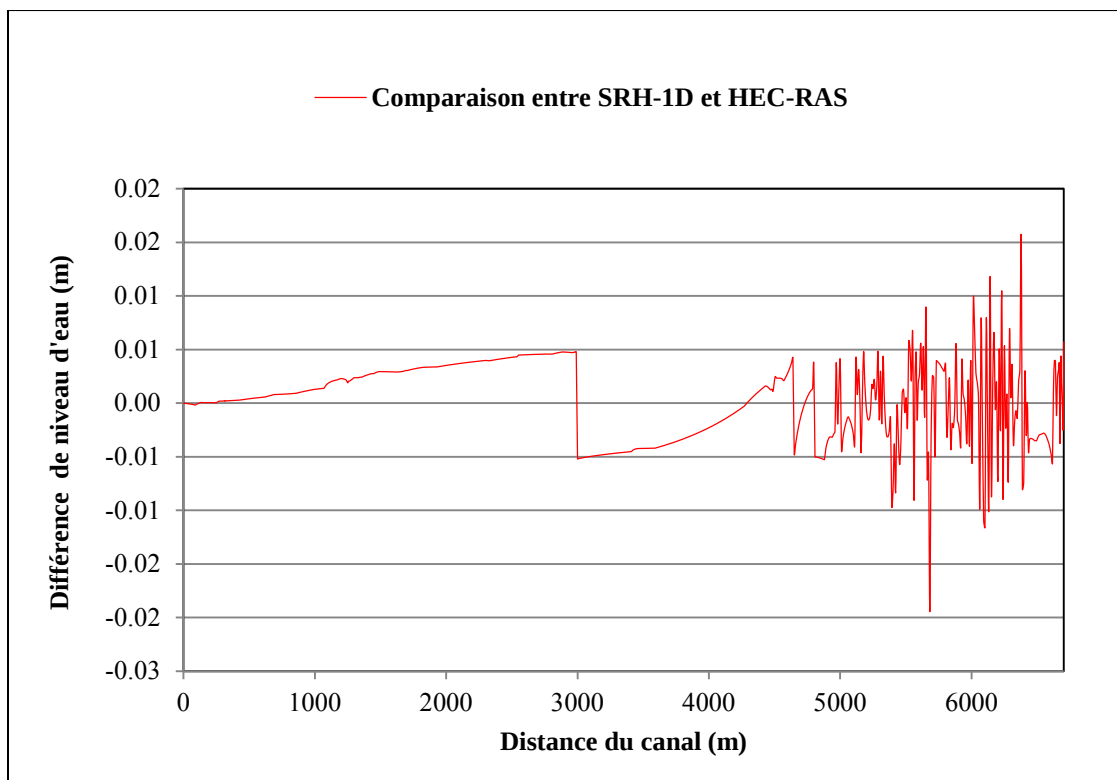


Figure 4-4: Comparaison des profils d'eau entre SRH- 1D et HEC-RAS pour $Q=25 \text{ m}^3/\text{s}$

La figure (4-5) montre la courbe comparative des deux modèles numériques de simulation pour un débit de $30 \text{ m}^3/\text{s}$ transitant dans la rivière. On observe une différence nette du niveau de la ligne d'eau d'environ 17 mm et les oscillations de la courbe s'étendent de l'aval en amont. Pour un débit de $30 \text{ m}^3/\text{s}$, la vitesse maximale observée le long du tronçon est égale à 2,82 m/s. Plusieurs hauteurs critiques s'observent en différentes sections du tronçon et varient de 0,71 m à 2,22 m.

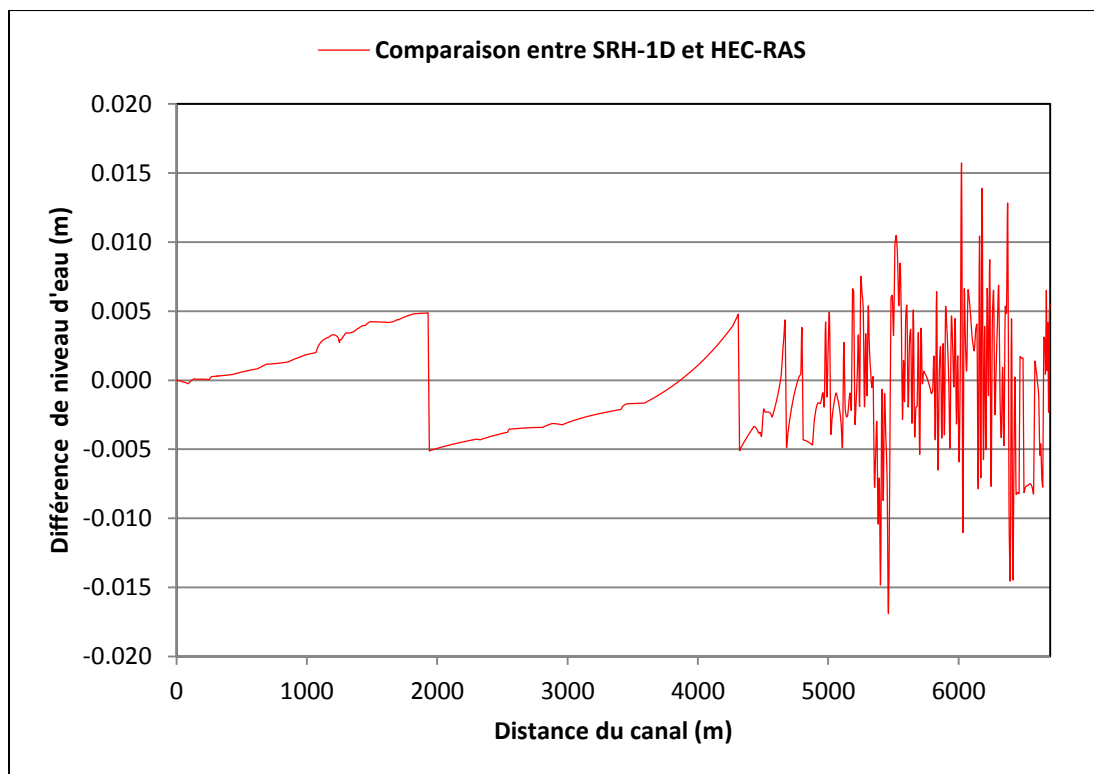


Figure 4-5: Comparaison des profils d'eau entre SRH-1D et HEC-RAS pour $Q=30 \text{ m}^3/\text{s}$

La figure (4-6) représente la courbe qui comparative les deux modèles numériques de simulation pour un débit de $35 \text{ m}^3/\text{s}$ transitant dans la rivière. On observe une différence nette du niveau de la ligne d'eau d'environ 14 mm et les oscillations de la courbe s'étendent de l'aval en amont. Pour un débit de $35 \text{ m}^3/\text{s}$, la vitesse maximale observée le long du tronçon est égale à 2,93 m/s. Les hauteurs critiques observées en différentes sections du tronçon varient de 0,78 m à 2,38 m.

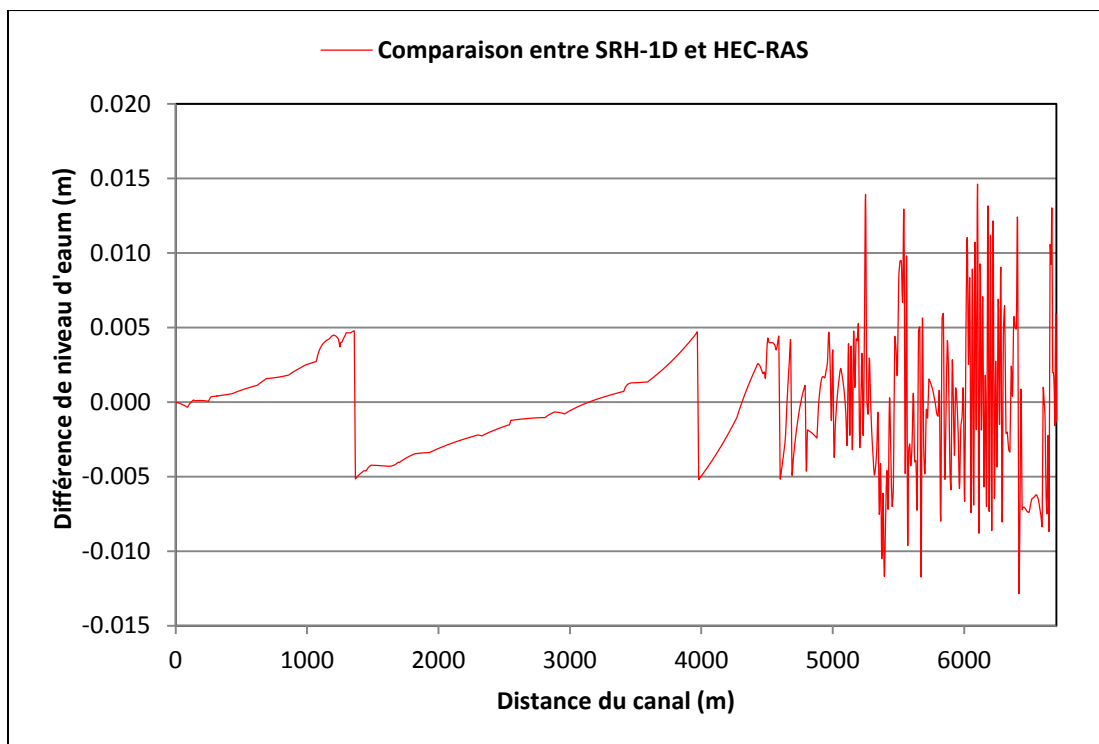


Figure 4-6: Comparaison des profils d'eau entre SRH-1D et HEC-RAS pour $Q=35 \text{ m}^3/\text{s}$

La figure (4-7) illustre la comparaison entre les deux modèles numériques de simulation pour un débit de $40 \text{ m}^3/\text{s}$ transitant dans la rivière. On observe une différence nette du niveau de la ligne d'eau d'environ 20 mm et les oscillations de la courbe s'étendent de l'aval en amont. Pour un débit de $40 \text{ m}^3/\text{s}$, la vitesse maximale observée le long du tronçon est égale à 3,06 m/s. Les hauteurs critiques observées en différentes sections du tronçon varient de 0,83 m à 2,52 m.

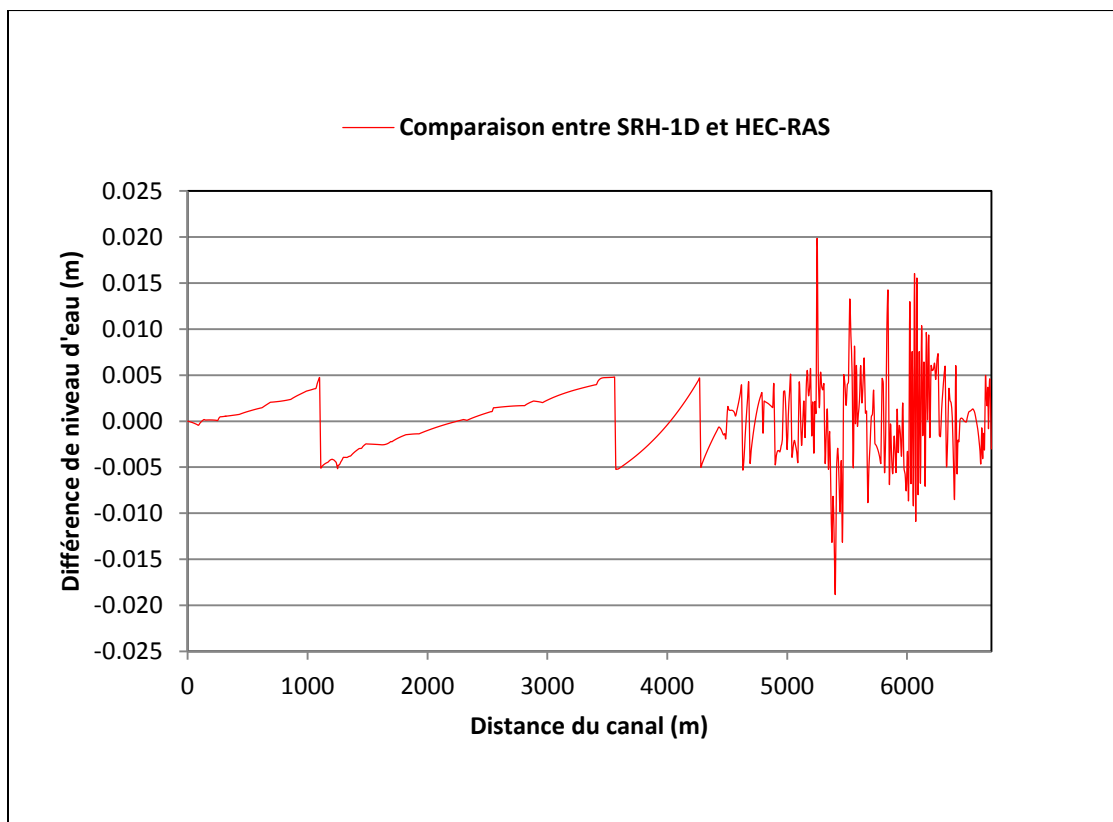


Figure 4-7: Comparaison des profils d'eau entre SRH-1D et HEC-RAS pour $Q=40 \text{ m}^3/\text{s}$

La figure (4-8) montre la courbe de comparaison entre les deux modèles numériques de simulation pour un débit de $45 \text{ m}^3/\text{s}$ transitant dans la rivière. On observe une différence nette du niveau de la ligne d'eau d'environ 18 mm et les oscillations de la courbe s'étendent de l'aval en amont. Pour un débit de $45 \text{ m}^3/\text{s}$, la vitesse maximale observée le long du tronçon est égale à 3,18 m/s. Plusieurs hauteurs critiques s'observent en différentes sections du tronçon et varient de 0,87 m à 2,65 m.

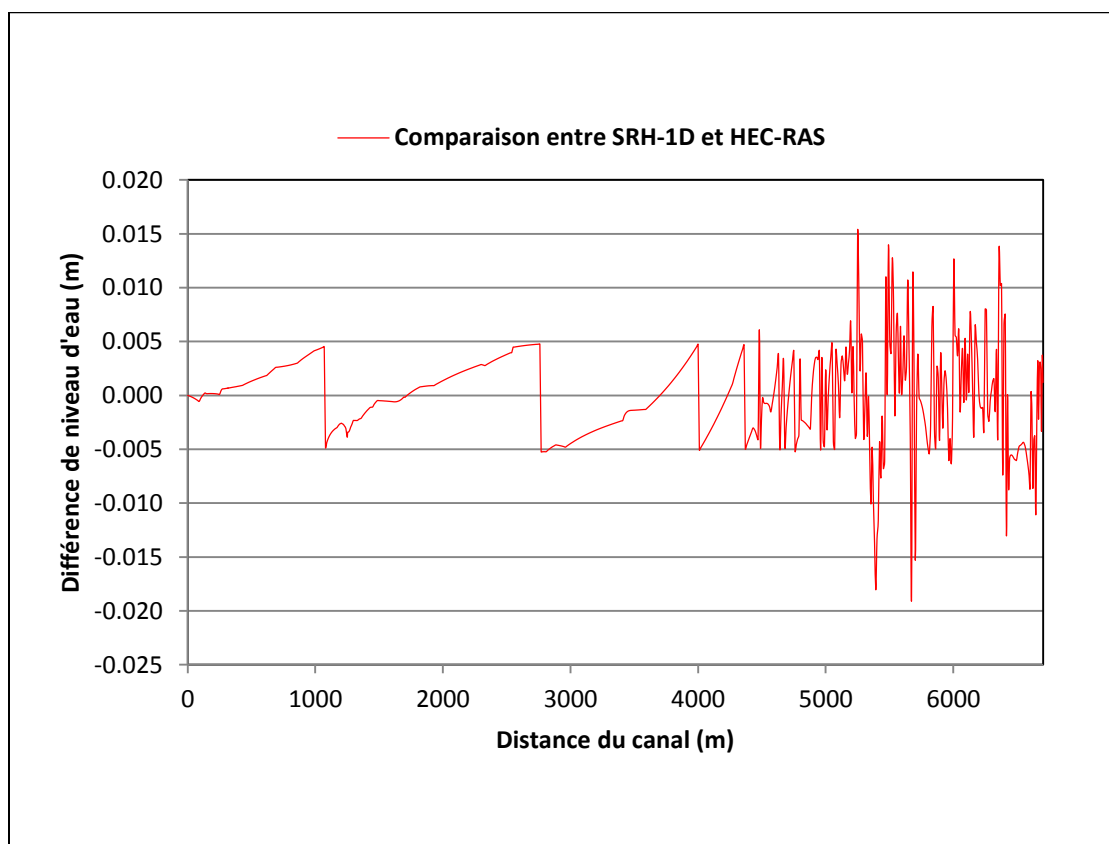


Figure 4-8: Comparaison des profils d'eau entre SRH-1D et HEC-RAS pour $Q=45 \text{ m}^3/\text{s}$

La figure (4-9) présente la courbe qui compare les deux modèles numériques de simulation pour un débit de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ transitant dans la rivière. On observe une différence nette du niveau de la ligne d'eau d'environ 24 mm et les oscillations de la courbe s'étendent de l'aval en amont. Pour un débit de $50 \text{ m}^3/\text{s}$, la vitesse maximale observée le long du tronçon est égale à 3,26 m/s. Les hauteurs critiques observées en différentes sections du tronçon varient de 0,93 m à 1,34 m.

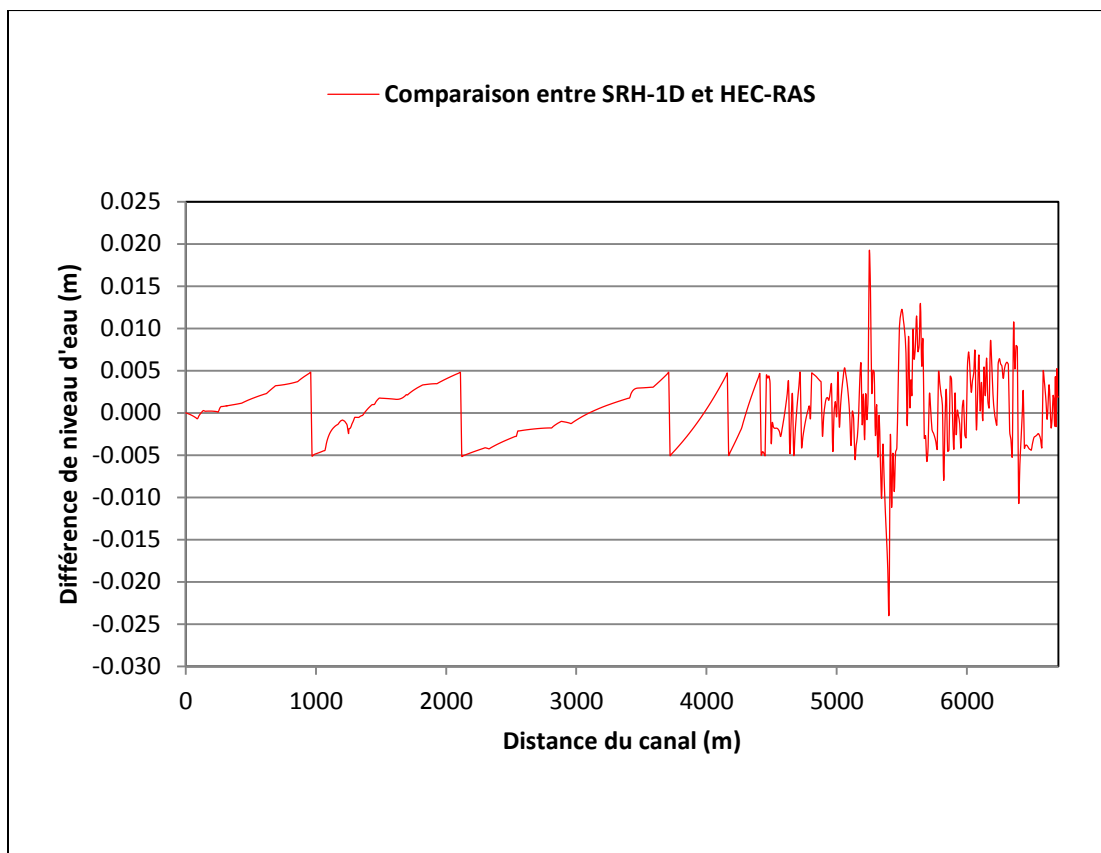


Figure 4-9: Comparaison des profils d'eau entre SRH-1D et HEC-RAS pour $Q=50 \text{ m}^3/\text{s}$

4.2 Modélisation des sédiments en suspension en régime non-permanent

La modélisation du transport des sédiments en suspension en régime non permanent a été effectuée à l'aide du logiciel SRH-1D 2.6 qui est un modèle numérique unidimensionnel permettant de simuler les phénomènes de propagation des sédiments en suspension dans les rivières. Cet outil de simulation des écoulements comporte une composante de calcul pour le transport des sédiments en régime non permanents qui exploite le concept de diffusion-convection dans le phénomène de transport des sédiments en suspension.

4.2.1 Paramètres du modèle

En régime non permanent, les variables espace et temps doivent être bien optimisées pour se prémunir des erreurs du modèle relatives au non-respect des conditions de Courant qui permettent de garantir la stabilité des schémas numériques. Le facteur de pondération de 0,65 a été retenu après calage. Les données bathymétriques et les valeurs des coefficients d'expansion ou de

contraction et ainsi que les coefficients de rugosité du modèle non permanent, sont les mêmes que celles utilisés en écoulement permanent. La rivière a été subdivisée en des petits sous-tronçons d'une valeur maximale de 10 mètres pour la variable espace. Pour la variable temps, une variation de pas de temps de calcul de 90 secondes donne les résultats satisfaisants.

4.2.2 Conditions aux limites

Pour la condition amont liquide, une table des débits de la Rivière-aux-Sables en fonction du temps a été introduite dans le modèle numérique SRH.1D 2.6. Les débits utilisés sont les débits relevés à la station hydrométrique localisée en amont du pont suspendu de Cépál. De la même manière qu'en régime permanent, le niveau en aval de la rivière est maintenu constant. Une table donnant le niveau d'élévation de l'eau en fonction du débit transitant dans la rivière a été établie pour la condition frontière aval liquide. Pour la condition frontière amont solide, une table donnant les quantités de sédiments en fonction du temps a été introduite dans le modèle. Ces débits sédimentaires ont été calculés à l'aide des observations de la concentration des sédiments en suspension relevés juste en aval de la construction du nouveau pont Pibrac.

Les conditions limites intérieures n'ont pas été spécifiées car les données en débit liquide et sédimentaire relatives aux affluents de la Rivière-aux-Sables n'étaient pas disponibles.

4.2.3 Calibration avec transport des sédiments

La calibration a été faite de façon itérative en variant la valeur des coefficients de diffusion jusqu'à ce qu'il y ait concordance satisfaisante entre la concentration des sédiments observée à la station de mesure située près du pont de l'autoroute 70 et la concentration des sédiments simulée par le modèle non permanent SRH 1D 2.6. La valeur de 0.013 pour le coefficient de diffusion donne des résultats satisfaisants.

La figure (4-10) donne les résultats de la simulation de l'évolution des concentrations observées pour de la journée du 3 Mars 2010 près du pont de l'autoroute 70.

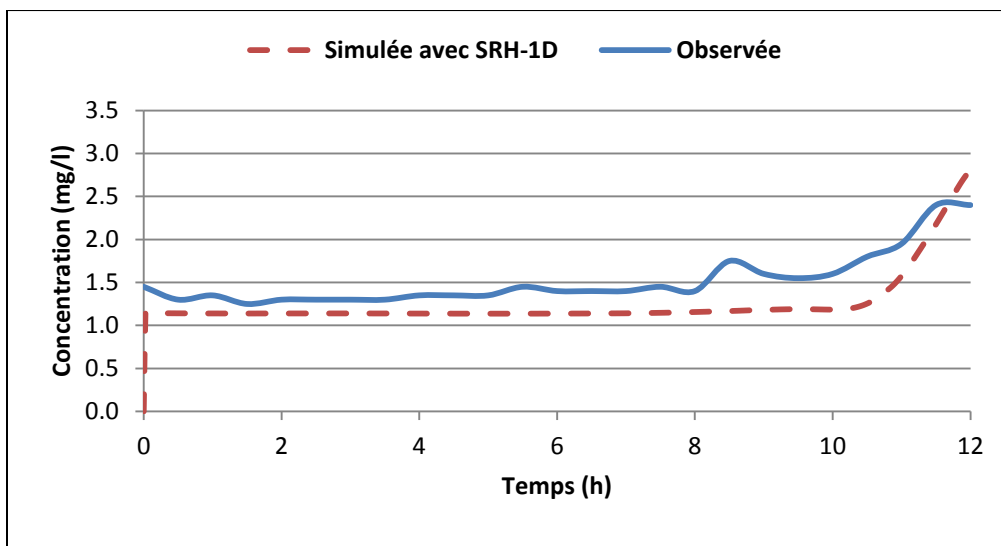


Figure 4-10: Évolution de la concentration près du pont de l'Autoroute 70 pour le 03/03/2010

4.2.4 Validation

La validation d'étalonnage de notre modèle a consisté à prendre d'autres données des différentes périodes, tout en utilisant les mêmes paramètres obtenus lors de la calibration. La figure (4-11) montre l'évolution de la concentration des sédiments en suspension à la station du pont de l'autoroute 70 au cours de la journée du 2 mars 2010. On observe pour cette journée que la concentration simulée par le modèle est supérieure à la concentration observée avec un écart maximal d'environ 0,8 mg/l. La figure (4-12) illustre l'évolution de la concentration des sédiments en suspension à la station du pont de l'autoroute 70 au cours de la journée du 16 mars 2010. La concentration simulée par le modèle pour la journée du 16 mars est inférieure à la concentration observée avec un écart maximal d'environ 7 mg/l. La figure (4-12) représente l'évolution de la concentration des sédiments en suspension la station du pont de l'autoroute 70 au cours de la journée du 17 mars 2010. Pour cette journée du 17 mars, la concentration simulée par le modèle est inférieure à la concentration observée avec un écart maximal d'environ 0,9 mg/l. Les charges sédimentaires acheminées par les affluents de la Rivière- aux-Sables font que la charge sédimentaire en suspension observée soit supérieure à la charge sédimentaire en suspension simulée par le modèle numérique.

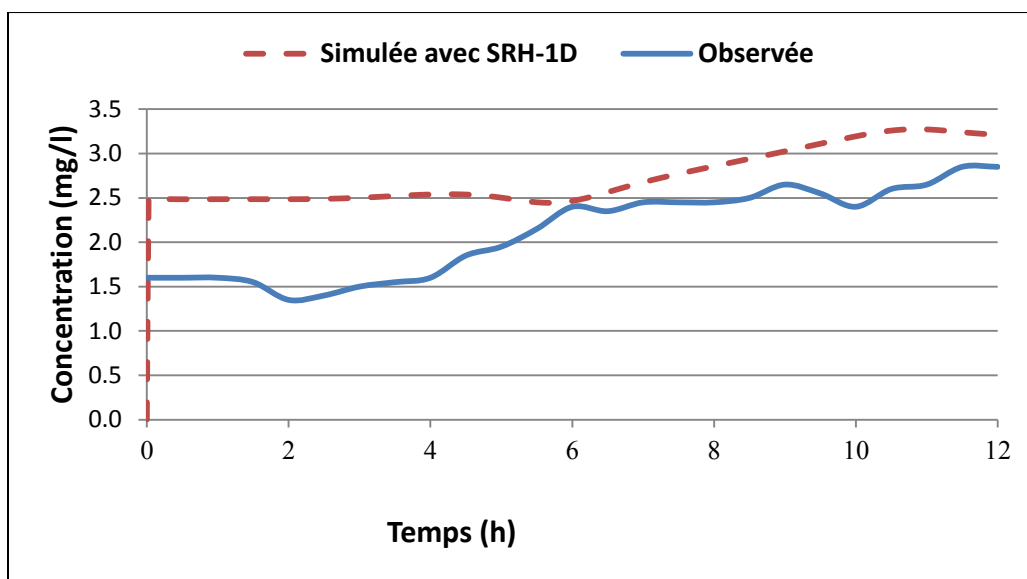


Figure 4-11: Évolution de la concentration près du pont de l'Autoroute 70 pour le 02/03/2010

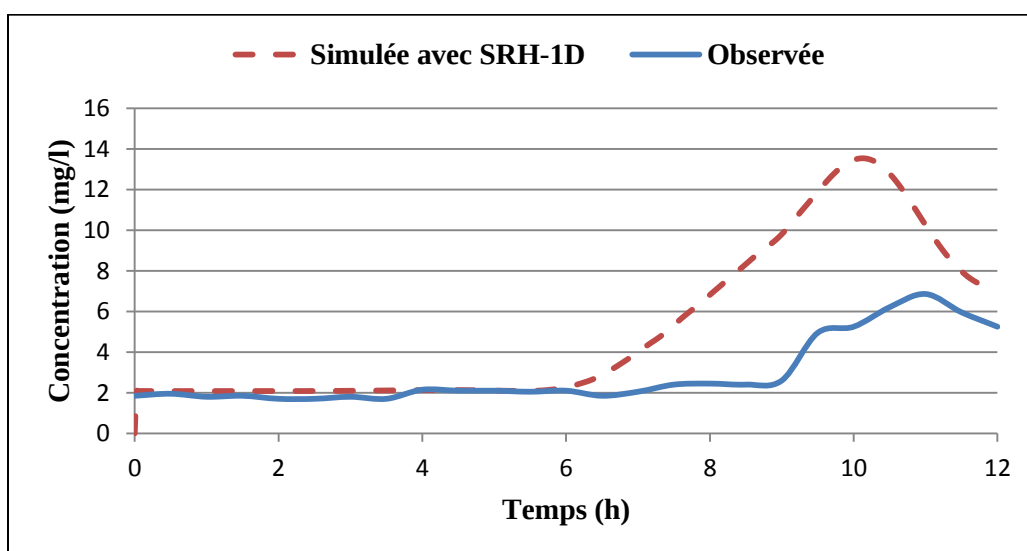


Figure 4-12: Évolution de la concentration près du pont de l'autoroute 70 pour le 16/03/2010

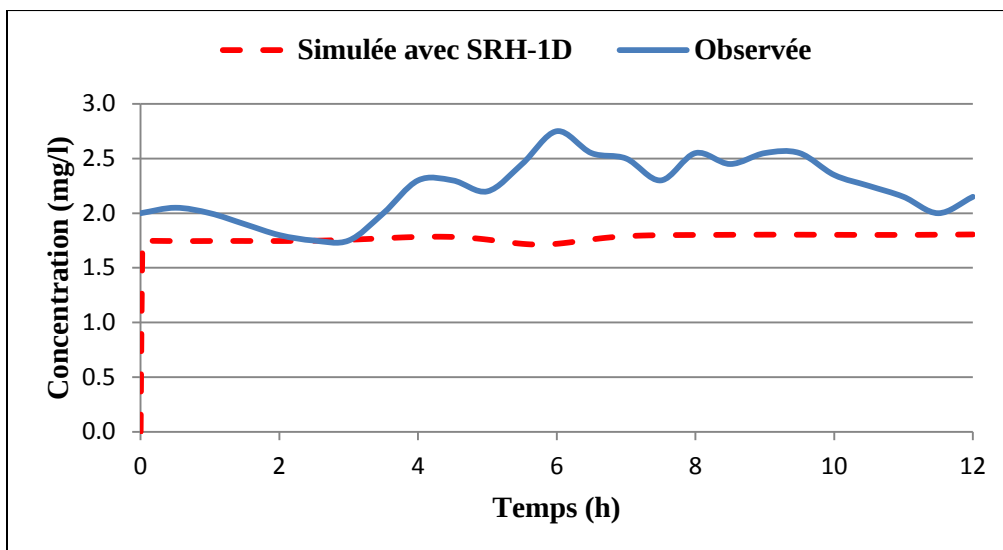


Figure 4-13: Évolution de la concentration près du pont de l'Autoroute 70 pour le 17/03/2010

Les résultats obtenus sont jugés satisfaisants d'autant plus que les incertitudes résultant sur les données elles-mêmes et sur les apports sédimentaires des affluents sont difficiles à quantifier. L'écart observé est dû aux sédiments provenant des tributaires qui ne sont pas modélisés par SRH-1D 2.6. L'absence des données sur les charges sédimentaires des affluents ainsi que les incertitudes associées aux données ne permettent pas aussi un ajustement exact d'autant plus que leur influence sur la modélisation est importante.

4.2.5 Exploitation du modèle

L'exploitation du modèle a consisté à effectuer des simulations d'optimisation du débit qu'il faut régler à l'amont afin qu'on maintienne la concentration des sédiments en suspension à un niveau acceptable en aval. Les charges sédimentaires susceptibles d'être générées dans la rivière lors des travaux d'aménagement ont été considérées. La limite de la concentration en aval du tronçon à l'étude doit être égale à 19 mg/l, sans risque de compromettre la capacité de l'usine de filtration de prise d'eau pour la localité Jonquière. Plus la concentration des sédiments relâchés dans la rivière devient énorme, plus il faut augmenter le débit transité dans la rivière afin de maintenir le seuil de 19 mg/l pour la concentration des sédiments en suspension à la station de prise d'eau de la localité Jonquière.

Les quantités des sédiments à lâcher en amont pendant les travaux d'aménagement ont été considérés en fonction du rendement des machines intervenant sur chantier. Les débits solides

susceptibles d'être relâchés ainsi retenus sont 5 tonnes/1h, 5 tonnes/2h, 5 tonnes/3h, 5 tonnes/4h et 5 tonnes/5h. Dans le modèle SRH 1-D 2.6, on prend un seul débit solide et on cherche le débit liquide à faire transiter dans la rivière pour maintenir une concentration de 19 mg/l au niveau de la station de prise d'eau pour la localité de Jonquière. On procède de manière itérative en effectuant plusieurs simulations jusqu'à ce qu'on retrouve le débit liquide qui respecte la condition de 19 mg/l en aval.

La figure (4-14) montre la courbe d'évolution de la concentration des sédiments en suspension à la station de prise d'eau pour la localité Jonquière en laissant transiter un débit de 11 m³/s en amont et dans la mesure où on lâche dans la rivière une quantité de sédiments égale à 5 tonnes durant 5 heures. On observe que la concentration critique de 19 mg/l est atteinte après 35,7 heures. La concentration des sédiments en suspension à la station de l'usine de filtration monte de façon exponentielle à la 28^{ième} heure passant de la concentration de 1 mg/l à 19 mg/l à la 35,7^{ième} heure. La concentration va ensuite en diminuant pour revenir à la concentration initiale après 42 heures.

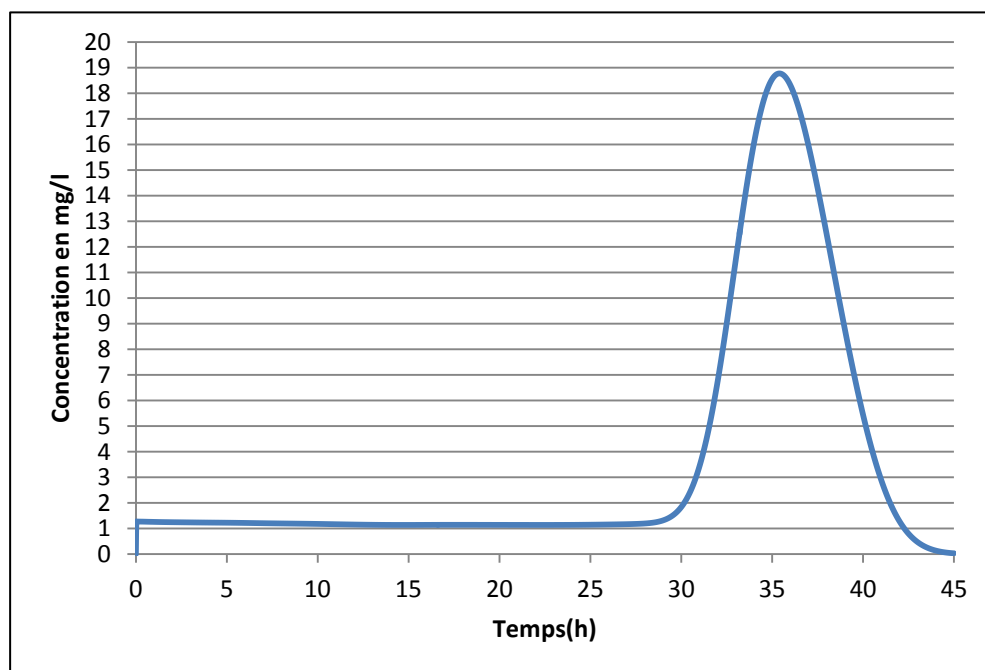


Figure 4-14 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 11 m³/s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 5 heures.

La figure (4-15) présente la courbe d'évolution de la concentration des sédiments en suspension à la station de prise d'eau pour la localité Jonquière en laissant transiter un débit de $15 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et dans la mesure où on lâche dans la rivière une quantité de sédiments égale à 5 tonnes durant 4 heures. On observe que la concentration critique de 19 mg/l est atteinte après 26,5 heures. La concentration des sédiments en suspension à la station de l'usine de filtration monte de façon exponentielle à la 21^{ème} heure, passant de la concentration de 1 mg/l à 19 mg/l à la 26,5^{ème} heure. La concentration va ensuite en diminuant pour revenir à la concentration initiale après 33 heures.

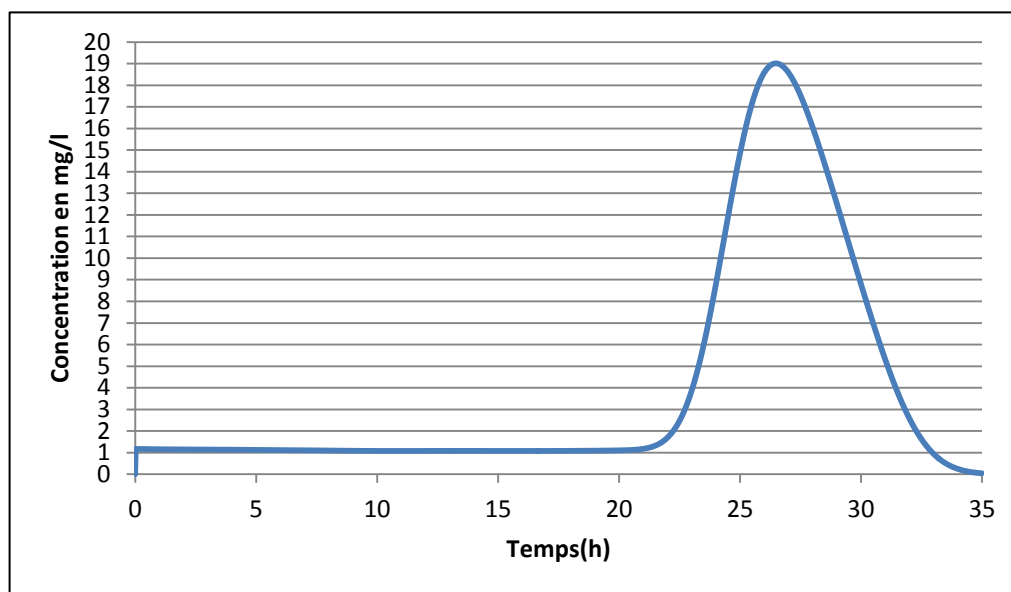


Figure 4-15 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $15 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 4 heures.

La figure (4-16) illustre le résultat de la simulation de l'évolution de la concentration des sédiments en suspension à la station de prise d'eau pour la localité Jonquière en laissant transiter un débit de $22 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et dans la mesure où on lâche dans la rivière une quantité de sédiments égale à 5 tonnes durant 3 heures. On observe que la concentration critique de 19 mg/l est atteinte après 18,6 heures. La concentration des sédiments en suspension à la station de l'usine de filtration monte de façon exponentielle à la 14,5^{ème} heure, passant de la concentration de 1

mg/l à 19 mg/l à la 18,6^{ième} heure. La concentration va ensuite en diminuant pour revenir à la concentration initiale après 24,8 heures.

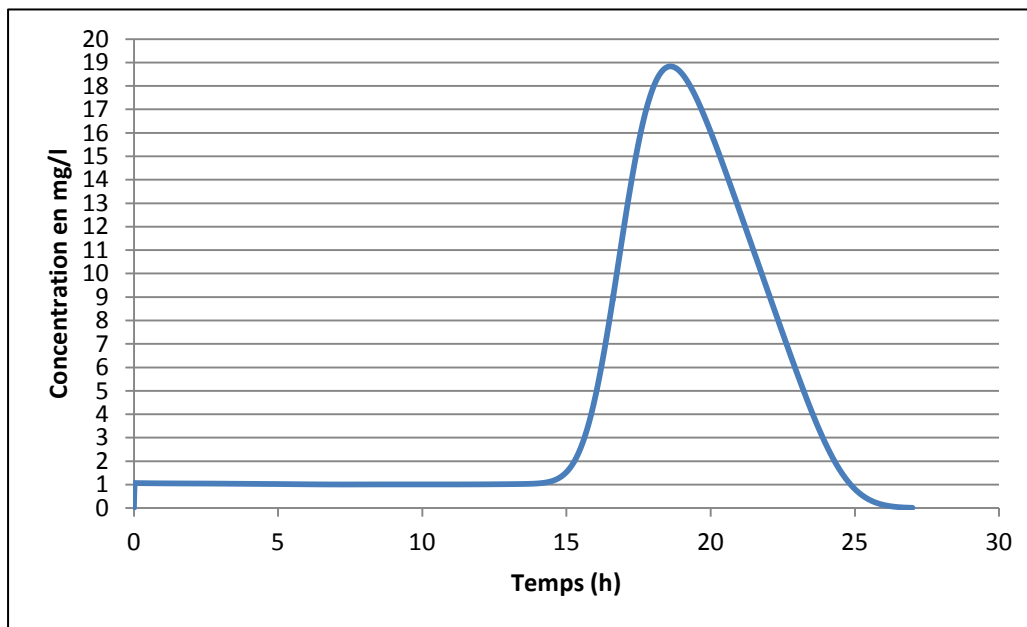


Figure 4-16 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 22 m³/s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 3 heures.

La figure (4-17) montre la courbe d'évolution de la concentration des sédiments en suspension à la station de prise d'eau pour la localité Jonquière en laissant transiter un débit de 35 m³/s en amont et dans la mesure où on lâche dans la rivière une quantité de sédiments égale à 5 tonnes durant 2 heures. On observe que la concentration critique de 19 mg/l est atteinte après 12,2 heures. La concentration des sédiments en suspension à la station de l'usine de filtration monte de façon exponentielle à la 9^{ième} heure, passant de la concentration de 1 mg/l à 19 mg/l à la 12,2^{ième} heure. La concentration va ensuite en diminuant pour revenir à la concentration initiale après 18,4 heures.

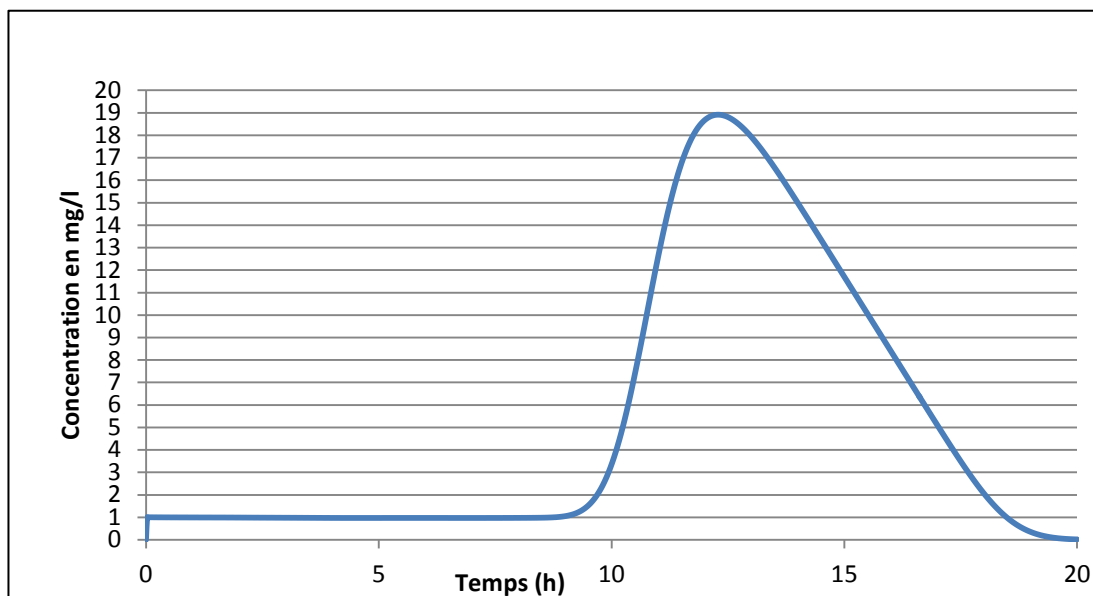


Figure 4-17 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $35 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 2 heures.

La figure (4-18) représente la courbe d'évolution de la concentration des sédiments en suspension à la station de prise d'eau pour la localité Jonquière en laissant transiter un débit de $73 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et dans la mesure où on lâche dans la rivière une quantité de sédiments égale à 5 tonnes pendant 1 heure. On observe que la concentration critique de 19 mg/l est atteinte après 6,8 heures.

La concentration des sédiments en suspension à la station de l'usine de filtration monte de façon exponentielle 4,4^{ème} heure passant de la concentration de 1 mg/l à 19 mg/l à la 6,8^{ème} heure. La concentration va diminuer ensuite revenir à la concentration initiale après 13,6 heures.

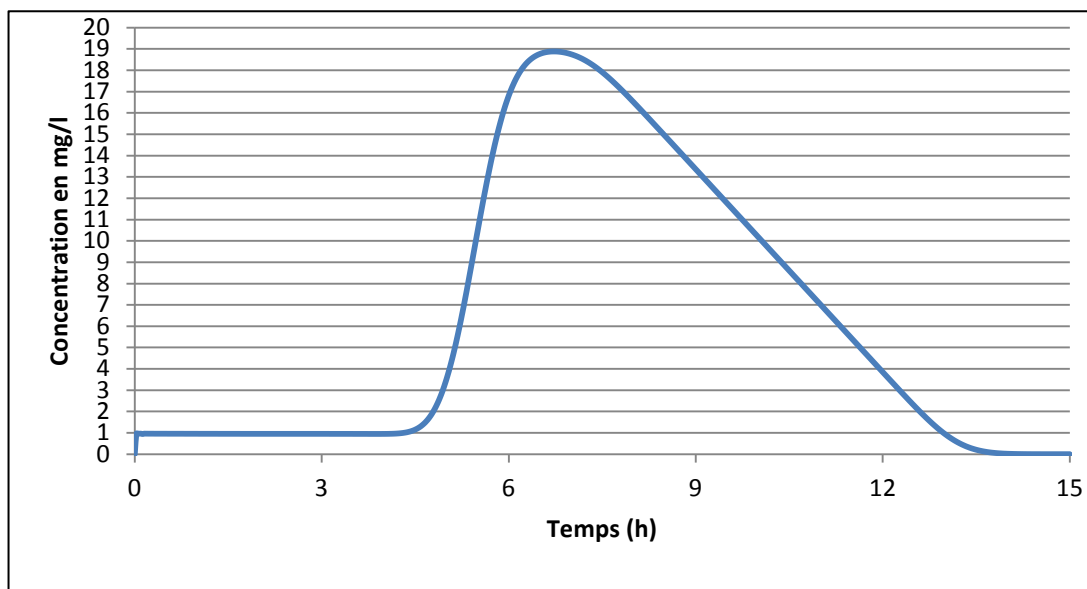


Figure 4-18 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $73 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 1 heure.

Une étude visant établir la relation entre la charge sédimentaire générée en amont et la concentration de sédiments en suspension en aval est effectuée pour les débits constants déterminés ci-haut à savoir : $11 \text{ m}^3/\text{s}$, $15 \text{ m}^3/\text{s}$, $22 \text{ m}^3/\text{s}$, $35 \text{ m}^3/\text{s}$ et $73 \text{ m}^3/\text{s}$. Ces débits liquides correspondent respectivement aux débits solides en amont de 5 tonnes /5h, 5 tonnes /4h, 5 tonnes /3h, 5 tonnes /2h et 5 tonnes /1h afin de garantir un seuil de 19 mg/l pour la concentration des sédiments en suspension au niveau de la station de prise pour la localité Jonquière. L'objectif de cette étude est de savoir la valeur de la concentration qui est observée en aval si on change le débit solide en amont tout en maintenant un débit liquide constante transitant dans la rivière.

Pour un débit de $11 \text{ m}^3/\text{s}$ transitant dans la Rivière-aux-Sables, nous considérons une quantité de sédiments de 5 tonnes qui est lâchée dans la rivière durant 1 heure, 2 heures, 3 heures et 4 heures. Les résultats de la simulation montrent que le temps pour lequel la concentration des sédiments en suspension atteint sa valeur maximale, reste invariable pour le même débit transitant dans la rivière. La Figure (4-19) montre l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $11 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 1 heure. On observe que la concentration maximale atteinte est de 94 mg/l à la $35,5^{\text{iem}}$ heure. La Figure (4-20) présente l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $11 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant une durée de 2 heures. On observe que la concentration

maximale atteinte est de 47 mg/l à la 35,5^{iem} heure. La Figure (4-21) montre l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 11 m³/s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 3 heures. On observe que la concentration maximale atteinte est de 32 mg/l à la 35,5^{iem} heure. La Figure (4-22) présente l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 11 m³/s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant une durée de 4 heures. On observe que la concentration maximale atteinte est de 23,5 mg/l à la 35,5^{iem} heure.

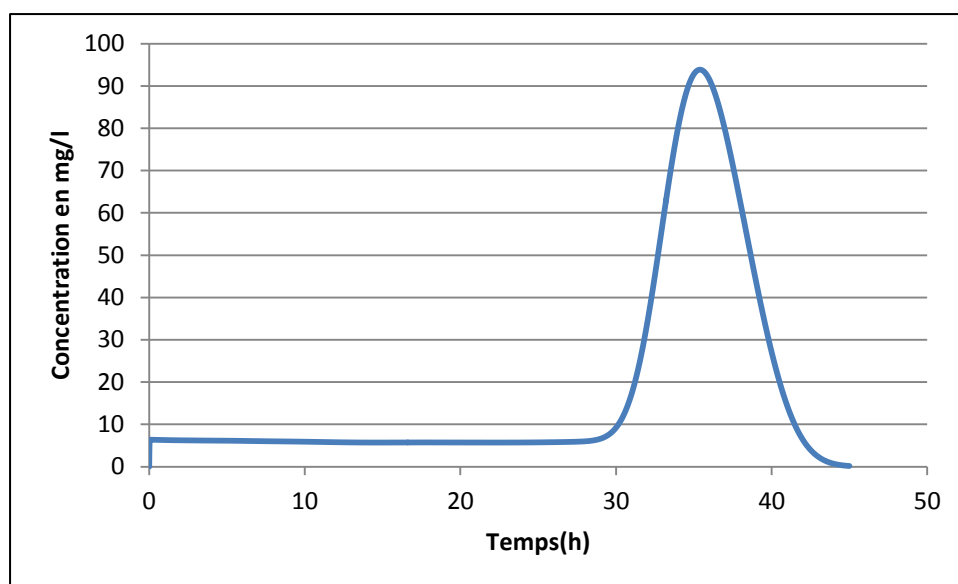


Figure 4-19 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 11 m³/s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 1 heure.

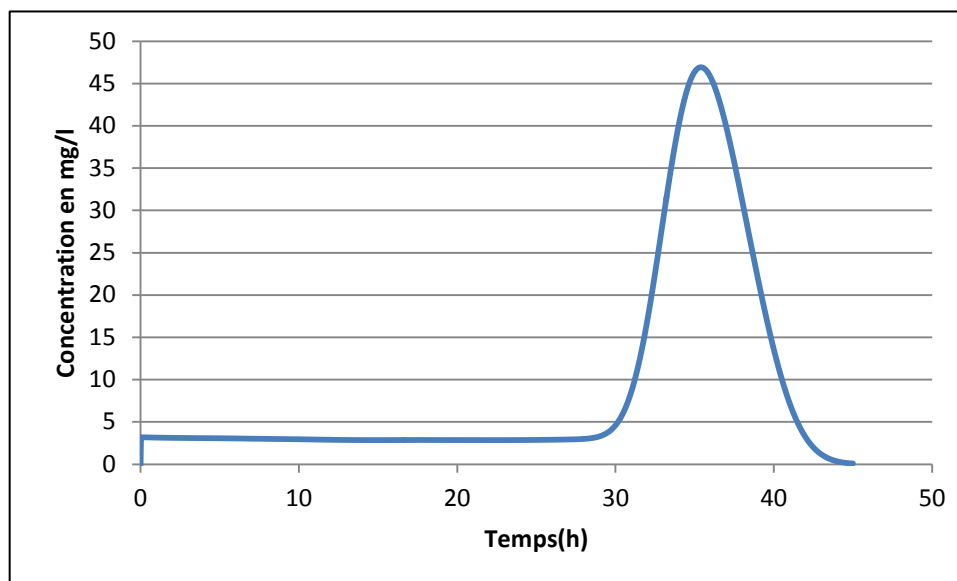


Figure 4-20 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $11 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 2 heures.

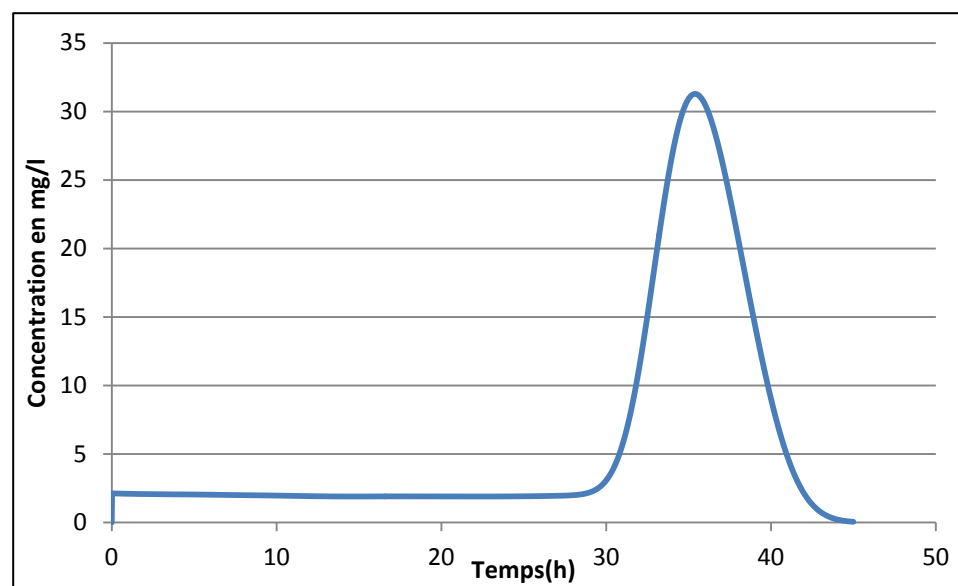


Figure 4-21 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $11 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 3 heures.

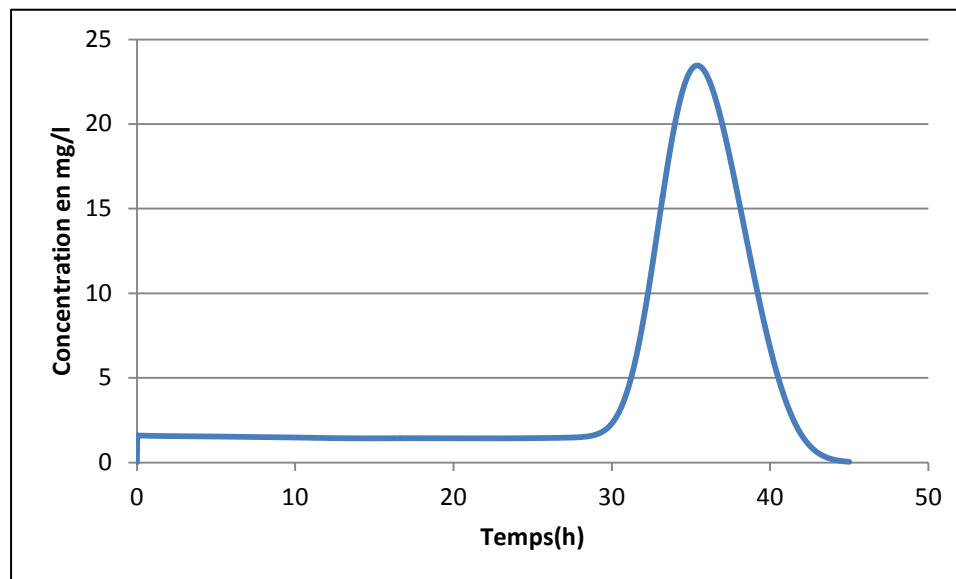


Figure 4-22 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $11 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 4 heures.

En faisant transiter un débit de $15 \text{ m}^3/\text{s}$ dans la Rivière-aux-Sables, considérons une quantité de sédiments de 5 tonnes qui est lâchée dans la rivière durant 1 heure, 2 heures, 3 heures et 5 heures. A partir des résultats de la simulation, nous constatons que le temps pour lequel la concentration des sédiments en suspension atteint sa valeur maximale, reste invariable pour le même débit transitant dans la rivière. La Figure (4-23) présente l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $15 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 1 heure. On observe que la concentration maximale atteinte est de 76 mg/l à la $26,5^{\text{iem}}$ heure. La Figure (4-24) montre l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $15 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant une durée de 2 heures. On observe que la concentration maximale atteinte est de 38 mg/l à la $26,5^{\text{iem}}$ heure. La Figure (4-25) montre l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $15 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 3 heures. On observe que la concentration maximale atteinte est de 25 mg/l à la $26,5^{\text{iem}}$ heure. La Figure (4-26) présente l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $15 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant une durée de 5 heures. On observe que la concentration maximale atteinte est de $15,2 \text{ mg/l}$ à la $26,5^{\text{iem}}$ heure.

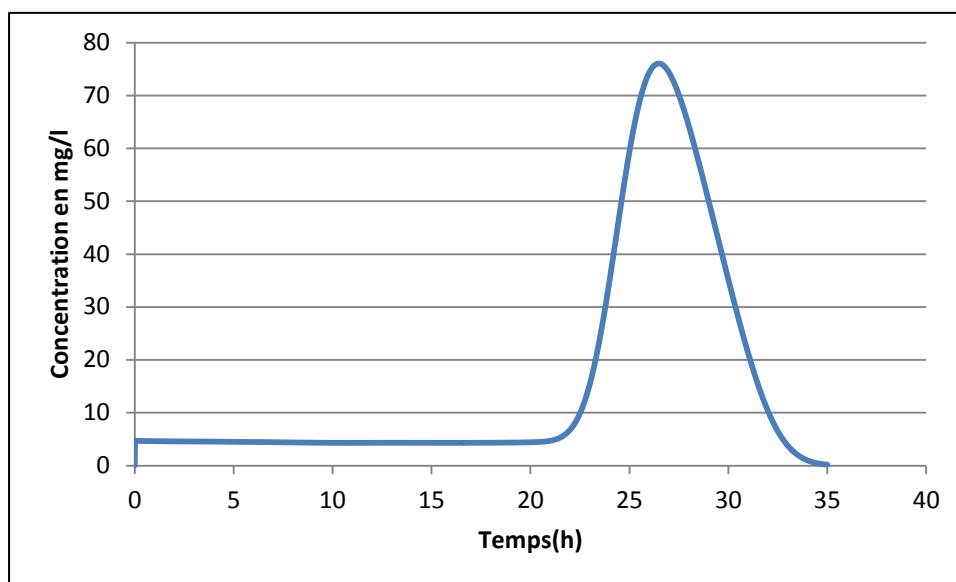


Figure 4-23 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $15 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 1 heure.

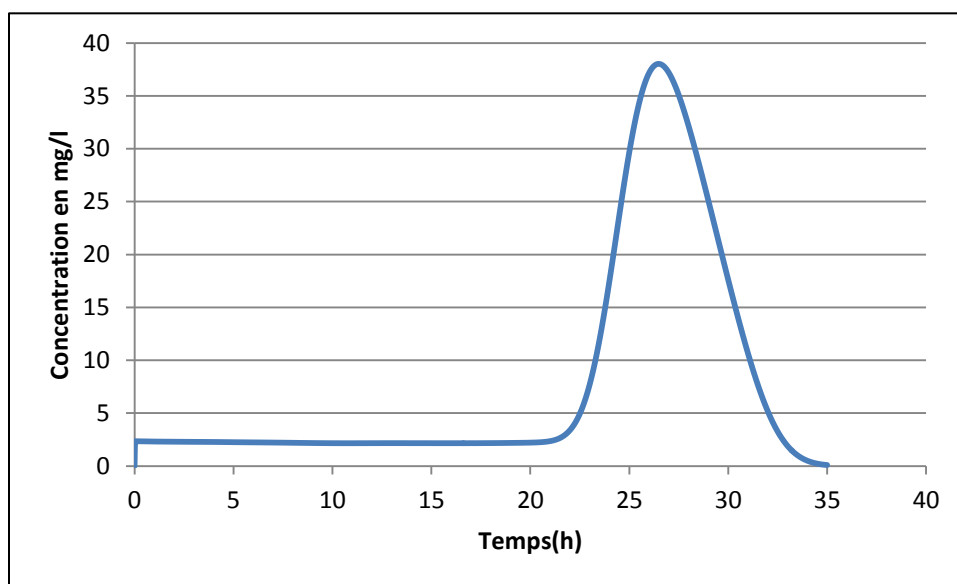


Figure 4-24 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $15 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 2 heures.

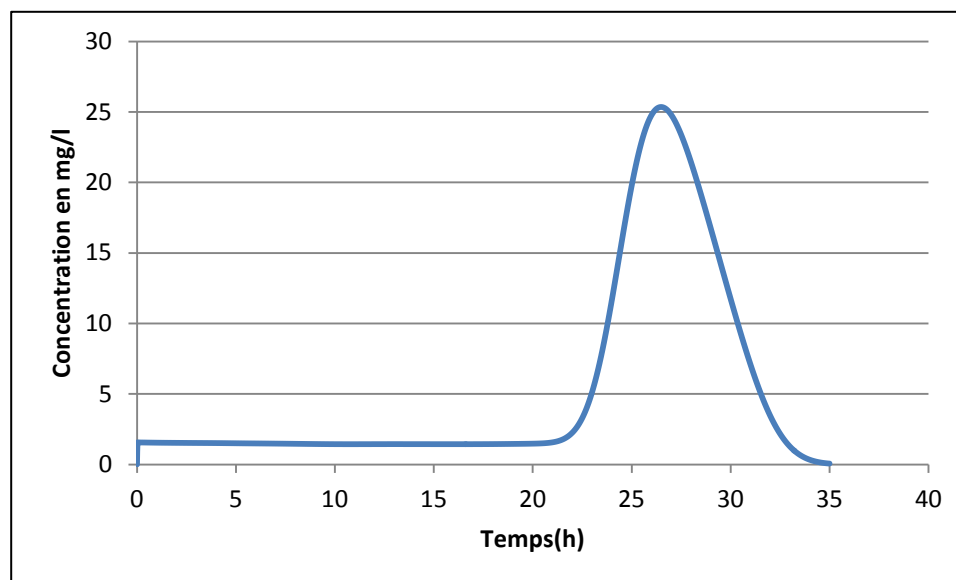


Figure 4-25 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $15 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 3 heures.

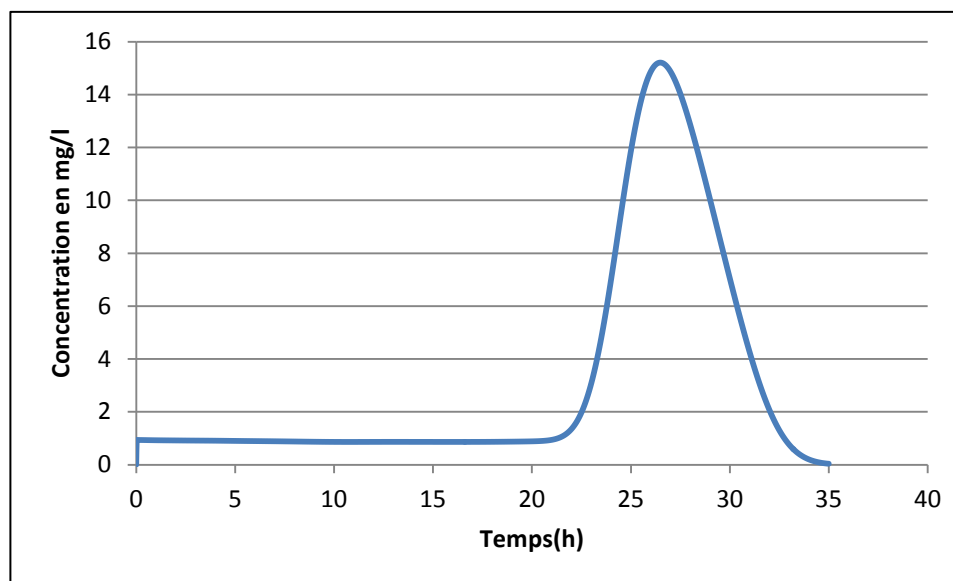


Figure 4-26 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $15 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 5 heures.

Pour un débit de $22 \text{ m}^3/\text{s}$ transitant dans la Rivière-aux-Sables, prenons également une quantité de sédiments de 5 tonnes qui est lâchée dans la rivière durant 1 heure, 2 heures, 4 heures et 5 heures. Les résultats de la simulation montrent que le temps pour lequel la concentration des sédiments en suspension atteint sa valeur maximale, reste invariable pour le même débit transitant dans la rivière. La Figure (4-27) montre l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $22 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 1 heure. On observe que la concentration maximale atteinte est de 56 mg/l à la $18,6^{\text{ième}}$ heure. La Figure (4-28) présente l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $22 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant une durée de 2 heures. On observe que la concentration maximale atteinte est de 28 mg/l à la $18,6^{\text{ième}}$ heure. La Figure (4-29) montre l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $22 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 4 heures. On observe que la concentration maximale atteinte est de 14 mg/l à la $18,6^{\text{ième}}$ heure. La Figure (4-30) présente l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $22 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant une durée de 5 heures. On observe que la concentration maximale atteinte est de $11,2 \text{ mg/l}$ à la $18,6^{\text{ième}}$ heure.

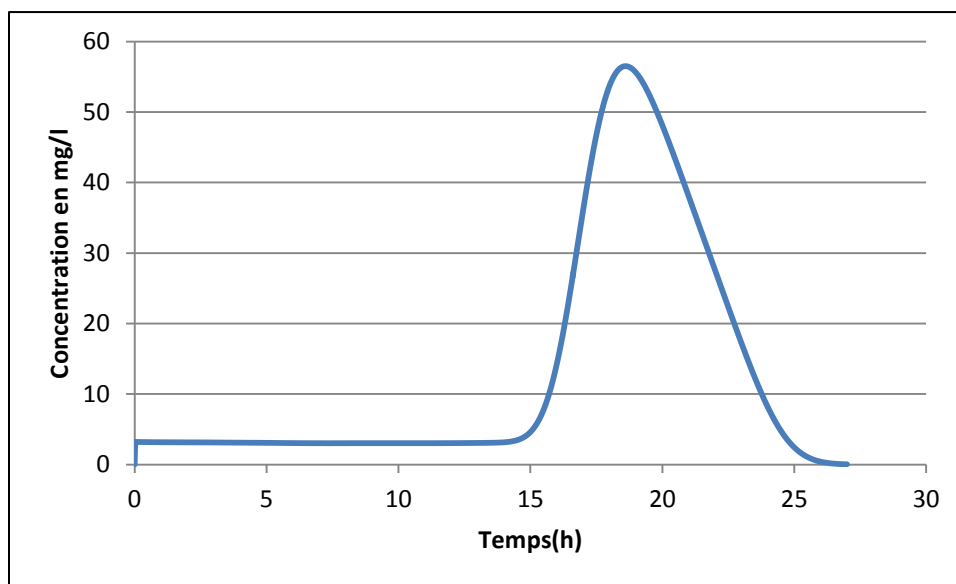


Figure 4-27 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $22 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 1 heure.

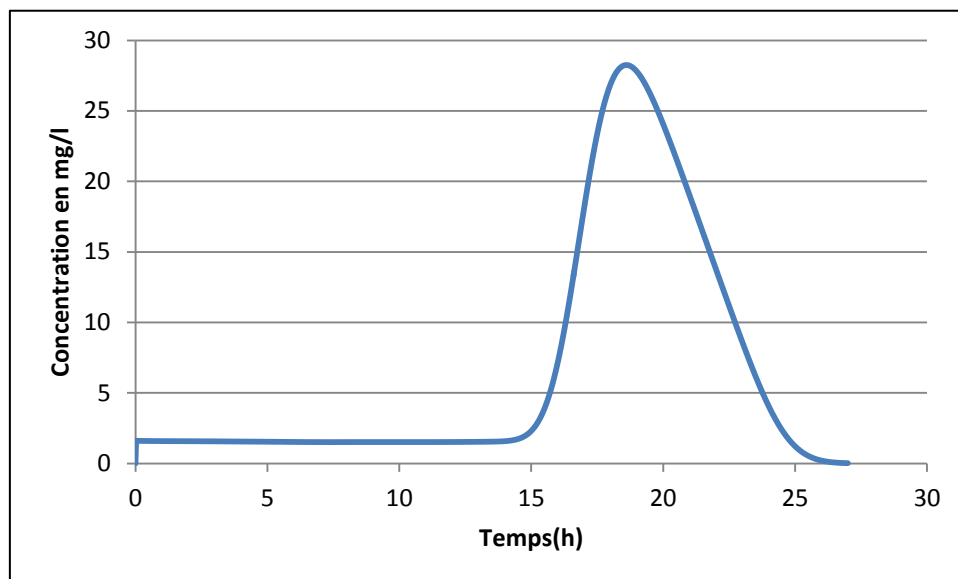


Figure 4-28 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $22 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 2 heures.

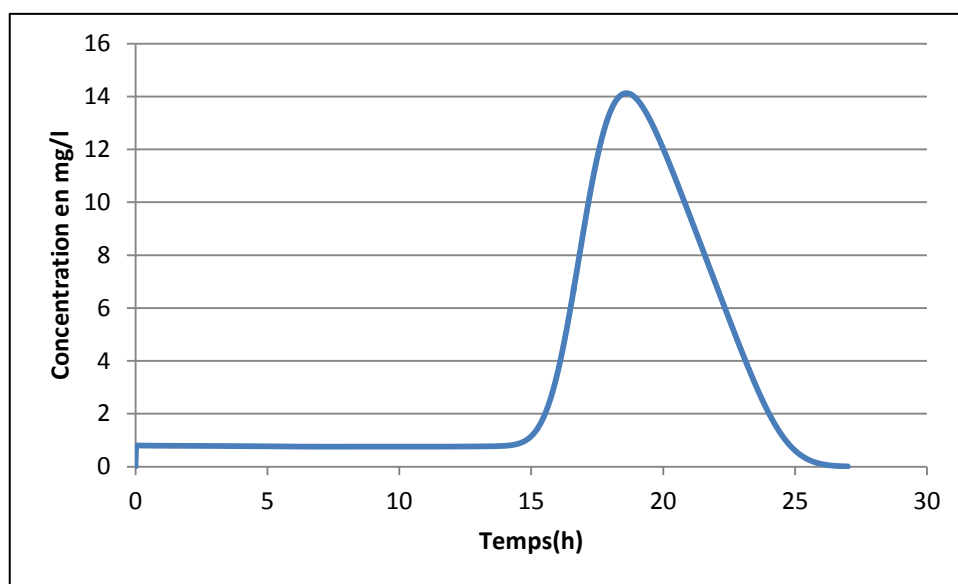


Figure 4-29 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $22 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 4 heures.

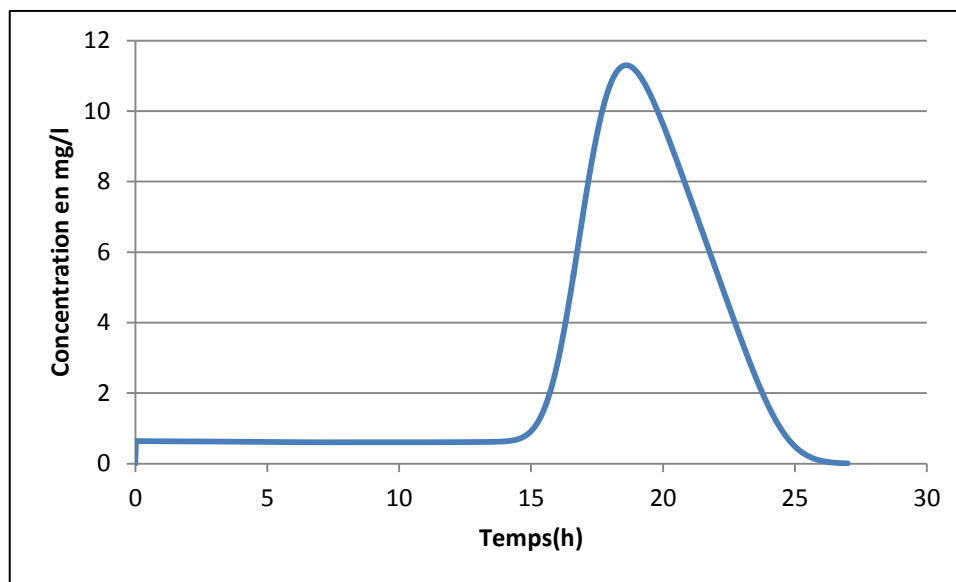


Figure 4-30 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 22 m³/s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 5 heures.

Pour un débit de 35 m³/s transitant dans la Rivière-aux-Sables, considérons une quantité de sédiments de 5 tonnes qui est lâchée dans la rivière durant 1 heure, 3 heures, 4 heures et 5 heures. Les résultats de la simulation montrent que le temps pour lequel la concentration des sédiments en suspension atteint sa valeur maximale, reste invariable pour le même débit transitant dans la rivière. La Figure (4-31) montre l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 35 m³/s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 1 heure. On observe que la concentration maximale atteinte est de 38 mg/l à la 12,2^{iem} heure. La Figure (4-32) présente l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 35 m³/s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant une durée de 3 heures. On observe que la concentration maximale atteinte est de 12,6 mg/l à la 12,2^{iem} heure. La Figure (4-33) montre l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 35 m³/s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 4 heures. On observe que la concentration maximale atteinte est de 9,4 mg/l à la 12,2^{iem} heure. La Figure (4-34) présente l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 35 m³/s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant une durée de 5 heures. On observe que la concentration maximale atteinte est de 7,6 mg/l à la 12,2^{iem} heure.

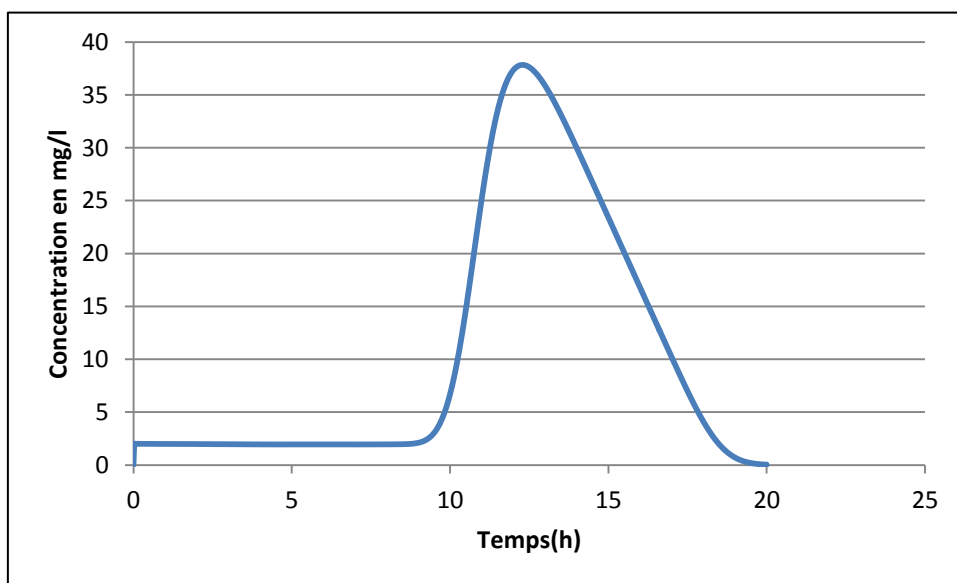


Figure 4-31 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $35 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 1 heure.

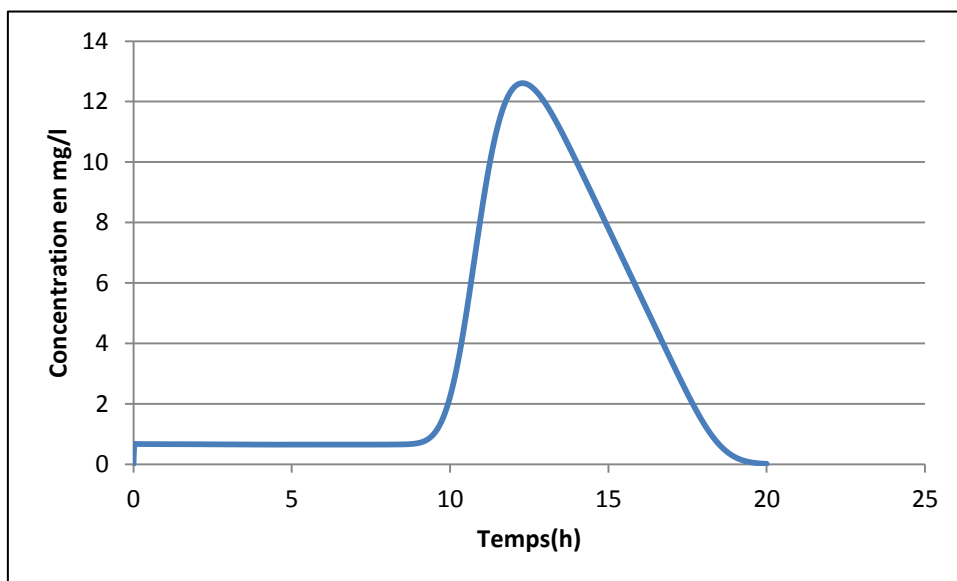


Figure 4-32 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $35 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 3 heures.

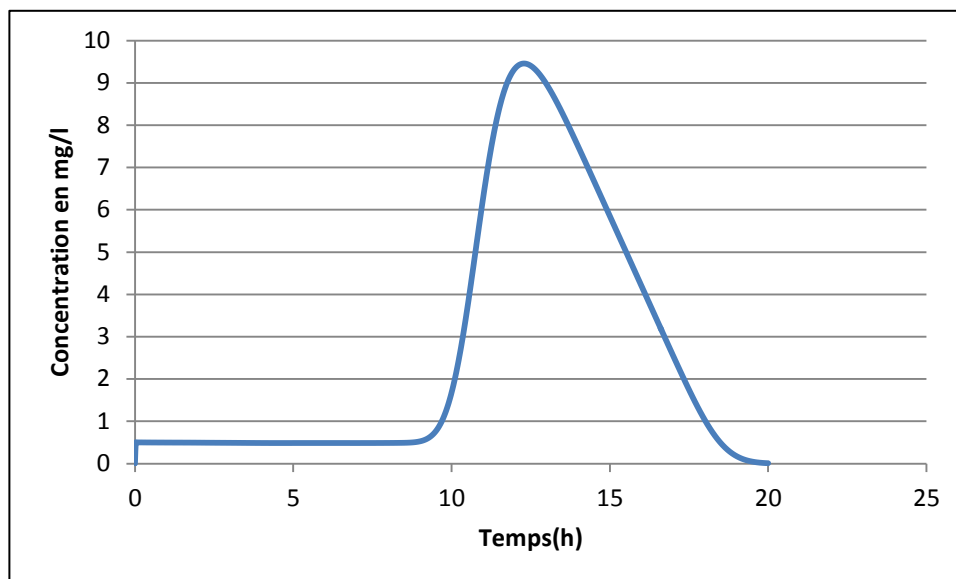


Figure 4-33 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $35 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 4 heures.

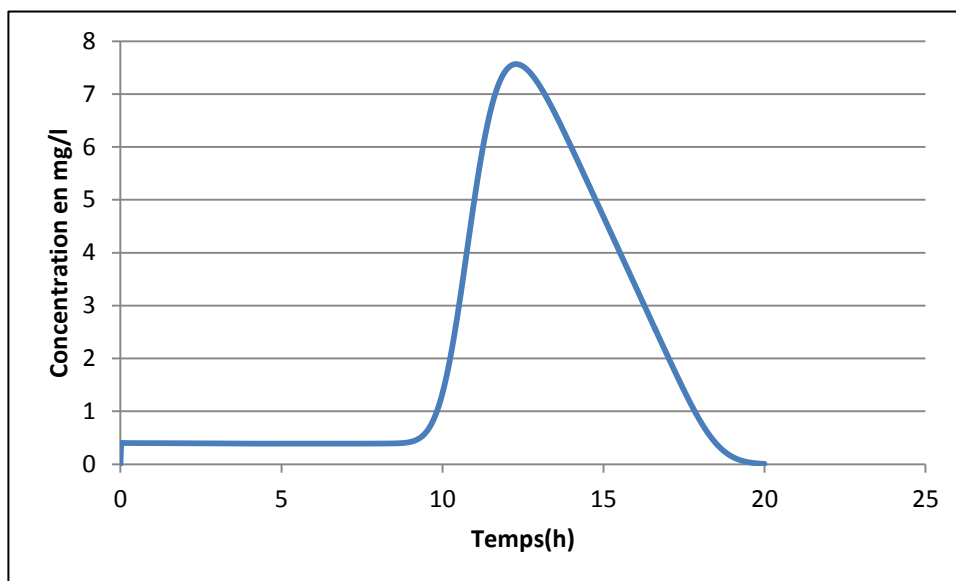


Figure 4-34 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $35 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 5 heures.

En faisant transiter un débit de $73 \text{ m}^3/\text{s}$ transitant dans la Rivière-aux-Sables, prenons une quantité de sédiments de 5 tonnes qui est lâchée dans la rivière durant 2 heures, 3 heures, 4

heures et 5 heures. A partir des résultats de la simulation, on constate que le temps pour lequel la concentration des sédiments en suspension atteint sa valeur maximale, reste invariable pour le même débit transitant dans la rivière. La Figure (4-35) montre l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $73 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 2 heures. On observe que la concentration maximale atteinte est de $9,4 \text{ mg/l}$ à la $6,8^{\text{iem}}$ heure. La Figure (4-36) présente l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $73 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant une durée de 3 heures. On observe que la concentration maximale atteinte est de $6,2 \text{ mg/l}$ à la $6,8^{\text{iem}}$ heure. La Figure (4-37) montre l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $73 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 4 heures. On observe que la concentration maximale atteinte est de $4,7 \text{ mg/l}$ à la $6,8^{\text{iem}}$ heure. La Figure (4-38) présente l'évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $73 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant une durée de 5 heures. On observe que la concentration maximale atteinte est de $3,8 \text{ mg/l}$ à la $6,8^{\text{iem}}$ heure.

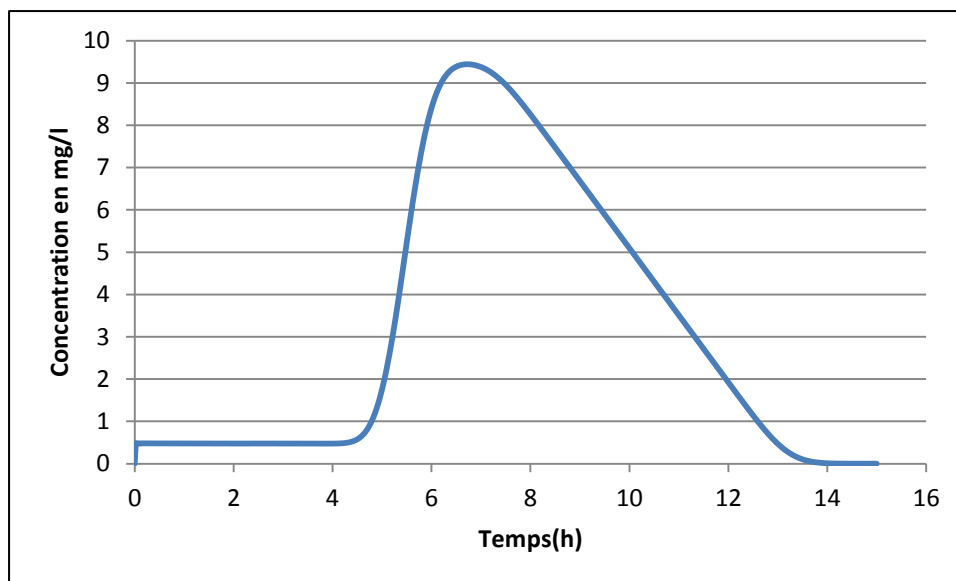


Figure 4-35 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de $73 \text{ m}^3/\text{s}$ en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 2 heures.

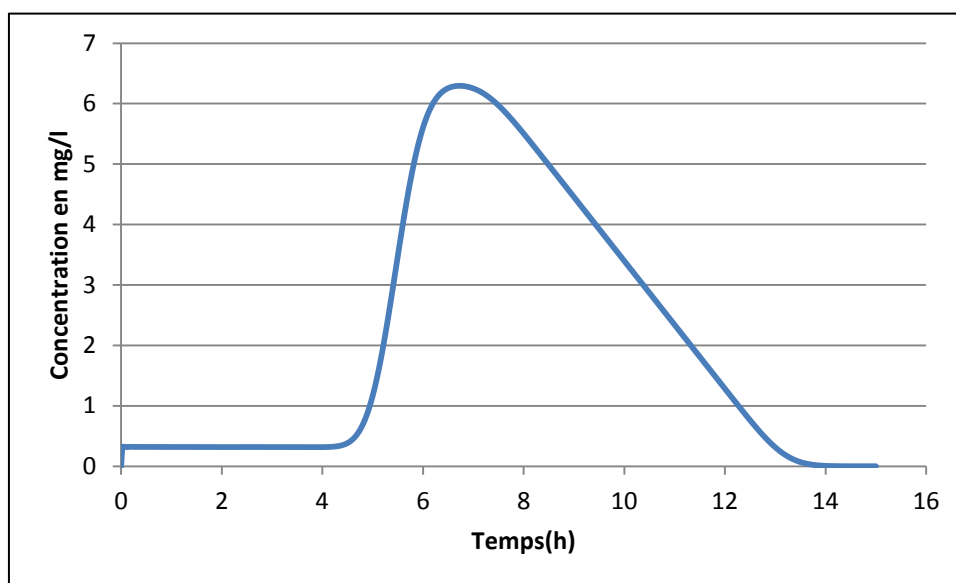


Figure 4-36 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 73 m³/s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 3 heures.

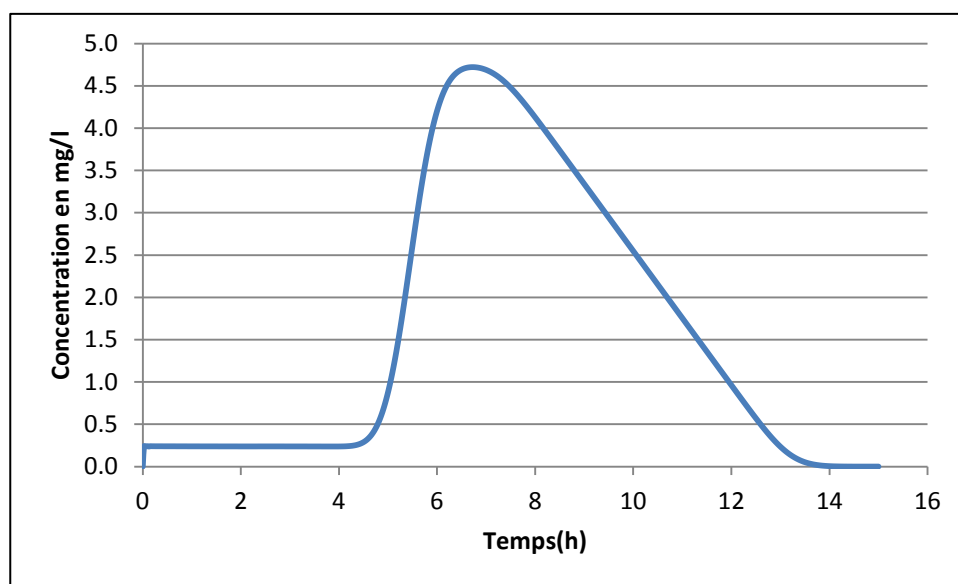


Figure 4-37 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 73 m³/s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 4 heures.

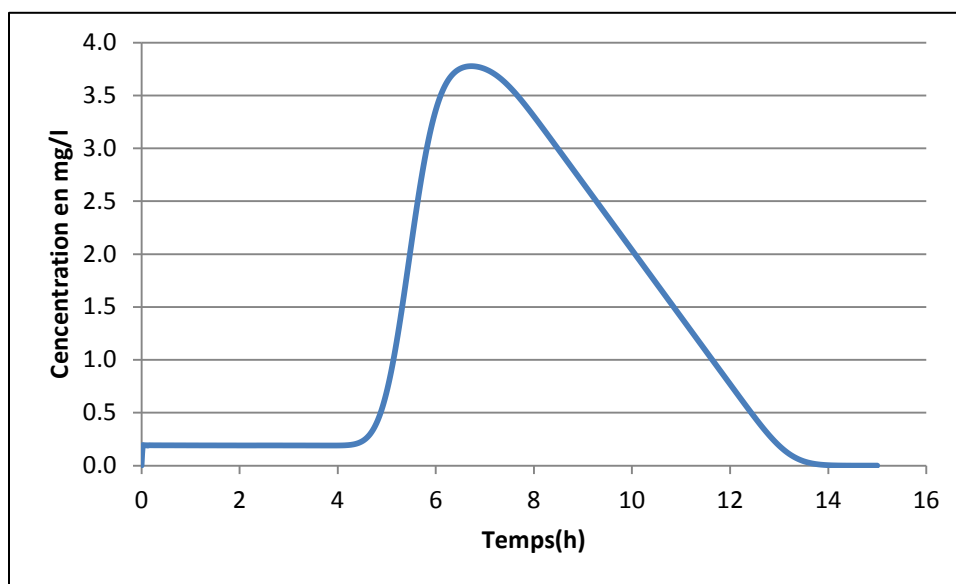


Figure 4-38 : Évolution de la concentration des sédiments pour un débit liquide de 73 m³/s en amont et 5 Tonnes de sédiments lâchées pendant 5 heures.

La mise en ensemble de tous ces scénarios simulés, nous permet de tracer la courbe donnant la relation qui existe entre le débit solide et le débit liquide en mode prévisionnelle qui est représentée sur la figure (4-39). Il s'agit d'une courbe de régression linéaire qui donne le débit liquide à faire transiter dans la Rivière-aux-Sables en fonction de la quantité des sédiments relâchée en amont afin de ne pas dépasser le seuil de 19 mg/l pour la concentration des sédiments en suspension au niveau de la station de prise d'eau pour la localité Jonquière.

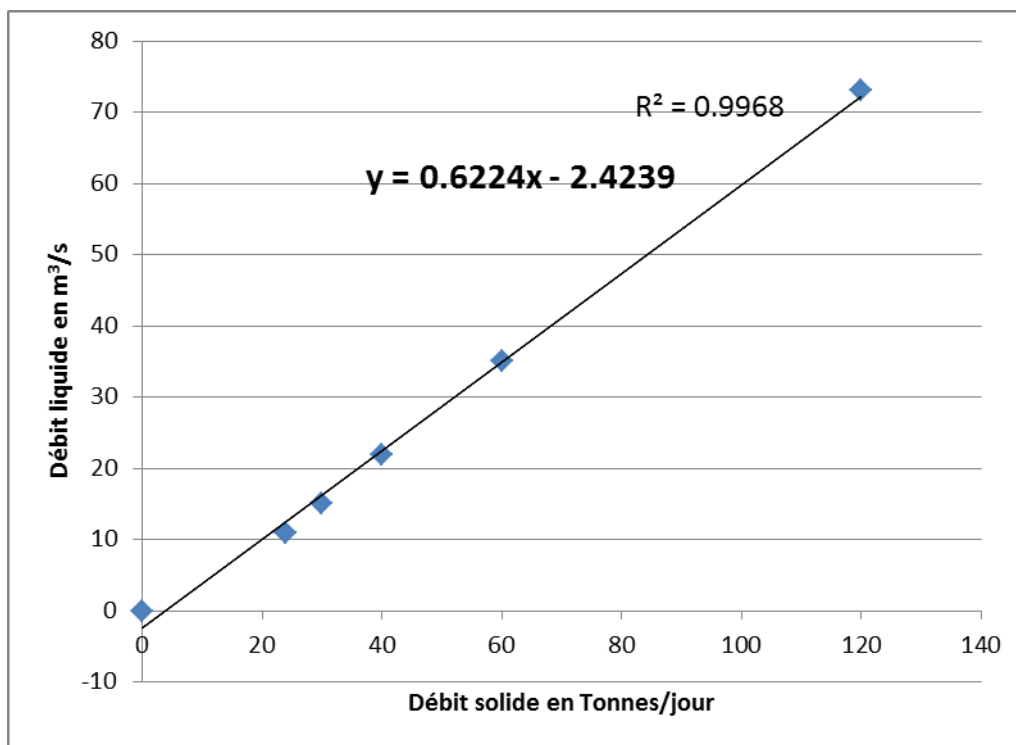


Figure 4-39 : Relation qui donne le débit liquide en fonction du débit solide à la station de l'usine de prise d'eau pour la localité Jonquière avec un seuil de 19 mg/l des sédiments en suspension.

CONCLUSION

L'objectif de ce mémoire était de déterminer la courbe donnant la relation entre le débit solide et le débit liquide en mode prévisionnel pour l'aménagement de la Rivière-aux-Sables. Cette courbe ainsi déterminée traduit spécifiquement la relation qui existe entre la quantité de sédiments à relâcher en amont et débit liquide à faire transiter dans la rivière, permettant d'éviter le dépassement d'un seuil de 19 mg/l pour la concentration des sédiments en suspension en aval au niveau de la station de prise d'eau de la localité Jonquière. Cette étude s'inscrivait dans la logique de proposer une alternative pour atténuer les effets de la charge sédimentaire pendant les travaux d'excavation dans la rivière. Notre alternative proposée découle d'une meilleure caractérisation de la dynamique des écoulements. La méthodologie étant de reproduire les processus observés et d'en déduire des prévisions par les outils de simulation des écoulements qui schématisent de façon adéquate les conditions prévalent au sein du tronçon à l'étude. L'application de cette courbe du débit liquide en fonction du débit solide présente un intérêt économique dans la mesure où elle supprime les risques d'impacts pour l'opérateur de la station de prise d'eau et permet une meilleure optimisation des travaux de l'aménageur en partenariat avec l'opérateur des barrages Pibrac-Est et Pibrac-Ouest en amont.

Cette courbe a été obtenue par modélisation numérique à l'aide du logiciel SRH 1-D 2.6. L'atout de ce modèle numérique est qu'il permet de faire la simulation de la propagation des écoulements couplés ou non au transport des sédiments. Le choix de ce modèle a été motivé par le fait qu'il implémente les équations qui conceptualisent de façon satisfaisante les processus à modéliser sur la Rivière-aux-Sables, en particulier le transport des sédiments en suspension en régime non permanent.

L'efficacité du modèle pour la simulation des écoulements sans transport solide en régime permanent a été prouvée pendant une étude comparative avec le modèle permanent HEC-RAS 4.1. fourni par l'entreprise GENIVAR. Cette étape de calibration a montré que la différence entre les résultats de la simulation par les deux modèles est très petite, de l'ordre de quelques millimètres pour les lignes d'eau. La vérification des conditions d'écoulements en régime permanent était nécessaire pour déterminer les conditions initiales propres pour le calcul des écoulements non permanents couplés au transport des sédiments en suspension.

Le calage des paramètres du modèle a permis de reproduire de façon satisfaisante l'évolution de la concentration des sédiments en suspension dans la Rivière-aux-Sables au niveau du pont de l'autoroute 70. L'ajustement manuel des paramètres physiques du modèle exige beaucoup d'effort pour arriver à un meilleur résultat. Par ailleurs, le peu de données disponibles in situ ne permet pas une calibration exhaustive, une expérience du modélisateur est très déterminante. Les incertitudes qui subsistent sur les données elles-mêmes, ne permettent pas de conclure de façon juste sur la caractérisation des paramètres hydro-sédimentaires observables dans la nature.

Les modèles numériques constituent toujours une approximation de la réalité dans la mesure où la dérivation des équations implémentées dans ces modèles, découle dans la plus part des cas d'hypothèses simplificatrices ou sont obtenues dans des conditions particulières ne permettant d'en faire une généralisation. La modélisation numérique reste toujours un outil incontournable et très utile pour mieux caractériser les processus de propagation des écoulements couplés au transport des sédiments en suspension.

BIBLIOGRAPHIE

- Abbott, M. B., & Ionescu, F. (1967). On the numerical computation of nearly horizontal flows. *Journal of Hydraulic Research*, 5, 97-117.
- Ancy, C. (2010). *Hydraulique à surface libre*. Écublens, CH-1015 Lausanne: Laboratoire Hydraulique Environnementale, École Polytechnique de Lausanne.
- Ariathurai, R., & Arulanandan, K. (1978). Erosion rates of cohesive soils. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 104(2), 279-283.
- Ariathurai, R., & Krone, R. B. (1976). Finite element model for cohesive sediment transport. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 102(3), 323-338.
- Armanini, A., & Di Silvio, G. (1988). A one-dimensional model for the transport of a sediment mixture in non-equilibrium conditions. *Journal of Hydraulic Research*, 26(3), 275-292.
- Ashida, K., & Fujita, M. (1986). Stochastic model for particle suspension in open channels. *Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering*, 4(2), 21-46.
- Bagnold, R. A. (1966). An Approach to sediment transport problem from general physics. *United States Geological Survey-Professional Papers*, 422(I), 37.
- Barkau, R. L. (1982). *Simulation of the July 1981 Flood along the Salt River*. Tiré de Report for CE695BV, Special Problems in Hydraulics, Department of Civil Engineering, Colorado State University.
- Barré de Saint-Venant, A. J. C. (1871). Théorie du mouvement non-permanent des eaux, avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences*, 73, 148-154.
- Bravard, J.-P., & Petit, F. (1997). *Les cours d'eau: Dynamique du système fluvial*. Paris: Arman Colin.
- Brooks, N. H. (1963). Calculation of suspended load discharge from velocity and concentration parameters. *Proceedings of the Federal Inter-Agency Sedimentation Conference, Washington, DC*. (pp. 229-237): U.S. Department of Agriculture.
- Centre d'expertise hydrique du Québec. (2012). Répertoire des barrages. Tiré de <http://www.cehq.gouv.qc.ca/barrages/default.asp>
- Chang, F. M., Simons, D. B., & Richardson, E. V. (1965). Total bed-material discharge in alluvial channels. *U.S Geological Survey Water-Supply Paper 1498-I*.
- Chanson, H. (1999). *The hydraulics of open channel flow*. New York: John Wiley & Sons Inc.

- Chapra, S. C., & Canale, R. P. (2010). *Numerical methods for engineers* (6th^e éd.). Montreal: McGraw-Hill Higher Education.
- Chaudhry, M. H. (2008). *Open-Channel Flow*: Springer.
- Chiu, C. L., & Chen, K. (1969). Stochastic hydrodynamics of sediment transport. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 95, 1215-1230.
- Coleman, N. L. (1981). Velocity profiles with suspended sediment. *Journal of Hydraulic Research*, 19(3), 211-229.
- Conseil canadien des ministres de l'environnement. (2002). *Recommandations canadiennes pour la qualité des eaux : protection de la vie aquatique— matières particulières totales*. Tiré de *Recommandations canadiennes pour la qualité de l'environnement*, 1999, Winnipeg, le conseil.
- Crank, J. (1979). *The Mathematics of Diffusion* (2nd^e éd.). Oxford: Clarendon Press.
- Csanady, G. T. (1973). *Turbulent Diffusion in the Environment*. Dordrecht: D. Reidel Publishing Company.
- Danish Hydraulic Institute. (2007). MIKE 11(A Modelling System for Rivers and Channels) [Reference Manuel]. Horsholm: Danish Hydraulic Institute.
- Degoutte, G. (2006). *Cours d'hydraulique, dynamique et morphologie*. Paris: Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et des Forêts.
- DeLong, L. L. (1989). Mass Conservation: 1-D Open Channel Flow Equations. *Journal of Hydraulic Division, ASCE*, 115(2), 263-268.
- Einstein, H. A. (1950). *The bed-load function for sediment transportation in open channel flows*. Washington: U.S. Departement of Agriculture, Soil Conservation Service
- Exner, F. (1925). Über die wechselwirkung zwischen wasser und geschiebe in flussen. *Sitzber Akad Wiss Wien*, 134, 169-204.
- Fischer, H. B. (1979). *Mixing in inland and coastal waters*. New York: Academic Press.
- Fread, D. L. (1974a). *Implicit Dynamic Routing of Floods and Surges in the Lower Mississipi*. American Geophysical Union Spring Meeting, Washington, D.C.
- Fread, D. L. (1974b) Numerical properties of Implicit Four-Point Finite Difference Equattions of Unsteady Flow. Silver Spring, M.D: HRL-45, NOAA Tech. Memo NWS HYDRO-18, Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service.
- Fread, D. L. (1976). *Theoritical Development of an Implicit Dynamic Routing Model*. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, U.S. Department of Commerce, NOAA, NWS, Silver Spring, MD., presented at Dynamic Routing Seminar, Lower Mississippi River Forecast Center, Slidell, LA.

- Fread, D. L. (1978) Theoretical Development of Implicit Dynamique Routing Model. Silver Spring, M.D.: HRL-113, Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service.
- Fread, D. L. (1988). The NWS DAMBRK Model [Theorecal Background/User Documentation]. Silver Spring, M.D.: HRL-256, Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service.
- Fread, D. L., Jin, M., & Lewis, J. M. (1996). An LPI numerical Numerical Implicit solution for Unsteady Mixed-Flow Simulation. *North American Water and Environment Congress 96, ASCE, Anaheim(California)*.
- Fread, D. L., & Lewis, J. M. (1998). FLDWAV (Version 1) [Theoretical description]. Silver Spring, MD: National Weather Service.
- Galappatti, G., & Vreugdenhil, C. (1985). A depth-integrated model for suspended sediment transport. *Journal of Hydraulic Research*, 23(4), 359-377.
- Graf, W. H. (1971). *Hydraulics of sediment transport*. Montreal: McGraw-Hill.
- Graf, W. H., & Altinakar, M. S. (2000). *Hydraulique fluviale : écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple* (2nd^e éd.). Lausanne: Presses polytechniques et universitaires romandes.
- Greimann, B., Lai, Y., & Huang, J. (2008). Two-dimensional total sediment load model equations. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134, 1142.
- Hayter, E. J., Bergs, M. A., Gu, R., McCutcheon, S. C., Smith, S. J., & Whiteley, H. J. (1999). HSCTM-2D, a finite element model for depth-averaged hydrodynamics, sediment and contaminant transport. Athens: National Exposure Research Laboratory, Office of Research and Development, U.S. Environmental Protection Agency.
- Hinze, J. O. (1975). *Turbulence* (2nd^e éd.). New York: McGraw-Hill.
- Holly Jr, F., & Rahuel, J. L. (1990). New numerical/physical framework for mobile-bed modelling. *Journal of Hydraulic Research*, 28(4), 401-416.
- Huang, J. V., & Greimann, B. (2010). SRH-1D (Sedimentation and River Hydraulics, One Dimension) (Version 2.6) [User's Manual]. Denver, CO: U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Sedimentation and River Hydraulics Group.
- Hunt, J. N. (1954). The Turbulent Transport of Suspended Sediment in Open Channels. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences*, 224(1158), 322-335.
- Ippen, A. T. (1971). New look at sedimentation in turbulent streams. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 58(3), 131-163.

- Itakura, T., & Kishi, T. (1980). Open channel flow with suspended sediments. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 106(8), 1325-1343.
- Krey, H. (1927). Die Quer-Geschwindigkeitskurve bei turbulenter Strömung. *ZAMM - Journal of Applied Mathematics and Mechanics / Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*, 7(2), 107-113.
- Krone, R. (1962). *Flume Studies of the Transport of Sediment in Estuarine Shoaling Processes*. Tiré de University of California, Technical Report, Hydraulic Engineering Laboratory.
- Lane, E. W., & Kalinske, A. A. (1941). Engineering calculations of suspended sediment. *Transactions of the American Geophysical Union*, 20, 603-607.
- LeMéhauté, B. (1976). *An introduction to hydrodynamics and water waves*. New York: Springer-Verlag.
- Liggett, J. A., & Cunge, J. A. (1975). Numerical Methods of Solution of the Unsteady Flow Equations *Unsteady Flow in Open Channels*. Fort Collins, CO: Water Resources Publications.
- McCracken, D. D., & Dorn, W. S. (1965). *Numerical methods and FORTRAN programming with applications in engineering and science*. New York: John Wiley & Sons Inc.
- Mehta, A. J., Hayter, E., Parker, R., Krone, R., & Teeter, A. (1989). Cohesive sediment transport I: Process description. *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(8).
- Mehta, A. J., & Partheniades, E. (1973). *Depositional behavior of cohesive sediments*. Tiré de Technique report No 16, University of Florida, Gainesville, FL.
- Nicolet, R., Roy, L., Arès, R., Dufour, J., Marinier, G., & Morin, G. (1997). Rapport de la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages. *Bibliothèque nationale du Québec, Qué.*
- Ohtsubo, K., & Muraoka, K. (1986). Resuspension of cohesive sediments by currents. *3rd Symposium on River Sedimentation, Jackson, MS*.(pp. 1680-1689).
- Partheniades, E. (1993). Turbulence, Flocculation and Cohesive Sediment Dynamics. *Nearshore and estuarine cohesive sediment transport*, 42, 40.
- Preissmann, A. (1961). Propagation of translatory waves in channels and rivers. *Proceeding first Congress of French Association for Computation, Grenoble(France)*.(pp. 433-442).
- Raudkivi, A. J. (1990). *Loose boundary hydraulics*. Oxford: Pergamon Press.
- Raudkivi, A. J. (1998). *Loose boundary hydraulics* (4th^e éd.). Rotterdam: A.A. Balkema Publishers.
- Rouse, H. (1937). Modern conceptions of the mechanics of turbulence *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 102.

- Smith, R. H. (1978). *Development of a Flood Routing Model for Small Meandering Rivers*. Ph.D Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Missouri, Rolla, MO.
- Strelkoff, J. (1969). The One-Dimensional Equations of Open-Channel Flow. *Journal of Hydraulic Division, ASCE*, 95(HY3), 861-874.
- Sumer, B. M., Kozakiewicz, A., Fredsoe, J., & Deigaard, R. (1996). Velocity and concentration profiles in sheet-flow layer of movable bed. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 122(10), 549-558.
- Tannehill, J. C., Pletcher, R. H., & Anderson, D. A. (1997). *Computational fluid mechanics and heat transfer*. Bristol, PA: Taylor & Francis.
- U.S. Army Corps of Engineers. (2008). HEC-RAS (Version 4.1) [Hydraulic Reference Manual]. Davis, CA: Hydrologic Engineering Center, U.S. Army Corps of Engineers.
- Van Leer, B. (1979). Towards the ultimate conservative difference scheme. V. A second-order sequel to Godunov's method. *Journal of Computational Physics*, 32(1), 101-136.
- Van Rijn, L. C. (1984). Sediment transport, Part II: Suspended load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(11), 1613-1641.
- Vanoni, V. A. (1946). Transportation of suspended sediment by water. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 111(2267), 67-133.
- Vanoni, V. A., & ASCE Task Committee for the Preparation of the Manual on Sedimentation. (2006). *Sedimentation Engineering*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Velikanov, M. A. (1954). Principle of the gravitational theory of the movement of sediments. *Academy of Sciences Bulletin, USSR, Geophysical Series*, 4, 349-359.
- Velikanov, M. A. (1955). *Dynamics of Alluvial Streams(Sediment and Bed Flow)* (3rd^e éd.). Moscow: State Publishing House for Theoretical and Technical Literature.
- Velikanov, M. A. (1958). *Alluvial process (fundamental principles)*. Moscow: State Publishing House for Physical and Mathematical Literature.
- Vlugter, H. (1962). Sediment transportation by running water and the stable channels in alluvial soils. *Bouw-an Waterbouwkunde, de Ingenieur*, 74(36), 227-231.
- Yang, C. T. (2003). *Sediment transport : theory and practice*. Malabar: Krieger Publishing Company.
- Yang, C. T., & Simões, F. (2002). GSTAR (Generalized Stream Tube model for Alluvial River) (Version 3) [User's manual for GSTAR3]. Denver, CO: US Bureau of Reclamation, Technical Service Center.

Yang, G., Belleudy, P., & Temperville, A. (1991). A higher-order eulerian scheme for coupled advection-diffusion transport. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 12, 43-58.