

THÈSE

En vue de l'obtention du

DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE

Délivré par :

Institut National Polytechnique de Toulouse (INP Toulouse)

Discipline ou spécialité :

Genie industriel

Présentée et soutenue par :

Mme HOUDA NOUASSE

le mercredi 4 mars 2015

Titre :

GESTION SUPERVISEE DE SYSTEMES ETENDUS A RETARDS VARIABLES - CAS DES RESEAUX HYDROGRAPHIQUES

Ecole doctorale :

Systèmes (Systèmes)

Unité de recherche :

Laboratoire de Génie de Productions de l'ENIT (E.N.I.T-L.G.P.)

Directeur(s) de Thèse :

M. BERNARD ARCHIMEDE

MME PASCALE CHIRON

Rapporteurs :

M. PASCAL BERRUET, UNIVERSITE DE BRETAGNE SUD

M. YVES DUCQ, UNIVERSITE BORDEAUX 1

Membre(s) du jury :

M. ERIC DUVIELLA, ECOLE DES MINES DE DOUAI, Président

M. BERNARD ARCHIMEDE, ECOLE NATIONALE D'INGENIEUR DE TARBES, Membre

M. JOSEBA QUEVEDO, UNIV POLITECNICA DE CATALUNYA BARCELONA, Membre

Mme PASCALE CHIRON, ECOLE NATIONALE D'INGENIEUR DE TARBES, Membre

Remerciements

Le travail présenté dans ce manuscrit, est le fruit de cinq années de thèse au Laboratoire génie de production à l'ENI de Tarbes. Je remercie Messieurs Daniel Noyes, ancien directeur du LGP, et Jean-Yves Fourquet, actuel directeur, de m'avoir ouvert les portes de leur établissement et accueilli au sein du LGP. J'adresse également mes remerciements aux membres du jury de thèse : Monsieur Pascal Berruet, Professeur à l'Université de Bretagne-Sud, et Monsieur Yves Ducq, Professeur à l'Université de Bordeaux, de m'avoir fait l'honneur d'accepter de rapporter sur mes travaux de thèse. Monsieur Joseba Quevedo, Professeur à l'Université Polytechnique de Catalogne, et Monsieur Eric Duviella, Maître de conférences à l'Ecole des Mines de Douai, de leur participation à mon jury de thèse et Monsieur Husheng Lin, Ingénieur à la Compagnie d'Aménagement des Côteaux de Gascogne, de l'intérêt qu'il a porté à mes travaux de thèse.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon directeur de thèse, Monsieur Bernard Archimède, Professeur à l'ENI de Tarbes, qui a eu la gentillesse d'accepter, après le décès de mon ancien directeur de thèse Monsieur Philippe Charbonnaud, de diriger mes travaux de recherche. Je lui suis entièrement reconnaissante pour son aide scientifique durant ses trois ans d'encadrement qui a fait évoluer un travail entamé.

Mes remerciements s'adressent aussi à Mme Pascale Chiron, Maître de Conférences à l'ENI de Tarbes, d'avoir accepté de m'encadrer durant ces cinq années. Je la remercie de la générosité de ses remarques, de ses conseils, de ses relectures et de sa disponibilité.

Mes remerciements concernent également toutes les personnes à l'ENIT : administration, CRI, bibliothèque et LGP, qui m'ont aidé tout au long de ces cinq ans de « recherches » au LGP. Je tiens à remercier particulièrement Madame Bouchra Hassoune, Maître de conférences à l'ENI de Tarbes, de

son soutien et de son aide au cours des trois dernières années. Je remercie toute ma famille, mes proches et mes amis pour leur soutien et leurs encouragements.

Dédicace

Je souhaite dédier ce travail de thèse à la mémoire de, mon ancien directeur de thèse, Monsieur Philippe Charbonnaud.

Monsieur Philippe Charbonnaud n'a pas pu mener à bout la direction de ces recherches suite à son décès dans un accident de voiture en compagnie de mon ancien collègue de bureau Nassim Zbib. Les mots parfois ne suffisent pas pour exprimer la profondeur des sentiments de gratitude qu'on peut ressentir envers quelqu'un, en particulier quand il s'agit d'une personne ayant des qualités humaines remarquables comme l'était Mr Philippe Charbonnaud. En plus de ses qualités humaines, Mr Philippe Charbonnaud, partageait avec générosité et passion son savoir-faire et ses connaissances dans la recherche scientifique. Tant de choses à retenir de ce Monsieur, ne serait-ce que son bonjour le matin prononcé avec un accent marocain approximatif (LABASS) auquel il exigeait gentiment une réponse en marocain, ma langue maternelle, (HAMDOULLAH).

J'espère avoir respecté et honoré sa mémoire en menant à terme ce travail de thèse qu'il avait proposé.

Repose en paix, « cher ami » Mr Philippe Charbonnaud

Acronymes

ACB analyse coût-bénéfice.

AG Algorithme génétique

AMSR-E Advanced Microwave Scanning Radiometer. Télédétection à micro-ondes passive

ANFAS datA fusioN for Flood Analysis and decisioN support. Système d'aide à la planification préventive des inondations par la modélisation hydraulique et la cartographie assistées via Internet

EFAS European FloodAlert System

ESPADA Evaluation et Suivi des Pluies en Agglomération pour Devancer l'Alerte

FCR Flood Control Reservoir. Réservoir d'écrêtement.

GFDS Global Flood Detection System. Système d'alerte d'inondation

GloFAS Global Flood Awareness System. Système de prévision et de surveillance des crues

GRG La méthode du gradient réduit généralisé

LQG Régulateur linéaire quadratique gaussien

LQR Régulateur quadratique linéaire

MOM La méthode des multiplicateurs de Lagrange

MPC Model Predictive Control. Commande prédictive

PAPI Programmes d'action de prévention des inondations

PD Programmation dynamique

PL Programmation linéaire

PPRI Plan de prévention du risque d'inondation

PPRN Prévention des risques au sein des plans de prévention des risques naturels

RGTM Graphe Réduit et Matrice de Temporisation

RGTM-S Graphe Réduit et Matrice de Temporisation- Stockage

RGTM-SD Graphe Réduit et Matrice de Temporisation- Stockage et Déstockage

SCADA Supervisory Control and Data Acquisition

SCHAPI Service central d'hydrométéorologie et d'appui à la prévision des inondations

SLP La programmation linéaire séquentielle

SPC Service de Prévention de Crues

SQP La programmation quadratique séquentielle

TEG Time expanded graph

TVG Time varying graph

Table des matières

Acronymes **i**

Table des figures **vii**

Liste des tableaux **xi**

Introduction **1**

1 Crues et inondations dans les réseaux hydrographiques **5**

1.1 Introduction 6

1.2 Réseaux hydrographiques 6

1.2.1 Caractéristiques générales des réseaux hydrographiques 6

1.2.2 Modèle unidimensionnel d'écoulement 9

1.2.3 Modèle bidimensionnel d'écoulement 11

1.3 Crues et inondations 11

1.4 Ouvrages hydrauliques pour la gestion des crues de rivière 14

1.4.1 Les barrages de protection contre les crues et leurs réservoirs . . 15

1.4.2 Les réservoirs d'écrêtement de crues et les bassins de retenue . . 16

1.4.3 Les ouvrages d'endiguement 17

1.4.4 Les canaux de dérivation 18

1.4.5 La chenalisation 19

1.4.6 Synthèse 20

1.5 Programmes de prévention des crues 21

1.5.1 Quelques projets Européens 21

1.5.2 Le système français de prévision et de gestion des crues 22
1.5.3 Programmes d'action de prévention des inondations (PAPI) . . . 23
1.5.4 Quelques logiciels liés à la gestion des crues 25
1.6 Gestion quantitative de la ressource 30
1.7 Conclusion 32

2 Vers une gestion supervisée de réseaux hydrographiques en présence de crue. 35
2.1 Introduction 36
2.2 Méthodes de gestion par optimisation 36
2.2.1 Méthodes non heuristiques 36
2.2.2 Méthodes heuristiques 39
2.3 Méthodes de gestion par régulation 41
2.4 Méthodes de gestion supervisée 43
2.5 Schéma de gestion supervisée d'un réseau hydrographique 48
2.6 Conclusion 50

3 Elaboration des consignes par graphes de transport 53
3.1 Introduction 54
3.2 Définitions 54
3.2.1 Les graphes orientés 54
3.2.2 Réseaux et flots de transport 55
3.2.3 Prise en compte du temps dans les réseaux de transport 56
3.3 Cas d'un réseau hydrographique équipé de réservoirs. 59
3.3.1 Description et formalisation du problème 59
3.3.2 La notion de coût dans les réseaux hydrographiques 60
3.3.3 Modélisation d'une porte, relation hauteur /débit 62
3.4 Modélisation du problème pour le stockage 63
3.4.1 Graphe de transport statique 63
3.4.2 Réseau à retard étendu 66
3.4.3 Graphe Réduit et Matrice de Temporisation, cas du stockage . . 69
3.5 Modélisation du problème pour le stockage et le déstockage 72
3.5.1 Prise en compte du déstockage 72
3.5.2 Mécanisme de fusion et de décomposition 73

3.5.3 Graphe Réduit et Matrice de Temporisation pour le stockage et le déstockage . . . 75
3.5.4 Utilisation du RGTM-SD . . . 77
3.6 Conclusion . . . 84

4 Mise en œuvre de la gestion supervisée pour la gestion de crue 87
4.1 Introduction . . . 88
4.2 Le projet GECOZI . . . 88
4.2.1 Le bassin de l'Ebre . . . 89
4.2.2 Cas d'étude . . . 90
4.2.3 Implantation du modèle . . . 91
4.3 Gestion prévisionnelle de la crue . . . 93
4.3.1 Horizon de prévision . . . 93
4.3.2 Définition d'indicateurs de performances . . . 93
4.4 Stratégies de gestion dans le cas de crues simples . . . 95
4.4.1 Stockage - RGTM-S. . . . 96
4.4.2 Stockage et Restitution - RGTM-SD. . . . 99
4.4.3 Temps de transfert variables. . . . 102
4.5 Stratégies de gestion dans le cas de crues multiples . . . 106
4.5.1 Temps de transfert constants. . . . 106
4.5.2 Temps de transfert variables. . . . 110
4.6 Conclusion . . . 112

Conclusion et Perspectives 113

Références 117

Table des figures

1.1 Divers types de chenaux - Source [Geobase, sd] 7
1.2 Quelques types de bassin versant 7
1.3 Réseau hydrographique (a) décomposé en systèmes hydrauliques (b) et en biefs (c) d'après [Duviella, 2005]. 8
1.4 Caractéristiques et notations d'un canal-section mouillée et vues prismatiques et transversales d'un canal à surface libre. Source [Schuurmans, 1997] 10
1.5 Coupe transversale d'un fleuve. Source - [Lesréshydro, sd] 12
1.6 Classification des inondations. Source - [Fouchier, 2010] 12
1.7 Historique des crues dans le mondes depuis 1985. Source [Brakenridge, 2011] 14
1.8 Réservoir de Llyn Clywedog (Pays de Galles, Grande-Bretagne), géré par la compagnie Severn Trent Water. Source [UNESCO-OMM, 1992] 15
1.9 Bassin d'écrêtement des crues (Territoire de Belfort, France). Source [RecBasEcr, sd] 16
1.10 Une levée dans la vallée de la Loire. Source [UNESCO-OMM, 1992] . . . 17
1.11 Canal de dérivation du Rhône vers l'usine de Donzère-Mondragon (Drôme, France). Source [UNESCO-OMM, 1992] 19
1.12 Reprofilage, recalibrage et chenalisation d'un cours d'eau. Source [Reprorecalibchenal, sd] 20
1.13 Logiciel GESRES. Source [GESRES, sd] 25
1.14 Logiciel ANFAS. D'après [Prastacos et al., 2004] 26
1.15 Logiciel OSIRIS. D'après [Morel, 2005] 27
1.16 Logiciel ISIS-FAST. D'après [ISIS, sd] 28

1.17 Logiciel ESPADA. D'après [Peyron et al., 2007] 29

2.1 Classification des méthodes d'optimisation utilisées dans la gestion d'un réservoir, d'après [Asmadi et al., 2014] 37
2.2 Liens entre supervision, surveillance, diagnostic et aide à la décision, d'après [Hernández De León, 2006]. 44
2.3 Contrôle supervisé par sélection de contrôleur [Demirel et al., 2012]. . . 44
2.4 Contrôle supervisé d'un canal d'irrigation [Amin et al., 2013a]. 45
2.5 Architecture de contrôle adaptatif et prédictif d'un réseau de canaux de navigation [Horváth et al., 2014]. 46
2.6 Architecture de contrôle d'un système de traitement des eaux usées [Brdys, 2010]. 47
2.7 Schéma conceptuel de la gestion supervisée 49
2.8 Bloc gestion supervisée 50

3.1 Exemple de graphe étendu à flot dynamique proposé par Fulkerson [Fulkerson, 1966] 56
3.2 La rivière et ses réservoirs. 59
3.3 Exemple de relation coût/volume d'eau 61
3.4 Différentes situations de stockage 62
3.5 Différentes situations de déstockage 62
3.6 Graphe de transport d'un système à n_G zones d'expansion de crue . . . 64
3.7 Réseau étendu à retard cas où $n_G = 3$. 67
3.8 Exemple de réseau modélisé via le mécanisme RGTM-S pour un système muni de $n_G = 3$ réservoirs. 71
3.9 Décomposition et fusion des sommets d'un graphe 74
3.10 Exemple de RGTM-SD pour le stockage et la restitution dans un système à $n_G = 3$ réservoirs. 76
3.11 Exemples de séquences de restitution pour un système à $n_G = 3$ réservoirs. 83

4.1 Illustrations du bassin de l'Ebre 89
4.2 Schéma du benchmark : rivière et zones inondables 91
4.3 Modèle implanté 91
4.4 Implantation du modèle 92

4.5 Illustration d'un horizon de prévision 94
4.6 Résultats de simulation pour $\tau_1 = 11T_c$, $\tau_2 = 15T_c$. (a) Q_{input} débit en amont du système de rivière, Q_{output} débit en aval et Q_{lam} seuil d'écrêtement. (b) Somme des volumes dans les réservoirs et le volume de référence en fonction du seuil de laminage. (c), (d), (e) ouvertures des portes, hauteurs d'eau devant les portes (d1, fd) hauteurs d'eau derrière les portes (d2, bd). 96
4.7 Comparaisons de résultats de simulations avec différents modèles de graphes pour le même seuil $Q_{lam} = 650m^3/s$. 97
4.8 hauteurs d'eau dans les $FCRs$ pour portes ouvertes et consignées. $Q_{lam} = 675m^3/s$, $Q_{do} = 600m^3/s$, $\tau_1 = 10T_c$, $\tau_2 = 9T_c$. 99
4.9 Résultats de simulations pour $Q_{lam} = 675m^3/s$, $Q_{do} = 600m^3/s$, $\tau_1 = 10T_c$, $\tau_2 = 9T_c$. 100
4.10 Q_{input} et Q_{output} pour $Q_{lam} = 675m^3/s$, $Q_{do} = 600m^3/s$ et $Q_{do} = 500m^3/s$ 102
4.11 Evolution des temps de transfert τ_1 (rouge) et τ_2 (noir) pour une simulation d'un scénario à 1-pic avec $Q_{lam} = 675m^3/s$ et $Q_{do} = 600m^3/s$. . . 103
4.12 Q_{input} et Q_{output} pour une simulation d'un scénario à 1-pic avec $Q_{lam} = 675m^3/s$ et $Q_{do} = 600m^3/s$, temps de transfert variables. 104
4.13 Comparaison des hauteurs d'eau dans les réservoirs pour une simulation d'une crue à 1-pic avec $Q_{lam} = 675m^3/s$ et $Q_{do} = 600m^3/s$, temps de transfert variables. 105
4.14 Résultats de simulation quand $Q_{lam} = 710m^3/s$, $Q_{do} = 680m^3/s$ et quand les portes sont totalement ouvertes 107
4.15 hauteurs d'eau dans les $FCRs$ pour portes ouvertes et consignées. $Q_{lam} = 710m^3/s$, $Q_{do} = 680m^3/s$, $\tau_1 = 10T_c$, $\tau_2 = 9T_c$ 109
4.16 Evolution des temps de transfert τ_1 et τ_2 pour une simulation d'une crue à 2-pics avec $Q_{lam} = 710m^3/s$ et $Q_{do} = 680m^3/s$. 110
4.17 Q_{input} et Q_{output} pour une simulation d'une crue à 2-pics avec $Q_{lam} = 710m^3/s$ et $Q_{do} = 680m^3/s$, temps de transfert variables. 111

Liste des tableaux

1.1 Tableau récapitulatif des avantages et des inconvénients des méthodes structurelles et non structurelles, adapté de [Petry, 2002]. 33

4.1 MWR pour un scénario de crue donné et deux stratégies de gestion différentes 101
4.2 AR, AWR et RF pour un scénario de crue à 1-pic. 104
4.3 AWR pour un scénario de crue à double pics et deux stratégies de gestion différentes 108
4.4 Valeurs de AR, AWR et RF pour une crue à 2-pics dans le cas de deux différentes stratégies 111

Introduction

Des catastrophes naturelles, les inondations sont les plus fréquentes et dévastatrices en France comme de par le monde. Une inondation peut intervenir après plusieurs jours de pluie ininterrompue ou après un violent orage. Ces phénomènes le plus souvent violents et imprévisibles, dues à des pluies excessives ou aux eaux de ruissellement, provoquent la plupart du temps d'importants dommages sur les personnes et les biens. Sur le territoire national, les dommages annuels moyens causés par les inondations sont évalués entre 650 à 800 millions d'euros. Ce coût annuel moyen pourrait être nettement plus important en cas d'aléa d'intensité exceptionnelle.

Le 20 octobre 2012, de fortes pluies sont tombées sur le piémont pyrénéen et ont provoqué une crue du Gave de Pau. Dans la nuit, le Gave est sorti de son lit ; la ville de Lourdes et la grotte de Massabielle ont été inondées. L'autel de la Grotte a été littéralement submergé par l'eau. Au cours de la nuit du 2 au 3 avril 2013, la ville de La Plata, située à 60 km de Buenos Aires en Argentine a souffert d'une crue subite de 2 mètres, qui fut la cause du décès de 46 personnes. En mai 2013, Hong Kong a enregistré de fortes pluies provoquant des inondations et des glissements de terrain. Les transports publics ont été affectés de sorte que les écoles ont du être fermées, et les services publics (tribunaux, hôpitaux, cliniques) ont dû être temporairement fermés. Entre le 14 et 17 mai 2014, une dépression sur les Balkans provoqua des pluies abondantes en Croatie, Serbie, Bosnie Herzégovine. Le village de Gunja à l'est de la Croatie a été inondé. Plusieurs mètres d'eau ont recouvert les villes de Doboj en Bosnie Herzégovine et d'Obrenovac en Serbie. L'eau des crues a causé autour de 2000 glissements de terrain à travers la région balkanique, la perte de plus de 60 vies et environ un quart de la population a été affecté dans les Balkans. Fin avril 2014, des pluies d'orages ont causé

des inondations dans le nord de la Floride, ainsi que dans l'est des Etats Unis. Il a été relevé jusqu'à 550 millimètres de pluie. Les routes ont été coupées, une rue de Baltimore s'est effondrée, les vols suspendus, des centaines de personnes évacuées, et les coupures de courant touchèrent 28000 foyers. Ce désastre a causé le décès de 35 personnes. Ces exemples ne sont pas les seuls. La liste des villes affectées n'est pas exhaustive, tous les continents sont concernés par ces phénomènes.

De nombreuses solutions ont été envisagées pour palier ces problèmes. Des ouvrages hydrauliques tels que les barrages, les réservoirs d'écrêtement des crues, les bassins de retenue, les digues, les canaux de dérivation sont construits afin d'endiguer ces crues. Les cours d'eau peuvent aussi être modifiés afin d'atténuer les crues, on parle alors de chenalisation. Ces solutions structurelles nécessitent la mise en place de méthodes de gestion appropriées. De plus, les crues sont souvent induites par des phénomènes climatiques abrupts, et leur ampleur est difficile à évaluer avec précision. Les gestionnaires doivent donc prendre des décisions importantes rapidement dans un contexte incertain. Ainsi, la gestion des crues nécessite une réactivité accrue par rapport à d'autres méthodes de gestion fondées sur la planification où les données nécessaires sont connues *a priori*.

Dans le cadre de cette thèse, nous nous intéressons à la gestion des crues dans le cas de l'utilisation de réservoirs d'écrêtement. Ces espaces, le plus souvent naturels, sont dimensionnés et positionnés en fonction de la topographie du réseau hydrographique.

Les réseaux hydrographiques sont géographiquement répartis, constitués de cours d'eau, d'ouvrages hydrauliques interconnectés et équipés de capteurs et d'actionneurs. Du fait de l'étendue géographique des réseaux et de la dynamique de la ressource véhiculée, l'eau, il est nécessaire de tenir compte des retards, souvent variables, entre les différents points du réseau. Dans ce contexte, il est essentiel de prévoir leur évolution dans le temps. Nous considérons donc les réseaux hydrographiques comme des systèmes pour lesquels les temps de transfert sont variables et donc appartenant à la classe des systèmes étendus à retard variable.

Bien qu'une méthode de gestion basée sur l'utilisation d'un réseau de transport étendu à retard puisse être employée, cette approche présente des limites quant à la prise en compte des retards variables et à l'augmentation importante de la taille du graphe associé. Nous proposons une méthode de gestion basée sur l'utilisation d'un réseau de transport étendu à retard combinant un graphe de transport réduit et une

matrice de temporisation. La méthode proposée permet de déterminer dans le temps les quantités d'eau à stocker ou déstocker des réservoirs. Le stockage est réalisé afin de ralentir les écoulements et de maintenir le débit du cours d'eau sous son niveau de débordement. Le destockage permet d'augmenter la résilience et ainsi accélérer le retour à un état normal.

Ce mémoire s'articule autour de quatre chapitres. Le premier chapitre s'attache à présenter le cadre de travail de cette thèse qui concerne la gestion des crues et des inondations dans les réseaux hydrographiques. Quelques définitions concernant les caractéristiques générales des réseaux hydrographiques et leur modélisation la plus communément utilisée sont proposées. Les différents types de crues et inondations, les ouvrages hydrauliques mis en place pour leur gestion ainsi que les programmes de prévention développés sont décrits. Enfin, le type de gestion de la ressource en eau traitée dans nos travaux est précisé.

La mise en œuvre de solutions liées aux problématiques de la gestion de la ressource en eau nécessite le développement de méthodes de gestion adaptées, c'est l'objet du deuxième chapitre. La littérature comporte une multitude de techniques employées dans le cadre de la gestion de différentes problématiques d'un réseau hydrographique, on exposera davantage celles qui s'apparentent à la gestion des crues. Certaines méthodes basées sur des méthodes d'optimisation ou des techniques de régulation généralement utilisées pour la gestion des volumes ou celles des débits, sont présentées. Ce chapitre se termine par la proposition d'une méthode de gestion supervisée pour laquelle nous décrivons le schéma conceptuel et détaillons les différentes étapes.

L'objectif du troisième chapitre est de décrire notre approche de modélisation basée sur l'exploitation des graphes ou réseaux de transport. Après une présentation des principaux concepts et définitions de la théorie des graphes utilisés dans notre approche, nous décrivons le type de réseaux hydrographiques étudiés, le problème considéré et nous proposons sa formalisation.

La mise en œuvre du modèle proposé et son évaluation sur un cas d'étude sont réalisés dans le quatrième chapitre.

Chapitre 1

Crues et inondations dans les réseaux hydrographiques

Sommaire

1.1 Introduction 6
1.2 Réseaux hydrographiques 6
1.2.1 Caractéristiques générales des réseaux hydrographiques . . . 6
1.2.2 Modèle unidimensionnel d'écoulement 9
1.2.3 Modèle bidimensionnel d'écoulement 11
1.3 Crues et inondations 11
1.4 Ouvrages hydrauliques pour la gestion des crues de rivière 14
1.4.1 Les barrages de protection contre les crues et leurs réservoirs 15
1.4.2 Les réservoirs d'écrêtement de crues et les bassins de retenue 16
1.4.3 Les ouvrages d'endiguement 17
1.4.4 Les canaux de dérivation 18
1.4.5 La chenalisation 19
1.4.6 Synthèse 20
1.5 Programmes de prévention des crues 21
1.5.1 Quelques projets Européens 21
1.5.2 Le système français de prévision et de gestion des crues . . . 22
1.5.3 Programmes d'action de prévention des inondations (PAPI) . 23
1.5.4 Quelques logiciels liés à la gestion des crues 25
1.6 Gestion quantitative de la ressource 30
1.7 Conclusion 32

1.1 Introduction

Les débordements de cours d'eau sont aujourd'hui courants dans toutes les régions du monde. Afin de réduire les dommages sur les biens et les populations, causés par ces phénomènes de crue subits et dont l'amplitude est souvent mal évaluée, on a recours à la mise en place d'infrastructures. Les différentes méthodes de gestion utilisées aujourd'hui, qu'elles soient prévisionnelles, de surveillance, d'alerte des populations, ou de régulation... se basent sur ces infrastructures. L'objectif de ce chapitre est de présenter le cadre de travail de cette thèse qui concerne la gestion des crues dans les réseaux hydrographiques. A cette fin et dans un premier temps, nous donnerons quelques définitions des caractéristiques générales des réseaux hydrographiques et décrirons la modélisation la plus communément utilisée. Dans un second temps nous présenterons les différents types de crues et inondations ainsi que les ouvrages hydrauliques mis en place pour leur gestion. Cette gestion est un thème d'actualité pour lequel de nombreux programmes mondiaux, européen et français ont été et sont réalisés ; ils feront l'objet de la cinquième section de ce chapitre, et cela de manière non exhaustive. Enfin, nous préciserons le type de gestion de la ressource en eau traitée dans nos travaux.

1.2 Réseaux hydrographiques

1.2.1 Caractéristiques générales des réseaux hydrographiques

Un réseau hydrographique peut être défini comme un ensemble de canaux de drainage naturels, permanents ou temporaires, par où s'écoulent les eaux de ruissellement ou restituées par les nappes souterraines. Il comprend les rivières et autres cours d'eau, les lacs et réservoirs d'une région donnée ou d'un bassin versant. Il appartient à la classe des systèmes étendus à retards variables. Cet ensemble hiérarchisé et structuré, d'importance très variable, est formé de chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant [Bedient et al., 2013, Karamouz et al., 2003]. A l'amont de tout chenal, les processus hydrologiques sont aréolaires, spatiaux, c'est-à-dire qu'ils intéressent une surface et non une ligne ; dans le chenal ils deviennent linéaires. On distingue diverses formes de chenaux comme par exemple (cf figure 1.1) : le chenal rectiligne, le chenal en méandre, le chenal en tresse avec un lit large et de nombreux bras.

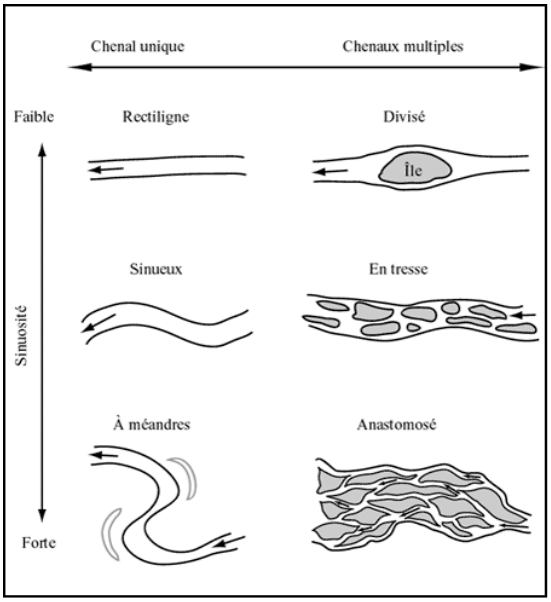


Figure 1.1 – Divers types de chenaux - Source [Geobase, sd]

Une composante principale du réseau hydrographique est le bassin versant. Il représente l'étendue de l'espace drainé qui est délimité par des lignes de partage des eaux qui le séparent des réseaux adjacents. Il existe différents types de bassins versants tels que les bassins de type chêne, couloir, ou entonnoir (voir figure 1.2). La forme des bassins, leur densité et l'organisation du drainage sont des indicateurs de la complexité de la ramification du bassin, de l'importance de sa teneur en eau et en transport de sédiments. La valeur de ces indicateurs, la présence humaine sur le bassin, et le type d'usage des plaines alluviales du bassin sont des paramètres qui influent sur le risque d'inondation.

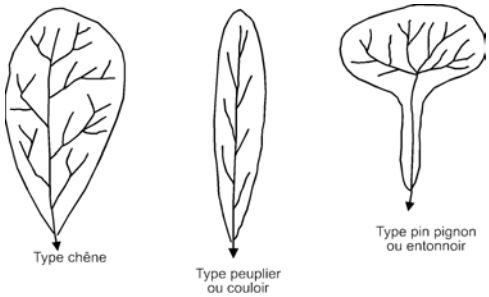


Figure 1.2 – Quelques types de bassin versant

Pour pallier les risques d'inondation et pour satisfaire au mieux les différents besoins

de la ressource en eau, les réseaux hydrographiques sont équipés d'ouvrages tels que des barrages, des retenues, des canaux... Ils sont aussi gérés et à cette fin équipés de capteurs, d'actionneurs, de vannes et de divers systèmes de mesures. Les usages de l'eau sont nombreux : alimentation des cours d'eau, maintien de la vie animale et végétale, alimentation des hommes et animaux, navigation, dilution des effluents industriels, urbains, agricoles et naturel, production d'énergie, loisirs... Les actionneurs assurent le contrôle du stockage et de l'acheminement de la ressource en eau ; les capteurs permettent de mesurer la quantité et la qualité de la ressource en différents points du réseau [Duviella, 2005]. Les réseaux hydrographiques étant très souvent étendus, et ayant une configuration complexe (figure 1.3a), ils sont souvent décomposés en systèmes hydrauliques (figure 1.3b) que sont les rivières et canaux, puis en biefs (figure 1.3c). Un bief est une partie d'un système hydraulique située entre deux points de mesure, entre deux vannes, entre un point de mesure et une vanne ou entre une vanne et un point de mesure.

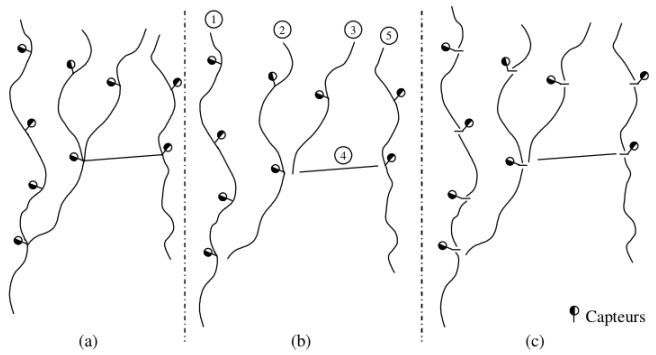


Figure 1.3 – Réseau hydrographique (a) décomposé en systèmes hydrauliques (b) et en biefs (c) d'après [Duviella, 2005].

La description statique des biefs peut être effectuée à l'aide d'un bilan de matière au niveau de chaque bief, en considérant le débit d'entrée, celui de sortie, les apports et les prélèvements du bief. Pour une modélisation dynamique, l'utilisation des équations de Saint Venant est courante [de SaintVenant, 1871]. Cette modélisation est décrite dans le paragraphe suivant pour des modèles d'écoulement $1D$ et $2D$.

1.2.2 Modèle unidimensionnel d'écoulement

Le système d'équations de Barré de Saint-Venant [de SaintVenant, 1871], exprime les lois de conservation de la masse, de la quantité du mouvement et de l'énergie dans un volume de contrôle fini. Ce volume de contrôle est limité par deux sections en travers du cours d'eau, la surface libre et le fond de la rivière (voir figure 1.4). On notera dx la distance finie entre les deux sections en travers du cours d'eau. Les équations unidimensionnelles appelées de « Saint-Venant » s'écrivent comme suit :

$$B\frac{\partial Y}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l, \tag{1.1}$$

avec :

B	La largeur miroir, i.e la largeur du tronçon au niveau de la surface libre
H	hauteur d'eau (m), distance verticale à un plan de référence horizontal à la surface libre du cours d'eau (voir figure 1.4)
Q	Le débit (m^3/s) à travers la section A
q_l	Le débit latéral d'apport par unité de longueur (m^2/s)
t	Variable temps (s)
x	Variable spatiale (m), perpendiculaire à la gravité
Y	La profondeur de l'écoulement (m)

Et,

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = -2\beta\frac{Q}{A}\frac{Q}{x} + \beta\frac{Q^2}{A^2}\frac{\partial A}{\partial x} - \frac{|Q|Qgn^2}{AR^{\frac{4}{3}}} + g(I - \frac{\partial Y}{\partial x})A \tag{1.2}$$

avec :

A	Aire de la section mouillée
β	Coefficient de Boussinesq ou coefficient de correction de quantité de mouvement
g	Gravité (m/s^2)
I	La pente du fond du canal
n	coefficient de Manning $(s/m^{1/3})$ ou coefficient de rugosité hydraulique de la section d'écoulement
R	A/P le rayon hydraulique, le quotient de la section mouillée et du périmètre mouillé
P	Périmètre de la section mouillée (m), la longueur de la ligne entre le lit du cours d'eau et l'eau

L'équation 1.1 est déduite des lois de conservation de masse alors que l'équation 1.2 vérifie les lois de conservation de quantité de mouvement [Morales-Hernandez et al., 2012, Prasad and Vedula, 2002, Jean-Baptiste et al., 2011, Duviella, 2005].

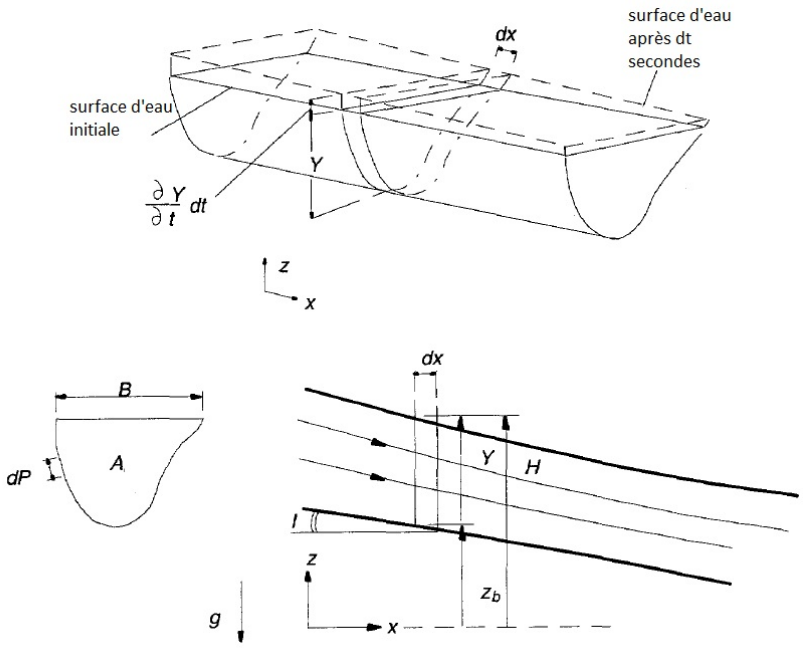


Figure 1.4 – Caractéristiques et notations d'un canal-section mouillée et vues prismatiques et transversales d'un canal à surface libre. Source [Schuurmans, 1997]

Limites d'utilisation des équations de Saint-Venant Les équations de Saint-Venant sont particulièrement adaptées aux canaux à faible pente et aux rivières ayant un lit bien défini. En général, le lit d'un cours d'eau ne reste que rarement plan, mais au contraire développe des structures morphologiques de taille très variable allant de petits monticules de quelques grains jusqu'à des dunes. Ces structures se forment spontanément dès lors qu'un transport solide même faible et intermittent se produit. Les équations de Saint-Venant ne sont pas adaptées lorsqu'il existe des singularités, c'est-à-dire des sections où le comportement de l'écoulement change fortement. Ces singularités peuvent être naturelles (comme la présence d'une cascade ou bien un élargissement brutal du lit) ou artificielles. Parmi ces dernières, il faut mentionner les ouvrages hydrauliques (tels que les seuils, les prises d'eau, les dérivations), les ponts et passages busés. Les ponts et buses peuvent obstruer l'écoulement (dépôt de flottants ou de sédiment), se mettre en charge, ou bien encore être d'un gabarit insuffisant pour la section mouillée de l'écoulement. Ce qui peut causer le débordement de la rivière, voire forcer la rivière à changer de lit [Ancey, 2010, Thual, 2010].

1.2.3 Modèle bidimensionnel d'écoulement

En situation d'inondation lorsque les débordements du cours d'eau s'épanchent dans un lit majeur très large, on distingue un écoulement à caractère bidimensionnel marqué. Les modèles d'écoulement dits bidimensionnels, correspondent à l'utilisation des équations de Saint-Venant (voir 1.2.2) en exprimant ces dernières dans un espace plan à deux dimensions x, y. La formulation vectorielle de ces équations est la suivante :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + div(hV) = q \tag{1.3}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + (\bigtriangledown V)V = -g(grad(Z) + J) \tag{1.4}$$

Où :

h	est la hauteur d'eau(m)
Z	la cote de la surface libre de l'écoulement(m)
q	les éventuels apports ou pertes(m/s)
g	la pesanteur(m/s^2)
V	le vecteur vitesse de composantes V_x et V_y
J	le gradient de charge hydraulique de composantes J_x et J_y

Le vecteur vitesse est supposé ne pas avoir de composante verticale. Ses composantes V_x et V_y correspondent par ailleurs à la vitesse moyenne sur la verticale de l'écoulement dans les directions x et y. L'équation 1.3 exprime la continuité du mouvement et l'équation 1.4 sa dynamique [Morales-Hernandez et al., 2013].

Ces modèles qu'ils soient uni ou bidimensionnels sont utilisés afin d'étudier le comportement les réseaux hydrographiques, de réguler les cours d'eau, de surveiller et gérer les retenues et canaux, de gérer les périodes critiques que sont les sécheresses ou les crues. Ils peuvent aussi être mis en œuvre dans des outils de simulation de situation de crise que sont les crues et inondations.

1.3 Crues et inondations

Les crues sont essentiellement causées par des phénomènes météorologiques. Elles correspondent à une augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans le cours d'eau en un temps donné. Elles peuvent être dues à d'importantes pluies ou à la fonte des neiges ce qui se traduit par un débordement direct et une élévation brutale du cours d'eau. Elles

sont aussi la conséquence d'une saturation des sols en eau qui coïncide avec de longs épisodes pluvieux. Elles peuvent avoir pour conséquence une inondation, c'est-à-dire une submersion lente ou rapide d'installations ou d'habitations liée au débordement des eaux superficielles lors d'une crue. La remontée de nappe est aussi une cause d'inondation en surface, c'est le cas par exemple lorsque la nappe est saturée et qu'il y a répétition des épisodes pluvieux [Shiklomanov, 2000]. Lors d'une inondation, le cours d'eau sort de son lit mineur pour se répandre dans la plaine inondable et recouvrir une partie du lit majeur (voir figure 1.5). Le lit mineur est constitué de la partie comprise entre les berges qui englobe le lit d'étiage et est limitée par le lit majeur, qui est mis en eau lors de crues de fréquence moyenne à rare.

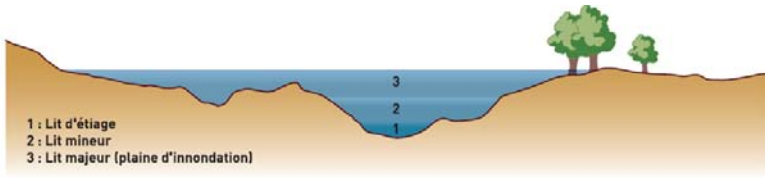


Figure 1.5 – Coupe transversale d'un fleuve. Source - [Lesréshydro, sd]

Les inondations peuvent être classées selon leur origine naturelle ou anthropique (due à la présence de l'homme). Cette classification est illustrée sur la figure 1.6 issue de [Fouchier, 2010]. Les crues quant à elles sont souvent classées selon leur intensité (débit de pointe) ou leur durée. De plus, l'état du réseau hydrographique peut favoriser et augmenter le risque de leur incidence.

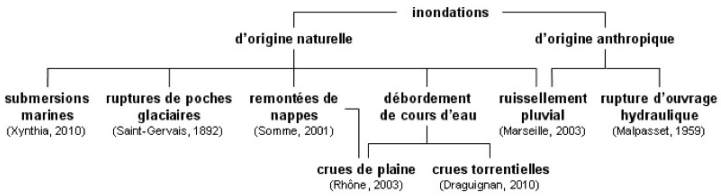


Figure 1.6 – Classification des inondations. Source - [Fouchier, 2010]

On distingue les crues à cinétique rapide des crues à cinétique lente [Chauviere et al., 2010]. Les crues à cinétique rapide désignent les débordements suite à des événements pluvieux intenses et brusques. Ces crues rapides ou soudaines peuvent durer d'une à plusieurs heures, avec une réaction rapide aux pluies, un gradient élevé de montée du débit, des débits de pointe très importants mais un volume total modeste.

Lorsqu'elles sont instantanées, brèves, dues à des pluies d'orages isolés, de quelques dizaines à plus de cent $mm/heure$ pendant une ou deux heures sur quelques hectares à quelques km^2, elles sont le plus souvent prévisibles à l'avance. Cependant leur localisation et leur évolution ne sont prévisibles qu'à très courte échéance, peu de temps après la détection des premières manifestations caractéristiques. Lorsqu'elles sont subites, elles se produisent sur des surfaces de quelques km^2, et sont dues à des pluies orageuses intenses plus structurées dans l'espace et le temps. Elles ne sont prévisibles qu'avec un délai ne dépassant guère quelques heures. Les crues à cinétique lente sont désignées ainsi en référence à la lenteur de la montée des eaux, observable sur l'hydrogramme de crue. Elles sont prévisibles des heures voire des jours à l'avance. Elles concernent plus particulièrement les bassins versants au delà de $1000km^2$, tandis que les crues rapides ou éclairs concernent des bassins versants de quelques centaines de km^2. Les crues lentes sont généralement dues à des épisodes pluvieux successifs de longue durée (de plusieurs jours à plusieurs semaines, voire mois) mais d'intensité modeste. Leur montée des eaux, ainsi que la décrue sont lentes et progressives, et donc largement prévisibles. Les crues lentes sont rarement la cause de décès directs, mais ont des conséquences lourdes sur les infrastructures, les biens, les activités économiques et environnementales.

Des historiques de crue peuvent être établis selon la valeur de leurs intensités. On qualifie alors une crue de décennale, centennale ou encore trentennale au regard de son intensité et de sa fréquence d'occurrence. Il est à noter que les modèles de prévision qui s'appuient sur les historiques de crues doivent évoluer en fonction des événements récents et en particulier ceux induits par le changement climatique. En effet, on constate de nouveaux scénarios de crues parfois qualifiés « d'inhabituels ».

La figure 1.7, illustre des phénomènes de crue survenus partout dans le monde depuis 1985, elles sont répandues sur tous les continents et leur fréquence et ampleur sont variables d'un pays à l'autre. Les dégâts causés par les crues ont des répercussions au niveau économique, humain et écologique. Dans des situations de crues et inondations importantes, l'activité économique de certains secteurs industriels peut être paralysée (par exemple, la menace que représentait, en octobre 2012, l'inondation de Lourdes par rapport au déroulement de la saison touristique suite à la crue du Gave) et le quotidien de la population perturbé par la destruction des infrastructures ou le fait qu'elles soient non utilisables.

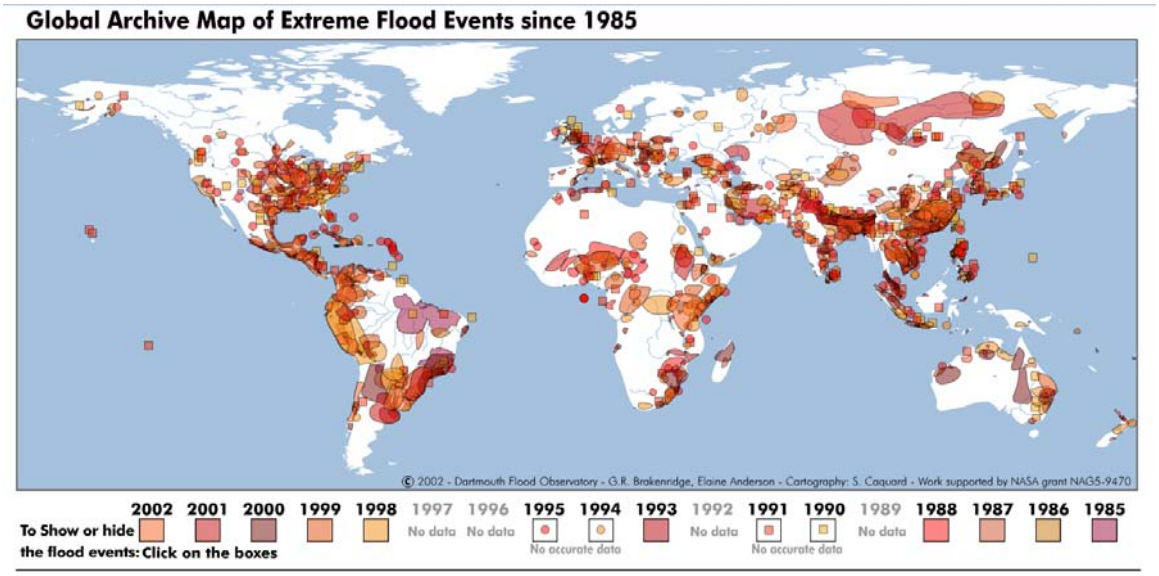


Figure 1.7 – Historique des crues dans le mondes depuis 1985. Source [Brakenridge, 2011]

Différents types de mesures de protection contre les crues existent, les mesures passives, intégrées à l'aménagement du territoire (par le biais notamment des Plans de Prévention des Risques inondations), et les mesures actives limitant le risque par la modification des caractéristiques du cours d'eau [Jordan, 2007]. Les mesures passives consistent à intégrer dans les plans directeurs de l'aménagement du territoire, les contraintes liées à l'eau telles que la définition de zones non constructibles, de zones réservées à l'expansion des crues ou de zones soumises à règles de construction très strictes. Les opérations de mesures d'urgence telles que la mise en place d'éléments mobiles (sacs de sable, murs gonflables ...), ou en dernier recours, l'évacuation des populations font aussi partie des mesures passives. Les mesures actives concernent la mise en place des ouvrages afin d'augmenter la capacité hydraulique et de permettre le stockage temporaire de volume d'eau.

1.4 Ouvrages hydrauliques pour la gestion des crues de rivière

Depuis des siècles, l'homme n'a cessé de construire des structures hydrauliques, pour détourner ou bloquer l'excédent d'eau dû aux crues, et notamment afin d'éviter les inondations en aval de la rivière. Ces structures se sont diversifiées et amé-

liorées au cours du temps. Nous allons décrire les principaux ouvrages hydrauliques utilisés dans la gestion de crue, en mettant en évidence leur interaction avec le milieu naturel du réseau hydrographique concerné ainsi que les avantages et inconvénients [Das et al., 2007, Benoist and Champetier, 2013].

1.4.1 Les barrages de protection contre les crues et leurs réservoirs

Les barrages sont généralement construits dans le but de retenir, réguler et détourner l'eau pour un usage à des fins multiples. Les barrages de protection contre les inondations retiennent tout ou une partie des eaux de la crue dans le réservoir avant de le libérer lentement dans le cours d'eau (figure 1.8). Malgré les coûts de construction élevés et l'impact écologique de leur construction, les barrages et leur réservoir sont une construction très répandue et très exploitée.

Avantages

L'eau stockée dans les barrages peut être valorisée dans les usages tels que : la production agricole, la production d'énergie hydraulique, la consommation urbaine, la consommation industrielle, l'écrêtement de crue. En ce qui concerne l'écrêtement de crue, grâce à leur réservoirs, les barrages retardent et atténuent les débits de pointe en aval de la rivière. Le stockage dans les réservoirs permet la diminution du risque que des quantités importantes d'eau, suite à des crues simultanées de plusieurs affluents dans le cours d'eau principal, ne se retrouvent en aval.



Figure 1.8 – Réservoir de Llyn Clywedog (Pays de Galles, Grande-Bretagne), géré par la compagnie Severn Trent Water. Source [UNESCO-OMM, 1992]

Inconvénients

Lors de crues extrêmes, les réservoirs ne peuvent pas retenir totalement la crue, ils ne peuvent que la retarder. La qualité de l'eau est altérée par le procédé de stockage. En effet, l'eau du fond plus fraîche provoque un phénomène de stratifaction ; la prédominance d'algues (toxiques dans les climats chauds), conduit à une production de méthane et une diminution d'oxygène dans l'eau. Les barrages rompent la connexion entre le chenal du cours d'eau et la plaine inondable. Ils contribuent à la disparition des espèces fluviales. De ce fait, les barrages ont un impact négatif sur les populations qui dépendent de l'écosystème riverain. On note aussi que dans certaines régions la santé des populations dans les sites de construction est affectée par l'apparition de maladies telles que le paludisme ... [ComMondBarr, 2000].

1.4.2 Les réservoirs d'écrêtement de crues et les bassins de retenue

Les réservoirs d'écrêtement de crues et les bassins de retenue sont des espaces naturels aménagés pour stocker temporairement l'eau des crues (voir figure 1.9). Dans le cas des réservoirs d'écrêtement, l'eau est relâchée lentement par un chenal naturel ou artificiel et celle stockée dans les bassins de retenue s'infiltre dans le sol ou s'évapore.



Figure 1.9 – Bassin d'écrêtement des crues (Territoire de Belfort, France).
Source [RecBasEcr, sd]

Avantages

L'aspect plus naturel de cette construction comparé à celui des barrages permet de relever un de ses points forts car non seulement elle atténue l'onde de crue en aval, mais elle contribue à une meilleure gestion écologique des crues que ne le font les barrages. Les réservoirs d'écrêtement de crues sont très souvent exploités à des fins agricoles, l'un des exemples très connu est celui des rizières dans les pays asiatiques. Les réservoirs d'écrêtement de crues et les bassins de retenue sont parfois transformés en zones humides ou étangs qui constituent des habitats pour la flore et la faune.

Inconvénients

On peut se poser des questions sur les limites des capacités de stockage de telles structures. Le risque de détérioration de la qualité de l'eau stockée sur une longue durée qui, dans le cas des bassins de retenue peut avoir un impact sur la qualité de l'eau souterraine (suite à l'infiltration). Dans la cas d'un stockage de longue durée, les cultures peuvent aussi être détériorées.

1.4.3 Les ouvrages d'endiguement

Ils sont aussi appelés levées ou digues (figure 1.10). En France, d'après l'article $R214-113$ du Code de l'environnement, une digue est *un ouvrage longitudinal qui n'a pas fonction de retenir l'eau mais de faire obstacle à son écoulement.*

Avantages

Afin d'atténuer les crues en aval, les ouvrages d'endiguement sont conçus de manière à résister à la pression hydrostatique des crues, à l'érosion, aux défaillances de canalisation et aux infiltrations.



Figure 1.10 – Une levée dans la vallée de la Loire. Source [UNESCO-OMM, 1992]

Inconvénients

Ces structures sont construites en s'appuyant sur des modèles de crues centennales ce qui limite leur efficacité car elles ne peuvent pas résister à tous les scénarios de crue d'où le risque de rupture de digues. Ce risque est accentué par les effets du changement climatique. L'endiguement diminue la fertilité de la plaine inondable en faisant entrave aux échanges latéraux de nutriments et sédiments entre le chenal principal et la plaine inondable. L'absence de ces échanges a aussi des conséquences sur la reproduction et l'alimentation des poissons. Les digues à elles seules ne suffisent pas pour contenir une crue, elles sont souvent accompagnées de canaux de dérivation ou de diversion, de réservoirs d'écrêtement des crues ou de bassins de retenue.

1.4.4 Les canaux de dérivation

Un canal de dérivation est un ouvrage hydraulique destiné à réduire le débit d'un cours d'eau. Ils sont dénommés temporaires lorsque les eaux détournées d'un point en amont sont rejetées dans le même cours d'eau. Ils sont définitifs si les eaux sont déviées vers un chenal de drainage. Un exemple est donné sur la figure 1.11.

Avantages

Cette structure permet d'atténuer l'ampleur de la crue dans un tronçon court-circuité. La qualité de l'eau de la rivière, du fleuve, ou de la crue détournée n'est que très peu impactée par l'utilisation des canaux de dérivation.

Inconvénients

Le fonctionnement d'un canal de dérivation définitif peut engendrer un risque de crue dans le chenal de drainage et celui d'un canal temporaire peut renforcer la crue en aval. Les canaux de dérivation augmentent la concentration de sédiments ce qui engendre un changement du régime d'écoulement et du régime sédimentaire pouvant créer un déséquilibre écologique. Ils sont aussi la cause de changements des caractéristiques physiques du chenal envahi par la végétation riveraine suite à une déviation excessive de l'eau de la rivière.



Figure 1.11 – Canal de dérivation du Rhône vers l'usine de Donzère-Mondragon (Drôme, France). Source [UNESCO-OMM, 1992]

1.4.5 La chenalisation

Elle permet de simplifier la géométrie d'un chenal (Figure 1.12), de façon à le redresser et à l'uniformiser en l'élargissant ou en le recreusant par le biais, par exemple, de l'encastrement de grosses pièces de bois dans le fond du cours d'eau. Son objectif est l'augmentation de la capacité hydraulique du cours d'eau et l'accélération de l'écoulement.

Avantages

La chenalisation contribue à l'utilisation du cours d'eau à des fins de navigation tout en réduisant l'ampleur de crue.

Inconvénients

Les terres en aval ne sont pas protégées par la chenalisation du risque d'une éventuelle crue car son atténuation est limitée sur une zone du cours d'eau. La chenalisation nuit à l'environnement, elle représente un changement important de l'équilibre naturel d'un cours d'eau : elle entraîne des phénomènes d'érosion et une diminution de la diversité de l'habitat.

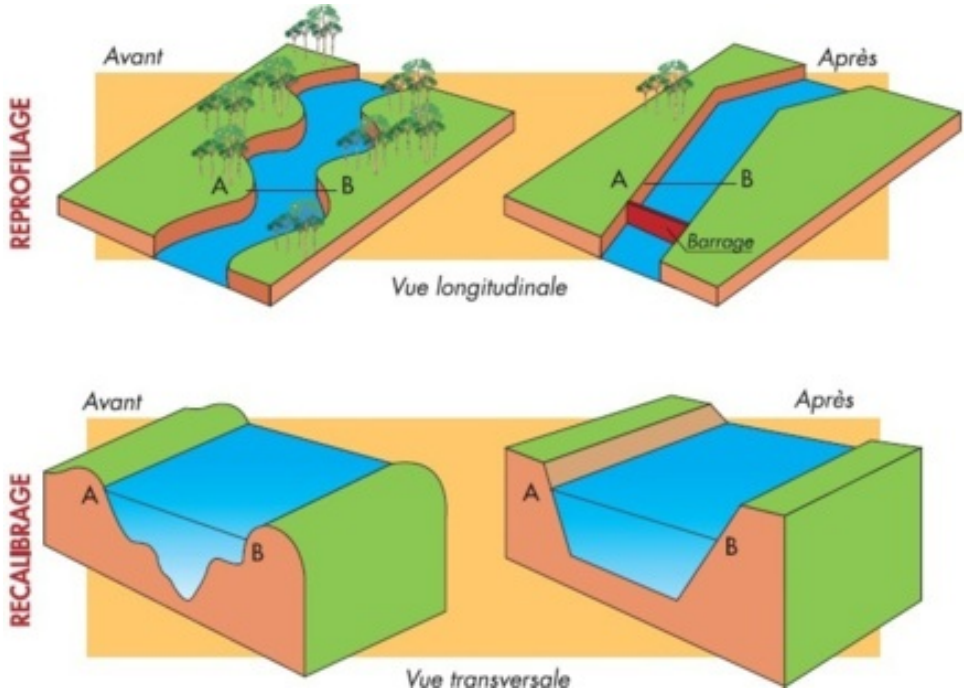


Figure 1.12 – Reprofilage, recalibrage et chenalisation d'un cours d'eau.
Source [Reprorecalibchenal, sd]

1.4.6 Synthèse

Les différents ouvrages décrits ne sont pas exclusivement utilisés pour la gestion de crue. Ils ne sont pas toujours conformes à une idée de développement durable. Les digues favorisent le surcreusement du lit mineur et les barrages coupent l'écoulement naturel, situation dommageable pour les poissons comme pour l'évacuation des sédiments. De plus, les barrages, endiguements ou chenalisations modifient le fonctionnement naturel du cours d'eau (profondeur, pente...) et peuvent contribuer à aggraver la situation de débordement sur certains tronçons. La mise en place de digues peut amplifier les débordements à l'aval. Les pluies ne sont donc pas les seules responsables d'un débordement. Il s'agit là d'un paradoxe et on comprend que l'utilisation des ces ouvrages, la décision de leur construction, leur conduite nécessite la collaboration de plusieurs acteurs. La prise en compte l'ensemble des paramètres pouvant impacter les crues est une tâche difficile. Pour ces raisons, des programmes de prévention sont élaborés.

1.5 Programmes de prévention des crues

Pour faire face aux événements de crues subis dans le monde, les états se sont dotés de programmes de prévision et prévention. Sans être exhaustifs, nous listons dans ce chapitre quelques projets européens. Nous présentons ensuite un historique du système français de prévision et de gestion des crues, ainsi que le programme d'action de prévention des inondations.

1.5.1 Quelques projets Européens

Face aux effets des inondations, la commission européenne soutient et finance des projets permettant l'élaboration de systèmes de prévention et d'alerte de risque de crue [systalerinond, 2014]. Parmi ces projets, Imprints, dans lequel une plate-forme d'alerte précoce a été mise au point, concerne la gestion et la prévention des crues [FloodPortal, sd]. Elle permet de réduire à environ deux heures le temps de réponse aux crues éclairs ; elle est basée sur une prévision de précipitations utilisant des modèles et des réseaux radar météorologiques [Liechti et al., 2013]. Les indicateurs de crues éclairs élaborés dans le cadre de ce projet sont maintenant utilisés par le dispositif opérationnel EFAS (European Flood Alert System) mettant à disposition de l'ensemble des pays européens membres, des informations sur les risques d'inondation.

Le système de prévision et de surveillance des crues GloFAS (Global Flood Awareness System) est basé sur une simulation hydrologique distribuée incluant des prévisions météorologiques. Les prévisions d'écoulements fluviaux sont statistiquement comparées aux simulations climatologiques afin de détecter des probabilités de dépassement de seuils d'alerte [Alfieri et al., 2013].

Le système d'alerte d'inondation GFDS (Global Flood Detection System) utilise des données satellites pour estimer l'occupation des eaux de surface, l'observation étant réalisée par télédétection à micro-ondes passive (AMSR-E : Advanced Microwave Scanning Radiometer) [De Groeve and Riva, 2009].

Afin de surveiller les digues de protection contre les crues et d'informer sur leur risque de rupture, les acteurs du projet UrbanFlood ont développé le système d'alerte précoce (Early Warning System- EWS) qui lie des informations de divers capteurs (capteurs souterrains intégrant des mesures de niveau d'eau, de température, d'humidité et de mouvements de terrain) à des modèles prédictifs pour produire des alertes [Pengel et al., 2013].

1.5.2 Le système français de prévision et de gestion des crues

Suite aux crues exceptionnelles sur les grands fleuves en 1856 et 1866, l'annonce des crues a été mise en place en France. Suite aux graves inondations de 1977, 1980, 1981 et 1982, la loi de 1982 a introduit les plans d'exposition aux risques pour réduire les risques au niveau local. La loi de 1995 relative au renforcement de la protection de l'environnement quant à elle a été mise en place suite aux inondations de 1992, 1993 et 1994. Cette loi de 1995 unifie ainsi les divers instruments de prévention des risques au sein des plans de prévention des risques naturels (PPRN). Les PPRN représentent l'outil privilégié de la politique de prévention et de contrôle des risques naturels majeurs menée par l'État. Ils imposent des réglementations concernant la planification urbaine au niveau local. Suite aux inondations du Gard en 2002, la loi du 30 juillet 2003 sur les risques naturels et technologiques a fait évoluer la fonction d'annonce des crues vers celle de prévision des crues. Ces PPRN ne sont pas des plans de secours, mais bien des plans de prévision, ils ont pour objet de réglementer l'urbanisme dans des zones géographiques exposées à des risques naturels tels que les inondations [OCDE, 2014, Schemdirprev, 2012].

Le PPRI (plan de prévention du risque d'inondation), document réglementaire, a pour objectif principal d'établir une cartographie des zones à risques et de réglementer ces zones notamment en :

- interdisant les nouvelles implantations humaines dans les zones les plus dangereuses et de les limiter dans les autres zones inondables ;
- prescrivant des mesures pour réduire la vulnérabilité des installations et constructions y compris existantes et pour ne pas nuire à l'écoulement des eaux et préserver les zones d'expansion des crues.

Ce système de prévision et gestion des crues s'est ainsi articulé autour de 22 services de prévision des crues (SPC), et le service central d'hydrométéorologie et d'appui à la prévision des inondations (SCHAPI) a été créé pour assurer au plan national la coordination opérationnelle, scientifique et technique de la prévision des crues et de l'hydrométrie [Schemdirprev, 2012, Gaffodio et al., 2011]. Les SPC assurent trois missions essentielles : la vigilance, la prévision, l'assistance aux communes. Ils ont une fonction de connaissance du territoire relative au risque inondation et d'observation des phénomènes, d'expertise des crues survenues sur leur territoire et de capitalisation

des informations collectées par les autres services. Trois niveaux d'informations sont actualisés deux fois par jour (plus en cas de crues importantes) :

- Au niveau national : carte et bulletin national de Vigilance élaborée par le SCHAPI. Les cartes sont actualisées 2 fois ou plus fréquemment quand la rapidité d'évolution de la situation le nécessite.
- Au niveau local : cartes et bulletins locaux de vigilance élaborés par les SPC.
- Au niveau des stations hydrométriques : les graphiques de hauteurs d'eau et de débit aux stations de mesures hydrométriques gérées par les SPC sont mis à jour au moins toutes les heures.

Par ailleurs, nous pouvons noter dans la loi de 2003, la taxe départementale pour les espaces naturels sensibles a été étendue à l'acquisition de terrains utiles à l'expansion des crues ; elle crée les servitudes d'utilité publique pour la rétention temporaire des eaux de crues ou de ruissellement, ce qui permet de créer des zones de sur-inondation sur des terrains privés [OCDE, 2014]. De plus, il est apparu nécessaire, à la lumière du retour d'expérience de la gestion des crues, de renforcer le lien entre la prévision des crues, le suivi hydrologique et le suivi pluviométrique [Schemdirprev, 2012].

1.5.3 Programmes d'action de prévention des inondations (PAPI)

À la suite des crues survenues entre 1999 et 2002 dans l'Aude, en Bretagne, dans la Somme et dans le sud-est de la France, le ministère du Développement durable a engagé, en 2003, une nouvelle étape dans la politique de prévention des inondations par la mise en œuvre de programmes d'actions de prévention des inondations (PAPI) [PAPI, 2015]. Rénové en 2009, ces programmes ont pour objet de promouvoir une gestion intégrée des risques d'inondation en vue de réduire leurs conséquences dommageables sur la santé humaine, les biens, les activités économiques et l'environnement. Outil de contractualisation entre l'État et les collectivités, le dispositif PAPI permet la mise en place d'une politique globale, pensée à l'échelle du bassin de risque. Ces programmes ont été initiés pour traiter le risque inondation de manière plus globale, à travers des actions combinant la gestion de l'aléa (réhabilitation des zones d'expansion des crues, ralentissement dynamique, ouvrages de protection ...) et la réduction de la vulnérabilité des personnes, des biens et des territoires (limitation stricte de l'urbanisation des zones inondables, réduction de la vulnérabilité des constructions et des installations qui s'y situent, amélioration de la prévision et de la gestion des crises ...).

L'appel à projets PAPI [PAPI, 2011] s'articule autour d'un diagnostic de la situation initiale, de la définition d'une stratégie locale et de la mise en œuvre d'un programme d'actions.

L'objectif du diagnostic approfondi et partagé du territoire est d'établir un état des lieux du fonctionnement de celui-ci au regard des inondations qui pourraient survenir et d'évaluer sommairement les conséquences potentielles négatives des inondations sur la santé humaine, l'environnement, les biens, dont le patrimoine culturel, et l'activité économique.

Ensuite, est définie une stratégie locale cohérente et adaptée aux problématiques identifiées dans le diagnostic de territoire. Il s'agit dans la phase d'élaboration de sélectionner les zones d'intervention et de définir les priorités. Il est nécessaire de considérer la problématique dans sa globalité, en privilégiant une approche collective et intégrée et en s'inscrivant dans le long terme. La seconde phase consiste à analyser les moyens disponibles et les contraintes à prendre en compte. Il s'agit de comparer les alternatives techniques et leurs impacts respectifs et d'évaluer leur niveau d'adaptation aux enjeux et aux objectifs.

Le programme d'actions est global et transversal, il consiste à préciser les mesures à mettre en œuvre pour atteindre les objectifs fixés dans le cadre de la stratégie élaborée, à identifier un maître d'ouvrage pour chacune d'elles et à définir leur priorité relative. Les engagements pris de façon concertée seront déclinés sous forme de fiches-actions et par axe. On distingue les axes suivants :

- l'amélioration de la connaissance et de la conscience du risque,
- la surveillance, la prévision des crues et des inondations,
- l'alerte et la gestion de crise,
- la prise en compte du risque inondation dans l'urbanisme,
- le ralentissement des écoulements,
- la gestion des ouvrages de protection hydrauliques.

En d'autres termes, les activités concourant au développement de ces axes œuvrent à la gestion intégrée des risques d'inondation. Les travaux présentés dans ce mémoire concernent plus particulièrement les deux derniers axes.

1.5.4 Quelques logiciels liés à la gestion des crues

Comme nous avons pu le constater à la lecture des paragraphes précédents, les enjeux et la problématique de la gestion des crues sont d'importance. Il n'est donc pas surprenant de trouver un grand nombre de logiciels sur le marché, dont certains ont été développés lors de projets européens, nous en citons quelques-uns dans ce chapitre.

Le logiciel GESRES est un modèle de simulation hydrologique développé par ISL ingénierie (figure 1.13). GESRES ISL propose des solutions concernant 4 problématiques principales :

- l'analyse et l'utilisation optimisée des volumes d'eau en fonction des besoins présents et futurs,
- la prévision des débits,
- la gestion des crues à l'aide d'ouvrages de ralentissement dynamique,
- la gestion hydroélectrique d'une chaîne de centrales.

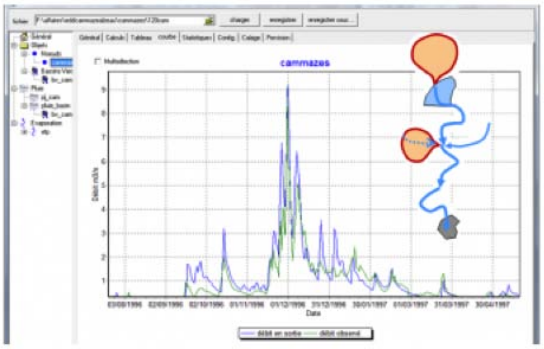


Figure 1.13 – Logiciel GESRES. Source [GESRES, sd]

Il constitue un outil efficace adapté aux interrogations des gestionnaires de bassin versant en particulier dans le cadre de la mise en œuvre de schéma d'aménagement et de gestion des eaux et pour la mesure de l'impact des changements occasionnés par l'évolution des besoins en eau ou des conditions climatiques. Le code de calcul s'articule autour de trois modules :

- le module hydrologique réalise la transformation pluie-débit sur une distribution de bassins versants,

- le module de propagation réalise la propagation et la combinaison des débits résultants de la transformation pluie-débit dans le réseau hydrographique,
- le module de calcul des retenues permet d'intégrer une gestion fine des ouvrages-réservoirs disposés sur le réseau hydrographique.

Le modèle peut aussi bien être utilisé pour des simulations « événementielles » (typiquement, simulations de crues) que pour des simulations « continues » sur des périodes de plusieurs années. Le logiciel a, par exemple, été utilisé pour la protection contre les crues de la basse vallée de l'oued Mejerda en Tunisie, lors de la mise au point d'un modèle hydrologique et d'un modèle hydraulique, pour quantifier le fonctionnement, et proposer des pistes d'amélioration [Louati et al., 2012].

Le logiciel ANFAS est un système d'aide à la planification préventive des inondations par la modélisation hydraulique et la cartographie assistées via Internet (figure 1.14). Il a été conçu dans le cadre du projet européen ANFAS (datA fusioN for Flood Analysis and decisioN support). Il a été développé afin de visualiser les dommages prévisibles en fonction de l'occurrence d'une crue et d'envisager les conséquences de mesures de prévention passives ou actives, de l'occupation des sols ou de la construction d'ouvrages.

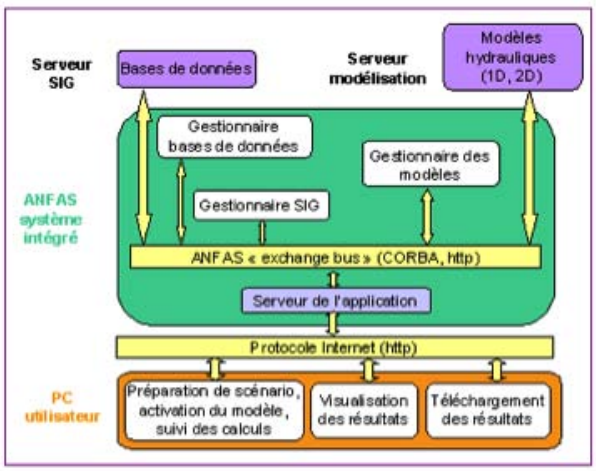


Figure 1.14 – Logiciel ANFAS. D'après [Prastacos et al., 2004]

ANFAS se base sur plusieurs sources de données pour la construction des modèles hydrauliques : photos aériennes pour l'extraction d'un modèle numérique de terrain à

grande précision verticale, images satellites (SPOT, ERS...) pour la détermination de l'occupation du sol, de coefficients de rugosité, de structures linéaires influençant l'écoulement dans la rivière et dans la plaine (digues, routes, talwegs...). L'outil permet de modéliser différents scénarios et de tester l'effet de certaines mesures préventives (comme le rehaussement de digues) [Prastacos et al., 2004].



Figure 1.15 – Logiciel OSIRIS. D'après [Morel, 2005]

Le logiciel OSIRIS-Inondations issu, entre 2000 à 2003, du projet européen de même nom, vise à améliorer l'information sur les inondations (prévention, prévision, gestion de crise et post-crise ...), en tirant partie des nouvelles technologies de l'information et de la communication (figure 1.15). OSIRIS est un outil d'aide à la préparation et à la gestion de crise inondation destiné en priorité aux responsables locaux. Au-delà de la cible locale, il a vocation à améliorer le partage d'information et la prise de décision concertée à différents niveaux d'échelle (commune, communauté de communes, département ...), et entre les principaux acteurs intervenant dans le processus de diagnostic des risques d'atteinte et d'intervention sur le terrain : maire, sécurité civile, riverains, porteurs d'enjeux (industriels, agriculteurs), gestionnaires de réseaux (routes, électricité, eau ...). Il vise à apporter des solutions opérationnelles aux responsables locaux pour mieux exploiter l'information officielle de prévision (hauteurs d'eau aux échelles d'annonce de crue) et à la transformer en une information utile sur le terrain en termes d'impact sur les enjeux, d'intervention pour limiter les dommages et de mobilisation des moyens. à destination des citoyens [Morel et al., 2009].

Le logiciel fournit aux acteurs locaux des services sous forme d'interfaces homme-machine afin de leur permettre de constituer, de manière autonome, leur base de données locale. Ils peuvent ainsi croiser ces informations structurelles à la donnée temporelle contenue dans le bulletin d'annonce de crue, ce bulletin pouvant être réel (gestion temps-réel) ou fictif (simulation de crise). Le bulletin est ainsi transformé en scénario cartographique d'inondation puis en plan d'actions indiquant quels sont les secteurs et enjeux qui risquent d'être inondés, quelles actions doivent être mises en œuvre pour limiter l'impact et dans quels délais, et enfin quels sont les moyens à mobilier pour réaliser ces actions. Ce plan d'actions peut être utilisé soit pour simuler une crise et s'y préparer, soit en cas de crue réelle pour élaborer un programme d'intervention optimisé qui va servir de référence pour la gestion de la crise.

Le logiciel ISIS FAST est un outil innovant de modélisation des inondations permettant une évaluation rapide des inondations à l'aide de données hydrauliques simplifiées (figure 1.16). Le logiciel opère en identifiant d'abord les dépressions présentes sur le champ d'inondation avant d'acheminer l'eau à travers ces dépressions. Les profondeurs d'eau à l'intérieur de ces dépressions sont déterminées par le volume d'eau se déversant dans chacune, le niveau à partir duquel l'eau peut se répandre dans les dépressions situées à proximité ainsi que le niveau d'eau dans ces dernières. L'efficacité en temps de calcul rendent possible la génération de plusieurs milliers de simulations de Monte Carlo [Evans et al., 2007].

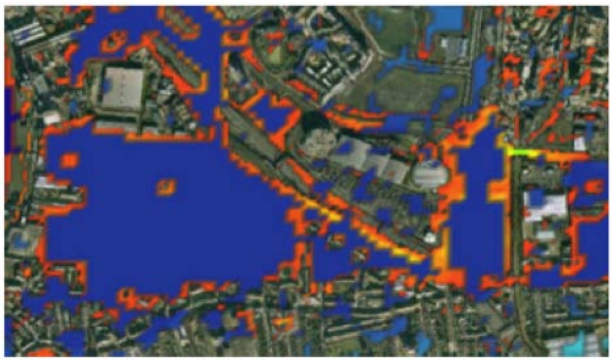


Figure 1.16 – Logiciel ISIS-FAST. D'après [ISIS, sd]

Le logiciel ISIS FAST a été utilisé pour cartographier les crues d'eau de surface dans les champs d'inondation de la Tamise à l'est de Londres. Le logiciel peut être utilisé pour

modéliser rapidement les inondations dues à la marée, à la surélévation et au franchissement de vagues dans des champs d'inondation côtiers. Le logiciel permet de réaliser une cartographie d'inondations pluviales, d'évaluer les risques à des échelles locale, régionale et nationale. S'il est relié aux prévisions de précipitations, une cartographie d'inondations en temps réel est possible.



Figure 1.17 – Logiciel ESPADA. D'après [Peyron et al., 2007]

Le logiciel ESPADA (Evaluation et Suivi des Pluies en Agglomération pour Devancer l'Alerte) est un outil de gestion intégré pour la prévision et le contrôle des inondations urbaines en temps réel (figure 1.17). Il vise à anticiper les crises, à la fois par la surveillance hydrométéorologique et la mise en place d'une organisation préalable avec des moyens adaptés. Le système se base sur les prévisions des précipitations à partir des images radar, un modèle hydrologique de type pluie-débit, un modèle hydraulique développé pour le secteur urbain et une définition du risque caractérisant l'importance de l'inondation. Il a permis de prévenir à l'avance les personnes chargées de prendre les décisions adéquates. En temps de crise, l'anticipation est possible et la meilleure préparation des actions appropriées permet une meilleure protection des biens et des personnes. Ce système est transposable à tout contexte de crues. Les objectifs du système ESPADA sont le suivi et la prévision hydrométéorologique pour l'anticipation des événements pluvieux, et la gestion des alarmes et des alertes. Le système comprend l'ensemble de l'équipement nécessaire pour le PC de crise (mobilier, équipement informatique, logiciels, équipements de communication, automate d'appel, alimentation secourue, garantie et maintenance ...) ainsi que des caméras de vidéosurveillance [Raymond et al., 2006].

Synthèse Les logiciels présentés ont été développés afin de prévoir, prévenir, préparer, anticiper les situations de crise. Ils mettent en jeu des modèles hydrologiques et hydrographiques et peuvent combiner divers types d'informations issues de capteurs variés. Ils proposent des simulations et sont, par exemple, des outils d'aide à la décision pour la proposition de nouveaux aménagements. Ces logiciels utilisent des modèles basés sur des méthodes de l'hydrologie, qui s'attache à décrire de manière qualitative ou quantitative le cycle de l'eau. La qualité concerne les questions de concentration, dilution, transport de matière ; la quantité concerne l'étude des situations d'excès ou de manque. Lors d'une crue, la ressource en eau est en forte augmentation, nous nous intéressons donc dans ce document à la gestion quantitative de cette ressource en eau.

1.6 Gestion quantitative de la ressource

Les usages de l'eau sont variés (eau potable, agriculture, industrie, loisirs ...), elle peut être en excès ou en manque. La gestion quantitative de la ressource en eau nécessite l'estimation ou la mesure de variables hydrologiques. Dans certains paragraphes, nous parlerons plus généralement de ressource sans spécifier qu'il s'agit de la ressource en eau. Ceci, bien qu'en termes de modélisation, la ressource en eau soit une ressource dynamique contrairement aux ressources à caractère discret telles que : les tâches, machines ou individus utilisées dans des problèmes d'allocation de ressource [Marques et al., 2012, Goverde, 2010]. Les retards dans la propagation de la ressource en eau d'un point donné à un autre dans le bassin versant sont essentiels à la mise en place d'une gestion adaptée. Ces retards peuvent évoluer au cours d'un phénomène de crue : le transport de sédiment par la ressource est, par exemple, l'un des facteurs qui contribue à l'augmentation de ces retards.

Les méthodes de gestion de la ressource en eau dépendent des besoins de son utilisation et peuvent être catégorisées. Duviella propose les trois catégories de gestion suivantes [Duviella, 2005] :

- La gestion structurelle consiste en l'adaptation de l'offre globale de la ressource en eau par rapport à la demande totale, c'est une démarche effectuée par des sociétés publiques ou privées.

- La gestion des volumes respecte la politique de l'eau définie pour gérer la ressource en eau en manipulant les quantités d'eau stockées dans les ouvrages hydrauliques.
- La gestion des débits repose sur des techniques de régulation pour maintenir les débits en sortie proches de leur consigne en rejetant les perturbations. Elle dépend alors des systèmes hydrauliques utilisés pour le transport de l'eau.[Malaterre et al., 2013].

Fouchier classe les problématiques quantitatives de gestion de la ressource en eau en trois catégories liées au temps [Fouchier, 2010] :

- La conception/évaluation est réalisée à long terme (années). Il s'agit du dimensionnement d'ouvrages de stockage, d'équipements hydraulique, de protection tels que les digues, les barrages ... Elle concerne aussi l'évaluation du risque de pénurie ou de crue.
- La gestion des eaux de surfaces et de ses équipements est réalisée à moyen terme (mois). Elle inclus la gestion des retenues que ce soit pour l'irrigation ou l'alimentation en eau potable, ainsi que la prévision d'étiages.
- La gestion des eaux de surfaces et de ses équipements peut aussi être réalisée à court terme c'est-à-dire en temps réel (heure, jour). C'est le cas de l'optimisation de la production électrique, du drainage, de la surveillance des ouvrages de protection par exemple.

La gestion intégrée de la ressource en eau [Kreis, 2004, Loucks et al., 2005], regroupe des approches qui combinent les outils structurels et non structurels afin de respecter les différents types et niveaux de gestion. Les mesures structurelles concernent la mise en place d'infrastructures le long des cours d'eau et font référence à la catégorie gestion structurelle. L'horizon de temps étant le long terme. Les mesures non structurelles concernent tous les moyens mis en œuvre ne nécessitant pas la construction de nouveau ouvrages, mais pouvant utiliser ceux existants. Elles regroupent donc les catégories gestions des volumes et débits, et intègrent aussi les méthodes stratégiques (prévision, intervention par exemple). L'horizon de temps est alors le moyen et court terme. Pour la gestion de crues, Petry combine ces outils structurels et non structurels par le biais de trois stratégies [Petry, 2002] :

- Eloigner la crue de la population. Il s'agit de maîtriser la crue par le biais de construction d'ouvrages de stockage et de protection. Ces outils structurels seuls

sont insuffisants pour résoudre le problème.

- Eloigner la population des crues. Cette stratégie ne peut pas être mise en œuvre puisque des entreprises, villes, ... sont situées à proximité de zones inondables. Les méthodes de prévision et d'alerte ont donc été proposées pour réduire les risques de dommages.
- Accepter la crue et réparer. Il s'agit de mettre en place des solutions permettant de minimiser les dommages et d'améliorer les conditions de retour à la normale.

Le développement de méthodes durables et efficaces pour la gestion de crues nécessite l'intégration de ces trois stratégies et donc la coopération entre les méthodes structurelles et non structurelles. La table 1.1 liste les méthodes structurelles comprenants les méthodes extensives et intensives, et les méthodes non structurelles concernant les techniques de protection et d'assurance telles que décrites dans les paragraphes précédents. Elle résume aussi les avantages et inconvénients de l'utilisation de ces méthodes.

1.7 Conclusion

Nous avons tout d'abord donné les caractéristiques générales des réseaux hydrographiques pouvant être modélisés par le biais des équations de Saint Venant. Nous nous sommes ensuite intéressés à la problématique des crues et inondations dans ces réseaux. Afin d'endiguer les crues et d'éviter les inondations, l'homme a souvent recours à la construction de divers ouvrages hydrauliques tels que les barrages, réservoirs ... que nous avons définis. La construction de ces ouvrages et leur gestion s'inscrit dans le cadre de programmes de prévention des crues. Nous nous sommes attachés à décrire certains projets européens visant à l'amélioration de la prévention ainsi que certains logiciels liés à cette problématique. Nous avons présenté le système français de prévision et de gestion des crues pour lequel six axes principaux de développement ont été mis en évidence. Les travaux développés dans cette thèse concernent plus particulièrement l'axe ralentissement des écoulements, et dans une certaine mesure l'axe gestion des ouvrages de protection hydraulique. Il s'agit de proposer une contribution à la gestion de réservoirs d'écrêtement de crues dans l'objectif de réduire le débit dans la rivière et d'ainsi protéger les zones en aval de ces réservoirs mais aussi d'augmenter la résilience,

	METHODES STRUCTURELLES	METHODES NON STRUCTURELLES
CATEGORIES	EXTENSIVE • redimensionnement de terrain • la protection contre l'érosion • retard des processus de ruissellement • augmentation de l'infiltration • urbanisation INTENSIVE • digues, épis, murs d'endiguement • barrage, réservoir • canaux et travaux de dérivation • polders • travaux de drainage	PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS • prévision • alerte • prévention • évacuation • relogement ASSURANCE • gouvernementalle • privée • mixte
AVANTAGES	• retard des processus de ruissellement et augmentation de l'infiltration • atténuation des inondations • contrôle du débit en aval • contrôle de l'eau souterraine	• pas de changements environnementaux importants • amélioration organisationnelle • traitement effectif des conséquences et des dégâts
INCONVENIENTS	• diminution de la fertilité des plaines d'inondation • risque élevé d'impact écologique • changements morphologiques • affaissement de terrain	• augmentation du prix et occupation des plaines d'inondation • coût des assurances élevé

Table 1.1 – Tableau récapitulatif des avantages et des inconvénients des méthodes structurelles et non structurelles, adapté de [Petry, 2002].

par l'accélération du retour à un état normal du réseau. Dans ce cadre, nos travaux s'intéressent au développement de méthodes de gestion non structurelles ou stratégiques. Pour cela, nous avons explicité la gestion quantitative de la ressource en eau comme une gestion pour laquelle différents niveaux mettant en jeu différentes techniques existent. Les méthodes intégrées de la ressource en eau combinent les approches structurelles et non structurelles.

Dans le chapitre suivant, après avoir présenté des méthodes de gestion basées sur des méthodes d'optimisation ou des techniques de régulation, nous proposons un schéma de gestion supervisée de la ressource. Ce schéma est développé afin de gérer les ouvrages et éventuellement d'aider le gestionnaire à évaluer l'impact d'une crue sur les réseaux et ainsi de prendre des décisions sur la construction de nouveaux ouvrages.

Chapitre 2

Vers une gestion supervisée de réseaux hydrographiques en présence de crue.

Sommaire

2.1 Introduction 36
2.2 Méthodes de gestion par optimisation 36
2.2.1 Méthodes non heuristiques 36
2.2.2 Méthodes heuristiques 39
2.3 Méthodes de gestion par régulation 41
2.4 Méthodes de gestion supervisée 43
2.5 Schéma de gestion supervisée d'un réseau hydrographique 48
2.6 Conclusion 50

2.1 Introduction

La mise en œuvre de solutions liées aux problématiques de la gestion de la ressource en eau nécessite le développement de méthodes de gestion adaptées. La littérature comporte une multitude de techniques employées dans le cadre de la gestion de différentes problématiques d'un réseau hydrographique, on exposera davantage celles qui s'apparentent à la gestion des crues. Que ce soit pour la gestion des volumes ou celles des débits, les méthodes généralement utilisées sont basées sur des méthodes d'optimisation ou des techniques de régulation. Certaines de ces méthodes et techniques sont présentées dans ce chapitre.

Notre vision du problème à gérer compte tenu de son contexte général et des objectifs à atteindre, nous a incité à proposer une méthode de gestion supervisée pour laquelle nous décrivons le schéma conceptuel et détaillons les différentes étapes.

2.2 Méthodes de gestion par optimisation

Les approches techniques et scientifiques liées à la gestion de la ressource en eau dans les réseaux hydrographiques ont généralement pour but le pilotage des ouvrages existants dans ces réseaux. On remarque que dans la littérature, la gestion des crues n'est souvent pas dissociée à la gestion globale de la ressource en eau dans un réseaux hydrographique [Westphal et al., 2003]. Du fait, de l'indépendance et de l'impact d'un tel phénomène sur les différents objectifs et paramètres du système hydrographique, la gestion de crue est souvent présentée comme étant une part intégrante du système de gestion de la ressource en eau.

2.2.1 Méthodes non heuristiques

La programmation linéaire (PL) est une méthode d'optimisation classique dans le domaine de la gestion des systèmes de ressource en eau, en particulier quand il s'agit de l'optimisation de la gestion des réservoirs d'écrêtement [Needham et al., 2000, Nagesh Kumar et al., 2009, Cai et al., 2011, Tu et al., 2003]. Cette utilisation intensive de la PL est due aux avantages suivants [Labadie, 2004] :

- elle permet de résoudre efficacement les problèmes de grande dimension,
- sa convergence vers des solutions optimales globales est assurée,

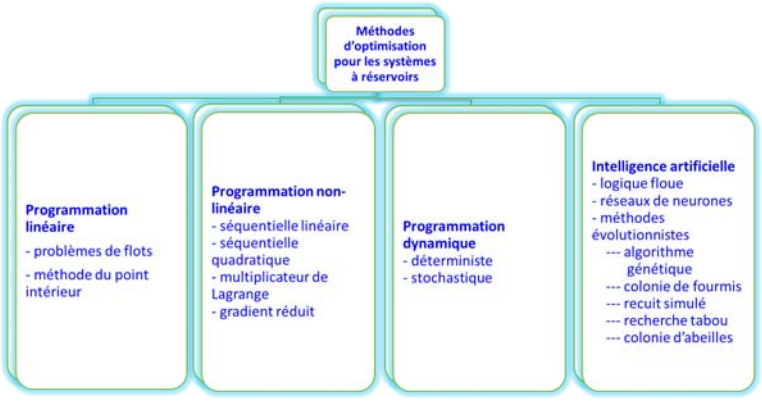


Figure 2.1 – Classification des méthodes d'optimisation utilisées dans la gestion d'un réservoir, d'après [Asmadi et al., 2014]

.

- il n'est pas nécessaire de recourir à la déclaration de solutions initiales,
- l'analyse de sensibilité utilise la théorie de dualité bien développée,
- sa mise en œuvre et sa résolution sont facilité par l'existence de nombreux solveurs peu coûteux.

Pour un contrôle dit déterministe des crues des rivières Iowa et Des Moines, Needham *et al.* ont appliqué une programmation linéaire à variables mixtes [Needham et al., 2000]. Ils constatent que les résultats obtenus sont liés au choix des fonctions de coût et des contraintes, mais aussi au fait que les approximations linéaires nécessaires à la modélisation ne sont pas toujours adaptées.

Afin de prendre en considération les incertitudes (météorologiques par exemple) par le biais d'un modèle probabiliste (chaînes de Markov) Ktracman *et al.* proposent une optimisation stochastique utilisant la PL [Kracman et al., 2006]. Afin de réduire la dimension de recherche de ce type de modélisation, des extensions sont proposées [Labadie, 2004] telles que : la décomposition de Benders partitionnant les variables du problème, ou la relaxation de contraintes par une procédure de décomposition de Lagrange. La formulation du problème reste complexe et ces méthodes sont toujours coûteuses en termes de temps de calcul.

La PL n'est pas toujours adaptée au problème réel à optimiser c'est pourquoi il peut être nécessaire d'avoir recours à une formulation non linéaire. Par exemple, la capacité de stockage d'un réservoir, les vannes ou encore la génération d'énergie hydro-électrique introduisent des relations non linéaires dans la fonction objective et/ou dans les contraintes. Parmi les algorithmes non linéaires les plus connus et les plus robustes, nous pouvons citer :

- La programmation linéaire séquentielle (SLP),
- La programmation quadratique séquentielle (SQP),
- La méthode des multiplicateurs de Lagrange (MOM),
- La méthode du gradient réduit généralisé (GRG).

La convergence de ces méthodes n'est pas toujours garantie et peut être longue. Les méthodes d'accélération de convergence peuvent conduire à une perte de précision.

La programmation dynamique (PD) est une autre méthode d'optimisation très répandue et très utilisée dans le domaine de la planification et de la gestion de la ressource en eau et plus particulièrement dans la gestion des réservoirs et des retenues. Sa formulation repose sur le principe d'optimalité de Bellman. Ce principe précise que la solution optimale d'un problème contient les solutions optimales de ces sous-problèmes (de taille inférieure). On effectue alors une résolution récursive du problème, et la complexité des algorithmes, pour chaque étape, est très inférieure à celle des algorithmes de méthodes précédemment citées. La difficulté de la PD est l'explosion combinatoire aussi appelée « *curse dimensionality* » constatée lors de la résolution de problème à « grande » échelle [Asmadi et al., 2014, Labadie, 2004]. C'est pourquoi diverses techniques réduisant la dimension du problème et permettant ainsi de surmonter cette difficulté ont été proposées.

L'optimisation stochastique combinée à un modèle déterministe proposé pour un système de réservoir par [Ratnayake and Harboe, 2007] permet de contourner les questions d'augmentation du dimension du problème.

Les méthodes d'optimisation multi-critères, quant à elles, permettent de résoudre des problèmes où plusieurs objectifs souvent conflictuels doivent être atteints [Xevi and Khan, 2005]. C'est le cas, par exemple, dans les applications où il est nécessaire de gérer à la fois des réservoirs, des canaux d'irrigation, des biefs de rivière, et des besoins formulés par différents usagers. La principale méthode permettant de tenir compte simultanément de plusieurs objectifs est la méthode « goal programming » et

tous ses dérivés. La détermination des buts et des poids associés à chaque objectif soulève quelques difficultés. Par ailleurs, la logique floue peur être utilisée pour la résolution de problèmes multi-critères [Fu, 2008].

2.2.2 Méthodes heuristiques

Les méthodes heuristiques sont basées sur des modèles inspirés de l'étude de phénomènes naturels ou du comportement humain. Contrairement à la plupart des algorithmes d'optimisation, les heuristiques ne peuvent pas garantir la convergence vers des solutions optimales. Ces méthodes permettent d'obtenir des solutions globales satisfaisantes, souvent aussi optimales aux problèmes où des méthodes algorithmiques traditionnelles ne parviennent pas à converger ou ne retiennent que des optimums locaux.

Contrairement à la logique booléenne, la logique floue permet de prendre en considération les imprécisions et les incertitudes dans un raisonnement. Au cours des dernières années, plusieurs travaux reposant sur cette théorie ont été appliqué à l'utilisation des réservoirs d'écrêtement. En effet, une des difficultés rencontrée dans la mise en œuvre d'une méthode d'optimisation multi critères non heuristique est la combinaison des objectifs quantitatifs et qualitatifs de dimensions non homogènes [Cheng and Chau, 2001, Wang et al., 2011]. Les différents objectifs peuvent être regroupés dans un objectif unique par le biais de coefficients de pondération. La détermination de ces coefficients est une tâche d'autant plus ardue que l'impact de chaque coefficient dans la production d'une solution n'est pas explicite. De plus, Cheng et Chau constatent que dans la gestion des systèmes à base de réservoirs, les décisions sont souvent basées sur l'expérience et l'intuition des opérateurs et prises dans des délais journaliers ou horaires. Il est souvent préférable de fournir une solution proche de l'optimal plutôt qu'une solution optimale non applicable [Cheng and Chau, 2001]. Ils proposent alors un modèle décisionnel dans lequel l'expérience et la connaissance des gestionnaires est stockée sous la forme de règles de décision. Un algorithme à base de logique floue est utilisé afin de générer et d'évaluer les différentes alternatives de gestion. Wang *et al.* proposent un modèle de décision basé sur la théorie des ensembles flous pour la prévention des inondations par l'utilisation de réservoirs. Les fonctions d'appartenance sont calculées de la même façon pour des critères qualitatifs et quantitatifs. Afin d'illustrer sa faisabilité, le modèle d'optimisation multi-critères utilisant des ensembles flous est

appliqué à la gestion du barrage de Fengman en Chine, principalement employé pour la production électrique, la prévention des inondations, mais aussi pour l'irrigation.

Largement exploités dans plusieurs domaines tels que la biologie, le traitement d'images ou encore pour la résolution de certains problèmes d'optimisation [Chen, 1998], les réseaux de neurones sont utilisés dans les problématiques liées aux réseaux hydrographiques depuis les années 90 [Labadie, 2004], principalement pour leur efficacité à établir des classifications de modèles et des fonctions de reconnaissance de forme dans des processus complexes et non-linéaires [Jordan, 2007, Yitian and Gu, 2003]. Shim *et al.* proposent un prototype d'outil d'aide à la décision pour le contrôle de crue en temps réel dans un système multi-réservoirs [Shim et al., 2002]. Le module de prévision de crue est constitué d'un perceptron multi-couches à rétropropagation. Il est appliqué à la prévision des débits en amont des réservoirs du bassin versant de la rivière Han en Corée, et aux prévisions des apports en des points stratégiques du réseau.

Les algorithmes génétiques (AG) sont une méthode d'optimisation qui fait partie de la grande famille des méta-heuristiques. Le principe de ces algorithmes est inspiré de la théorie d'évolution de Darwin. De ce fait, un algorithme génétique se compose de trois opérateurs principaux : la sélection, le croisement et la mutation qui servent à optimiser une fonction d'adaptation d'un individu dans une population. Ces algorithmes sont souvent consommateurs en temps de calcul. Ils permettent d'explorer de façon rapide et globale un espace de recherche de taille importante et de fournir un ensemble de solutions admissibles. Un nombre important d'exemples d'application algorithmes génétiques et de leurs extensions, parfois issues d'une hybridation avec d'autres méthodes d'optimisation, dans la gestion de la ressource en eau sont décrits dans un état de l'art [Nicklow et al., 2010]. Ces exemples concernent les problèmes liés aux réseaux d'approvisionnement en eau, aux traitements d'eaux usées, à la modélisation de bassin versant et aussi à l'assainissement des eaux souterraines. L'hybridation des algorithmes génétiques et de la programmation linéaire alliée à un bon choix des variables permet d'obtenir de meilleures solutions en un temps de calcul raisonnable [Cai et al., 2001]. Dans le cas de la gestion des systèmes à réservoir pour le contrôle de crue, les algorithmes génétiques sont exploités afin de générer les ensembles de stratégies possibles pour le stockage et/ou le déstockage des volumes d'eau.

Les méthodes d'optimisation peuvent aussi être combinées à des méthodes de simulation [Rani and Moreira, 2009]. Lors de simulations conduisant à la planification

de systèmes de grande échelle, une solution initiale obtenue par optimisation permet la réduction du temps de recherche. De la même façon, l'identification de règles d'exploitation prédéfinies est souvent réalisée à l'aide de méthodes d'optimisation qui sont introduites dans les modèles de simulation. Inversement, les méthodes de simulation ont été utilisées afin de valider le comportement d'un réservoir d'irrigation obtenu par une méthode combinée de PD et de réseaux de neurones. La simulation a aussi été utilisée pour obtenir les valeurs de la mesure de performance d'une procédure d'optimisation non-linéaire.

2.3 Méthodes de gestion par régulation

Les méthodes de régulation comportent trois étapes principales : la modélisation du système, son analyse par l'étude du comportement du modèle, et la conception du régulateur permettant de générer à partir des variables mesurées les commandes à appliquer au système pour en imposer le comportement.

Pour la gestion des systèmes hydrographiques, les modèles automatiques proposés sont, en général, synthétisés à partir des équations de Saint-Venant. Ces réseaux étant des systèmes dynamiques étendus non linéaires à retards variables, pour lesquels les modèles peuvent être non linéaires, linéaires, à base de réseaux de neurones, mono ou multi variables, ... Le plus souvent, ils sont modélisés comme des systèmes linéaires à retards constant tels que décrits par l'équation 2.1 suivante [Duviella et al., 2013] :

$$\begin{cases} \dot{x}(t) = Ax(t) + Bu(t-\tau), \\ y(t) = Cx(t), \end{cases} \tag{2.1}$$

où x est le vecteur d'état, u le vecteur d'entrée du système (commande), y le vecteur de sortie, t le temps où ces variables sont considérées et A, B, et C sont des matrices de constantes et indépendantes du temps de dimensions appropriées.

Les méthodes de régulation pour les systèmes hydrographiques sont le plus souvent appliquées aux problématiques liées aux canaux d'irrigation afin de contrôler les niveaux d'eau, les débits et/ou les volumes le long du canal [Schuurmans, 1997, Malaterre and Breton, 1998, Litrico and Georges, 1999, Litrico and Fromion, 2006, Cantoni et al., 2007, Weyer, 2008], [Mareels et al., 2005, Negenborn et al., 2009, Hashemy et al., 2013, Li and Cantoni, 2008].

Parmi ces méthodes, nous pouvons citer :

- Les techniques de régulation à partir d'un PID, ce contrôleur linéaire monovariable ne tient pas compte des retards et du comportement non linéaire liés aux systèmes hydrauliques.
- Les méthodes de commande robuste qui permettent la prise en compte des effets non linéaires du système hydraulique par le biais des techniques de minimisation H_∞ ou de la norme L^1.
- Les méthodes de commande optimale telles que LQR (régulateur quadratique linéaire) ou LQG (régulateur linéaire quadratique gaussien) prennent en considération la minimisation d'une fonction objectif. Les solutions du problème d'optimisation sont obtenues à l'aide de techniques de programmation linéaire.
- Les méthodes de commande prédictive peuvent être considérées comme une extension des méthodes de commande optimale.

Les commandes optimale et prédictive reposent par définition sur des problèmes d'optimisation [Shim et al., 2002, Evans et al., 2011, Kozák, 2010]. Du fait de son caractère prédictif, la commande prédictive est l'une des méthodes les plus utilisées dans les problématiques de gestion des réseaux hydrographiques. Dans la théorie de la commande prédictive (MPC pour Model Predictive Control), la prédiction du comportement d'un système donné est liée à un problème décisionnel de minimisation d'un coût tout en respectant un ensemble de contraintes. En effet, la solution permettant d'aller de l'état actuel à un objectif de manière optimale en satisfaisant des contraintes est recherchée. Ainsi, la commande prédictive consiste en la résolution répétée à chaque pas de temps d'un problème de commande optimale où l'état du système est connu. La solution est déduite du principe d'optimalité de Bellman, qui stipule que « *une suite de décisions est optimale si, quels que soient l'état et l'instant considérés sur la trajectoire associée, les décisions ultérieures sont optimales pour le sous-problème ayant cet état et cet instant comme conditions initiales* » [Camacho and Bordons, 2004, Camacho et al., 2010, Nikolaou, 2001, Mayne et al., 2000, Ewald and Brdys, 2010]. Qin et Badgwell décrivent un grand nombre d'algorithmes de commande prédictive développés depuis 1960, ayant conduit à la réalisation de plusieurs logiciels commerciaux dans des domaines d'application très variés [Qin and Badgwell, 2003]. En ce qui concerne la gestion des réseaux hydrographiques, la commande prédictive est davantage appliquée à des problèmes de gestion de canaux d'irrigation ou de cours d'eau incluant des modèles

décisionnels avec des objectifs tels que l'approvisionnement en eau ou le contrôle de crue [Romera et al., 2013, Breckpot et al., 2013].

Lorsque les systèmes sont complexes et de grande échelle, afin d'en réduire la complexité, le système est considéré comme un ensemble de sous-systèmes nécessitant chacun un contrôle dont la conception peut prendre un aspect hiérarchique : décentralisé ou centralisé, distribué et encore un aspect coopératif [Camponogara et al., 2002, Ren, 2006, Raimondo et al., 2007, Rawlings and Stewart, 2008, Scattolini, 2009, Stewart et al., 2010b, Stewart et al., 2010a, Barcelli et al., 2010, Alejandro, 2013, Li and Cantoni, 2008, Jilg and Stursberg, 2013].

2.4 Méthodes de gestion supervisée

Les méthodes de gestion décrites précédemment, qu'elles soient basées sur la régulation ou l'optimisation, appartiennent à la classe des méthodes dites non structurelles. Elles sont employées pour la gestion de la ressource en eau et parfois pour la planification et la gestion du fonctionnement des structures d'écrêtement de crue (réservoirs, zones inondables). Lorsque ces gestions sont en « temps réel », les gestionnaires de réservoirs d'écrêtement peuvent établir, d'une manière instantanée, un suivi des niveaux et volumes d'eau dans le réservoir, des consignes de régulation des autres structures du réseau associées au réservoir (portes, écluses, barrage, ...) et générer de nouvelles stratégies en fonction de ces informations [Owusu et al., 2013, Cai et al., 2003, Karbowski et al., 2005, Stam and Aronson, 1998, Wei and Hsu, 2008, Sanders et al., 2006].

Les méthodes de gestion supervisée permettent de coupler les techniques d'optimisation, de régulation, et de simulation. Afin d'assurer des conditions d'opération pour lesquelles les algorithmes d'estimation et commande sont efficaces, un niveau de supervision peut être superposé à boucle de commande [Hernández De León, 2006]. Lorsque que le processus est équipé d'un système de contrôle et d'acquisition de données (SCADA : Supervisory Control and Data Acquisition), des opérateurs humains peuvent prendre des décisions après avoir évalué la situation du procédé à partir des variables observées. Ces systèmes de télégestion sont utilisés pour collecter les données provenant de capteurs, communiquer avec les opérateurs à travers une interface homme-machine, et envoyer les valeurs de contrôle à des actionneurs. Ils sont

utilisés dans de nombreuses applications telles que la gestion des canaux d'irrigation [Figueiredo et al., 2013, Puerto et al., 2013, Pfitscher et al., 2012], des réseaux de voies navigables [Duviella et al., 2013] ou encore de l'énergie [Mora et al., 2012].

Afin d'automatiser la prise de décision, les outils de surveillance, détection et diagnostic sont intégrés et divers schémas et architectures sont proposés dans la littérature [Trave-Massuyès et al., 1997]. Les liens entre supervision, surveillance, diagnostic et aide à la décision sont illustrés sur la figure 2.2.

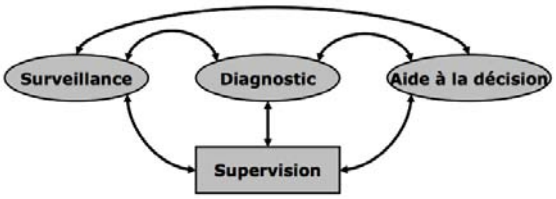


Figure 2.2 – Liens entre supervision, surveillance, diagnostic et aide à la décision, d'après [Hernández De León, 2006].

La supervision consiste à détecter, estimer, prédire l'état du système, diagnostiquer cet état, produire de nouvelles consignes et reconfigurer la loi de commande si nécessaire. Elle a pour objectif d'assurer la gestion réactive et sûre des modes de fonctionnement d'un processus [Kempowski, 2004]. Ainsi, pour la commande de systèmes en réseau pour lesquels les temps de transmission sont variables, Demirel *et al.* proposent un schéma (cf. figure 2.3) où le superviseur sélectionne le contrôleur adapté à la situation dans laquelle se trouve le processus [Demirel et al., 2012].

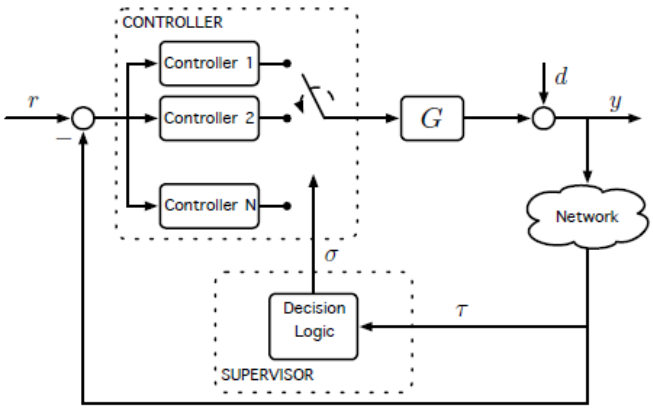


Figure 2.3 – Contrôle supervisé par sélection de contrôleur [Demirel et al., 2012].

La surveillance permet le recueil en continu des signaux et commandes d'un processus, c'est la tâche réalisée par le SCADA. L'état de fonctionnement réel du processus et ses évolutions peuvent être détectés et évalués.

Le diagnostic identifie la cause de ces évolutions, puis, si nécessaire des actions correctives sont proposées par le module d'aide à la décision.

Dans le cadre de la gestion d'un canal d'irrigation, Amin *et al.* s'intéressent à la vulnérabilité des réseaux face à des cyber attaques [Amin et al., 2013a, Amin et al., 2013b]. Ils introduisent dans le schéma de supervision d'un canal d'irrigation (figure 2.4) des points d'attaques possibles. Le débit en amont du $i^{ème}$ réservoir est noté q_{i-1}, et celui en aval q_i, et le prélèvement p_i, les mesures des niveaux d'eau sont notées y_i^d et les consignes u_i. Chaque réservoir possède son régulateur (PLC_i), les régulateurs communiquent via un réseau de terrain, ce niveau est appelé niveau de régulation et il est en interaction avec le niveau de supervision. Le niveau de supervision est composé d'un bloc de détection d'erreur et de localisation transmettant l'état du système au bloc de détermination de consigne ou contrôle supervisé produisant les consignes et les commandes de reconfiguration. Le bloc de contrôle supervisé quant à lui est spécifié par les contraintes imposées par le gestionnaire de réseaux.

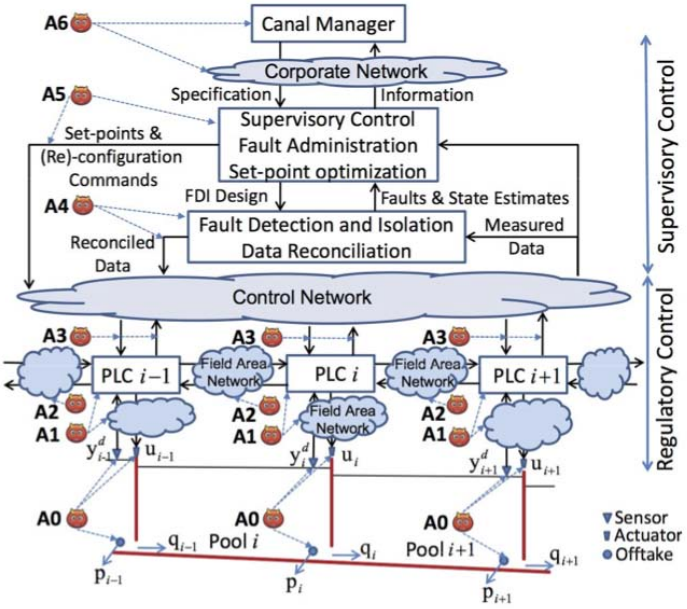


Figure 2.4 – Contrôle supervisé d'un canal d'irrigation [Amin et al., 2013a].

2. VERS UNE GESTION SUPERVISÉE DE RÉSEAUX HYDROGRAPHIQUES EN PRÉSENCE DE CRUE.

Horvatch *et al.* proposent une architecture de commande prédictive et adaptative pour le contrôle des niveaux d'eau dans des réseaux de canaux de navigation et leur surveillance [Horváth et al., 2014]. Les canaux de navigation sont composés de biefs ou canaux séparés par des écluses et peuvent être alimentés par des barrages. Le contrôle de ces canaux consiste à maintenir leur navigabilité c'est-à-dire un niveau minimum d'eau. Ces systèmes sont non linéaires, leurs temps de transfert sont variables. L'architecture proposée et décrite sur la figure 2.5, est basée sur un système SCADA permettant la télégestion du réseau de navigation dans lequel une interface homme machine interagit avec l'opérateur. Les contraintes et objectifs de gestions sont définis dans un module spécifique. La détermination des consignes est réalisée par le module d'accommodation hybride de la commande en fonction de l'état du système définit par le bloc de supervision et en fonction d'une prévision de son état futur (bloc pronostic). Les stratégies de gestion déterminées peuvent être adaptées et améliorées, c'est le rôle du module d'aide à la décision. Les biefs et canaux sont modélisés par des modèles du premier ordre avec retard, les paramètres du modèles sont identifiés à l'aide d'une méthode de type boîte grise.

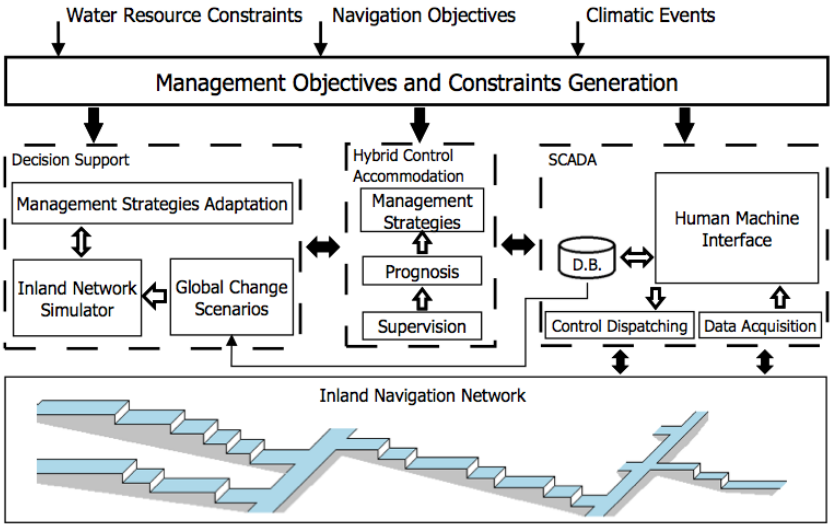
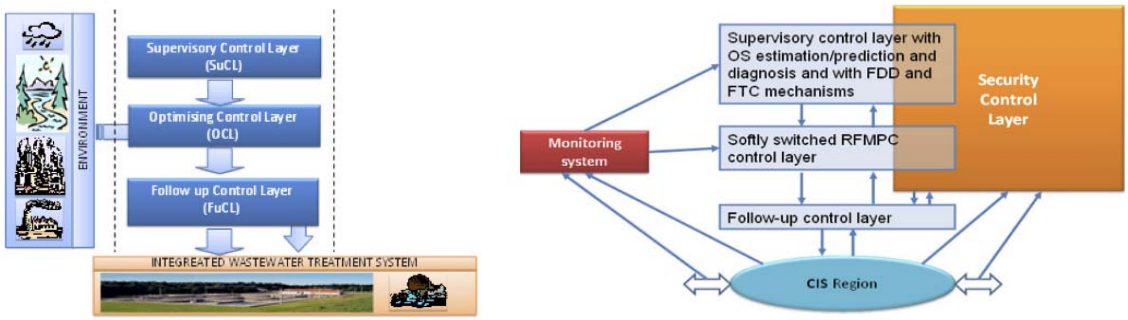


Figure 2.5 – Architecture de contrôle adaptatif et prédictif d'un réseau de canaux de navigation [Horváth et al., 2014].

Brdys *et al.* décrivent un schéma de gestion supervisée pour les systèmes à infrastructure critique (« critical infrastructure systems » CIS) et l'appliquent à la gestion

des systèmes de traitement des eaux usées [Brdys, 2010, Brdys et al., 2013]. Les CIS sont vitaux pour le fonctionnement des sociétés, ils peuvent être sujets à des attaques et ils concernent par exemple la production d'énergie, son transport et sa distribution, les télécommunications, l'approvisionnement en eau .... Les CIS sont des systèmes en réseau, spatialement distribués, leur dynamique est non linéaire ; ils peuvent comporter différentes échelles de temps. Leur modélisation dynamique nécessite de nombreuses variables souvent hétérogènes, leurs entrées, leurs sorties et états sont contraints. Ces systèmes appartiennent donc à la classe des systèmes complexes étendus (large scale complex systems). Afin de réduire la dimension du problème, ces systèmes sont décomposés en régions. La surveillance, le contrôle et la sécurité de ces systèmes sont souvent décentralisés.



(a) Architecture de commande supervisée. (b) Architecture hiérarchique

Figure 2.6 – Architecture de contrôle d'un système de traitement des eaux usées [Brdys, 2010].

Pour prendre en compte à la fois les informations quantitatives et qualitatives sur le processus, sa dynamique et ses interactions avec l'environnement, Brdys propose le schéma décrit sur la figure 2.6. Sa connexion à un système de traitement des eaux usées est représentée sur la figure 2.6(a), il est reproduit pour chaque CIS régional comme illustré sur la figure 2.6(b). Le niveau en lien avec le processus, appelé « Follow up Control Layer », reçoit les consignes élaborées par le niveau supérieur de commande optimale, « Optimising Control Layer ». Il génère les objectifs de commande à long terme, moyen terme et court terme. Il met en jeu une méthode de commande prédictive de type MPC robuste, notée RFMPC (pour « Robustly Feasible Model Predictive Control »), et un basculement entre les différents objectifs temporels. Le niveau supérieur est celui

de supervision, « Supervisory Control Layer », qui estime et prédit l'état du système, réalise le diagnostic afin de déterminer si un basculement de commande doit être effectué, sélectionne les stratégies de commande adaptées à l'état diagnostiqué, et gère le mécanisme de basculement de commande. Les niveaux de commande et de supervision sont en lien avec le système de surveillance (« Monitoring System ») ou SCADA.

Dans les schémas décrits ici, quelles que soient les méthodes de modélisation utilisées, les schémas de supervision sont très semblables et nous faisons le choix d'utiliser ce type de représentation pour décrire notre méthode de gestion d'un réseau hydrographique en présence de crue.

2.5 Schéma de gestion supervisée d'un réseau hydrographique

Nous proposons une schéma de supervision dans lequel, l'état de la ressource en eau est détecté puis diagnostiqué afin de gérer au mieux la crise que constitue une crue. Notre objectif consiste à détecter la situation dans laquelle se trouve le réseau, à produire un diagnostic afin de prévenir la crue par l'utilisation de réservoirs. La mise en place d'une supervision doit permettre au gestionnaire de connaître l'état du réseau à chaque instant. A partir des informations sur le réseau, il est possible de proposer des actions correctives afin de répondre à l'objectif de gestion de la crue.

Le réseau hydrographique et ses infrastructures constituent le processus à superviser. Le schéma de gestion supervisée proposé est décrit sur la figure 2.7.

Le processus est relié à un SCADA qui reçoit la valeur des capteurs présents sur le réseau et dans les réservoirs, ce sont les mesures. Ils transmet les consignes produites par le bloc de gestion supervisées au processus. Ces informations peuvent être stockées dans une base de données et présentées aux opérateurs au moyen d'une interface.

Le bloc Détermination des objectifs, contraintes et paramètres gestion est dédié à la mise en place des règles de gestion. Il comprend les informations concernant les exigences des gestionnaires du réseau hydrographique, le contexte environnemental et industriel afin de spécifier les conditions d'utilisation des infrastructures dont le réseau est équipé, les besoins en eau ... En ce qui concerne la gestion des crues, ce bloc dispose aussi des informations sur les marges à imposer avant d'alerter les autorités d'un risque de crue (c'est à dire les seuils permettant d'évaluer des niveaux de danger), ou d'une possible

défaillance d'une infrastructure qui pourrait conduire à des dégâts en aval. Ainsi, compte tenu de ces informations ce bloc fournira, par exemple, au bloc de gestion supervisée :

- les estimations du coût d'intervention en cas de crue
- les paramètres de priorité
- les seuils dans les cas de stockage et de restitution, la restitution pouvant dépendre du scénario de crue et des contraintes écologiques.

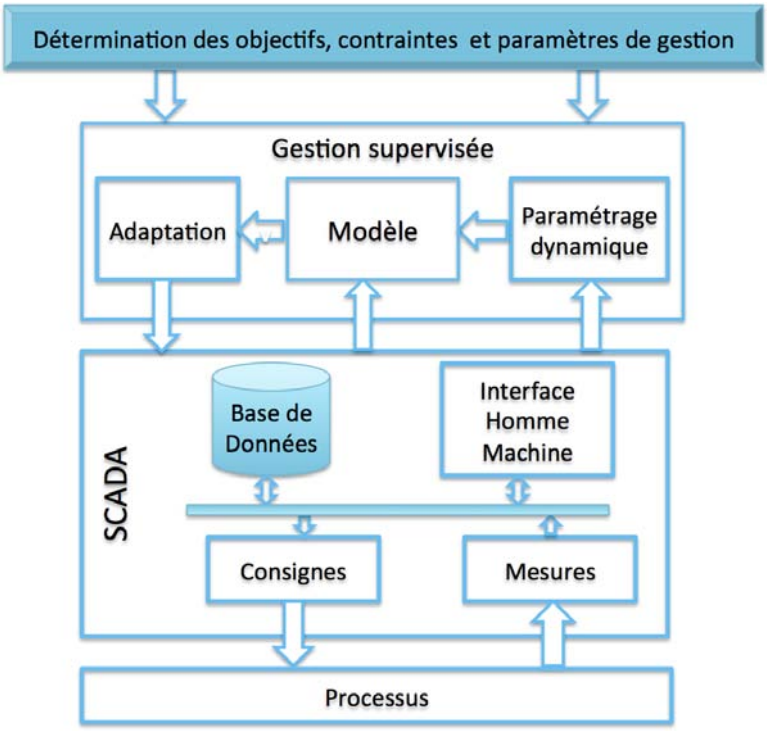


Figure 2.7 – Schéma conceptuel de la gestion supervisée

Le bloc gestion supervisée (figure 2.8) permet la mise en œuvre des contraintes de gestion en fonction des valeurs mesurées. Les méthodes de régulation maintiennent les infrastructures à commander, telles que les vannes de remplissage des réservoirs autour de leur consigne malgré les éventuelles perturbations. La gestion de crue nécessite de combiner ces méthodes à des méthodes de gestion afin de définir, par exemple, quel réservoir doit être ouvert, quand et comment. En effet, tout en assurant un suivi des débits d'eau excédentaires en cas de crue, nous souhaitons établir un diagnostic de l'état du processus, optimiser le stockage et le déstockage des volumes d'eau dans les réservoirs d'écrêtement et contrôler l'ouverture des portes qui leur sont associées. Dans un travail

précédent pour la gestion stratégique des barrages, *Ladeveze et al* ont fait appel à une modélisation par le biais d'un graphe de transport statique [Ladevèze et al., 2010]. Afin d'étendre ce principe à un autre cas de gestion de la ressource en eau, et d'y inclure les retards, nous avons choisi d'implanter une méthode de gestion basée sur les graphes de transports, que nous décrivons en détail dans le chapitre 3.

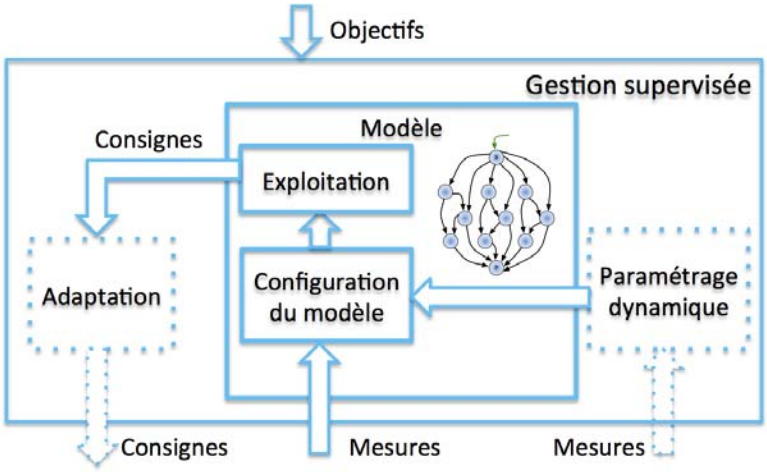


Figure 2.8 – Bloc gestion supervisée

Ce bloc est composé :

- d'un bloc de paramétrage dynamique permettant de fournir, selon les stratégies de gestion, certains paramètres dynamiques tels que les temps de transfert, obtenus par l'utilisation de techniques d'estimation par exemple.
- d'un bloc modèle conduisant à la détermination des consignes pour chaque infrastructure à commander. Le modèle est basé sur un graphe de transport modélisant le réseau, les infrastructures et leur gestion. A chaque itération, le modèle est configuré en fonction des mesures et des valeurs des paramètres dynamiques, puis exploité.
- d'un bloc Adaptation qui transforme les consignes fournies par le modèle en consignes adaptées à la commande des actionneurs du processus.

2.6 Conclusion

Nous avons, dans ce chapitre décrit la gestion de la ressource en eau par des méthodes d'optimisation et de régulation.

Le couplage des méthodes d'optimisation, de régulation, ainsi que la simulation de ces méthodes conduit à un meilleur suivi de l'évolution de la ressource, du réseau et de ses infrastructures, ainsi qu'à la génération de stratégies adaptées à la situation à traiter. Les méthodes de gestion supervisée permettent ce couplage.

Après avoir présenté quelques schémas de gestion supervisée appliqués aux réseaux hydrographiques, nous avons proposé un schéma dans lequel le modèle du réseau et de sa gestion est basé sur l'utilisation d'un graphe de transport. Ce graphe est configuré puis exploité afin de produire les consignes conduisant à la gestion de la crue.

Les étapes de génération du graphe, configuration puis exploitation sont décrites dans le chapitre suivant.

Chapitre 3

Elaboration des consignes par graphes de transport

Sommaire

3.1 Introduction 54
3.2 Définitions 54
3.2.1 Les graphes orientés 54
3.2.2 Réseaux et flots de transport 55
3.2.3 Prise en compte du temps dans les réseaux de transport . . . 56
3.3 Cas d'un réseau hydrographique équipé de réservoirs. . . . 59
3.3.1 Description et formalisation du problème 59
3.3.2 La notion de coût dans les réseaux hydrographiques 60
3.3.3 Modélisation d'une porte, relation hauteur /débit 62
3.4 Modélisation du problème pour le stockage 63
3.4.1 Graphe de transport statique 63
3.4.2 Réseau à retard étendu 66
3.4.3 Graphe Réduit et Matrice de Temporisation, cas du stockage 69
3.5 Modélisation du problème pour le stockage et le déstockage 72
3.5.1 Prise en compte du déstockage 72
3.5.2 Mécanisme de fusion et de décomposition 73
3.5.3 Graphe Réduit et Matrice de Temporisation pour le stockage et le déstockage 75
3.5.4 Utilisation du RGTM-SD 77
3.6 Conclusion 84

3.1 Introduction

La maîtrise des conséquences des crues en aval des réseaux hydrographiques équipés de réservoirs d'écrêtement instrumentés de portes gravitationnelles nécessite la gestion, au cours du temps, des périodes de stockage ou de déstockage en fonction des caractéristiques des réservoirs, des contraintes de conservation de la ressource et des objectifs définis par les gestionnaires. Ceci requiert l'élaboration d'un modèle intégrant le système physique étudié et les règles de gestion. L'objectif de ce chapitre est de décrire notre approche de modélisation basée sur l'exploitation des graphes ou réseaux de transport. Après une présentation des principaux concepts et définitions de la théorie des graphes utilisés dans notre approche, nous décrirons le type de réseaux hydrographiques étudiés, le problème considéré et nous proposerons sa formalisation. Par la suite, nous focaliserons notre attention sur l'élaboration d'un modèle étendu avec retard pour le stockage. Suite à la mise en évidence des limites du modèle étendu et à la prise en compte des spécificités du système étudié, nous décrirons les mécanismes nous permettant de le réduire. Nous terminerons par la présentation de ce modèle réduit dans le cadre du stockage, puis nous l'enrichirons en vue d'une prise en compte conjointe du stockage et du déstockage.

3.2 Définitions

3.2.1 Les graphes orientés

Un *graphe orienté* $G = (X, U)$ est constitué d'un ensemble $X = \{x_1, x_2, \ldots, x_n\}$ de nœuds et d'un ensemble $U = \{u_1, u_2, \ldots, u_m\}$ de paires ordonnée de nœuds appelées *arcs*.

Pour un arc $u_k = (x_i, x_j)$, x_i est l'extrémité initiale (origine), et x_j est l'extrémité finale (destination).

x_j est un successeur de x_i si $(x_i, x_j) \in U$. L'ensemble des successeurs de x_i est noté $\Gamma(x_i)$.

x_j est un prédécesseur de x_i si $(x_j, x_i) \in U$. L'ensemble des prédécesseurs de x_i est noté $\Gamma^{-1}(x_i)$.

Un chemin est une séquence d'arcs telle que chaque arc ait une extrémité commune avec le suivant.

Un circuit est un chemin qui contient au moins un arc, tels que tous les arcs de la séquence sont différents et dont les extrémités coïncident.

3.2.2 Réseaux et flots de transport

Un réseau de transport est un graphe $G = (X, U)$ dans lequel les deux conditions suivantes sont respectées :

- il existe un sommet source S unique tel que l'ensemble des prédécesseur de S est vide : $\exists! S \in X : \Gamma^{-1}(S) = \varnothing$
- il existe un sommet puits P unique tel que l'ensemble des successeurs de P est vide : $\exists! P \in X : \Gamma(P) = \varnothing$
- Chaque arc $u_k = (x_i, x_j)$ est muni d'un nombre $c_{x_i x_j} \geq 0$ appelé capacité de l'arc.

Le flot est une grandeur qui permet de représenter un flux c'est-à-dire de quantifier la ressource circulant à travers les arcs d'un graphe. On appelle flot une fonction φ qui associe à chaque arc de G une valeur numérique (réelle ou entière). Cette fonction vérifie, pour chaque nœud x de G, la loi de conservation des flots (loi de *Kirchhoff*), telle qu'à chaque sommet la somme des flots entrants est égale à la somme des flots sortants [Bertsekas, 1998, Gondran and Minoux, 1995, Ahuja et al., 1993].

$$\forall x_j \in X \setminus \{S, P\}, \sum_{x_i \in \Gamma^{-1}(x_j)} \varphi_{x_i x_j} = \sum_{x_i \in \Gamma(x_j)} \varphi_{x_j x_i}$$

Un flot est dit réalisable si pour tout arc $(x_i, x_j) \in U, 0 \leq \varphi_{x_i x_j} \leq c_{x_i x_j}$.

La quantité $v(\varphi) = \sum_{x_i \in \Gamma^{-1}(P)} \varphi_{x_i P}$ est la valeur du flot de S à P.

On appelle flot maximal tout flot qui maximise la valeur $v(\varphi)$.

Soit $\gamma_{x_i x_j}$ le coût unitaire de l'arc $(x_i, x_j) \in U$. On définit γ_φ le coût du flot par :

$$\gamma_\varphi = \sum_{(x_i, x_j) \in U} \varphi_{x_i x_j} \gamma_{x_i x_j}$$

.

Le flot maximal à coût minimum est le flot φ qui maximise la valeur $v(\varphi)$ et qui minimise γ_φ.

3.2.3 Prise en compte du temps dans les réseaux de transport

Dans la littérature, la prise en compte du temps a d'abord conduit à la notion de réseaux/graphes étendus temporisés (Time expanded Networks/graphs) qui découle de la définition de « flot dynamique maximal » proposé par Fulkerson [Fulkerson, 1966]. Dans un réseau étendu temporisé, chaque arc est pondéré non seulement par une capacité mais également par un temps qui représente la durée de transit sur l'arc. La figure 3.1(a) illustre ce principe dans le cas d'un graphe temporisé avec un temps de transit unitaire sur chaque arc. Sur de tels graphes, la résolution du problème de flot dynamique peut néanmoins se ramener à la résolution d'un problème de flot statique dans un graphe étendu tel que décrit sur la figure 3.1(b).

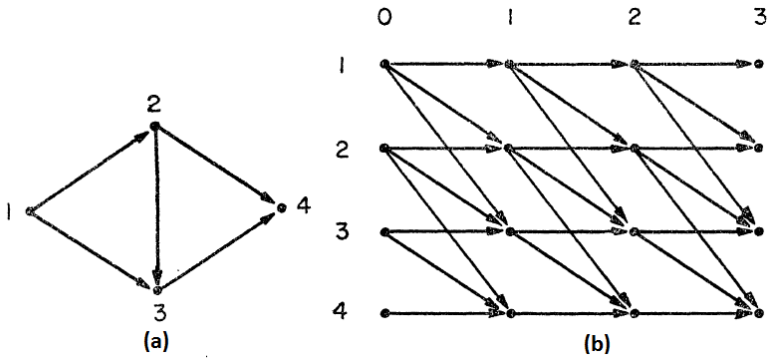


Figure 3.1 – Exemple de graphe étendu à flot dynamique proposé par Fulkerson [Fulkerson, 1966]

De nombreux auteurs s'intéressent à cette notion de flots, ils proposent des algorithmes liés à la résolution de problèmes de transbordement [Fleischer, 1997, Fleischer, 2001a, Fleischer, 2001b], de flot maximal [Köhler and Skutella, 2002], de flot maximal à coût minimum [Fleischer and Skutella, 2003, Erlebach and Hall, 2004] et de problèmes à multi-flots dynamiques [Fleischer and Sethuraman, 2005, Hall et al., 2003, Hall and Schilling, 2005, Hall et al., 2007, Großand Skutella, 2012, Martens and Skutella, 2006, Melkonian, 2007] tout en définissant le modèle de « réseaux/graphes étendu temporisé » (Time expanded Networks/graphs) associés au problème étudié. Ces travaux présentent différents exemples d'application des « réseaux/graphes étendu temporisé » :

- Transport urbain [Köhler et al., 2009], [Delling et al., 2009],

- Transport spatial : véhicule de lancement, navette [Silver and de Weck, 2007],
- Routage dans les réseaux à fibres optiques [Ding et al., 2002],
- Routage dans les réseaux sans fil [Fekete et al., 2008],
- Théorie des jeux appliquée à la résolution du problème du « voleur et du policier » [Fomin et al., 2008].

Les auteurs de ces articles soulignent que ces problèmes à flots dynamiques définis sur de tels réseaux, sont considérés comme des problèmes NP-difficile.

Dans les travaux précédents, la dynamique du flot coïncide avec une évolution dans le temps. Fathabadi et Hosseini font cependant la différence entre la notion de flots dynamiques et flots temporisés [Fathabadi and Hosseini, 2010]. Ils préfèrent ce qu'ils considèrent comme une nouvelle classe de réseaux qu'ils appellent les réseaux dynamiques générateurs de flots (Dynamic Generative Network Flow) où le déplacement et la transmission sont instantanés. Dans ces réseaux les offres et les demandes ne sont pas données comme des valeurs fixes. Elles sont générées en continu. La quantité d'écoulement d'un produit sur chaque arc change en fonction du temps sur un horizon de temps prédéfini. Bien que la formulation mathématique de ce modèle soit différente de celle communément utilisés, le réseau dynamique générateur de flots peut être considéré comme une extension du modèle du « graphe étendu temporisé » (Time Expanded Graph - TEG).

Plus récemment, plusieurs autres méthodes incluant le facteur temporel dans les graphes ont été proposées. Les graphes variant dans le temps (time-varying graphs - TVG) sont un modèle naturel pour les systèmes en réseau dans lesquels les liens entre les nœuds sont intrinsèquement dynamiques et fluctuent au fil du temps, où les liens apparaissent et disparaissent à des instants précis dans le temps et sont souvent récurrents [Casteigts et al., 2011, Nicosia et al., 2012].

Un graphe variant dans le temps peut être décrit comme une séquence ordonnée de graphes, c'est à dire, un ensemble $\{G1, G2, \cdots, GM\}$ de M graphes définis sur n nœuds, où chaque graphe G_m dans la séquence représente l'état du réseau, c'est à dire, la configuration de liens, au temps t_m, où $m = 1, \cdots, M$. Dans cette notation, la quantité $t_M - t_1$ est la longueur temporelle de la période d'observation. Les graphes dans la séquence peuvent être répartis uniformément dans le temps, c'est à dire, $t_{m+1} = t_m + \Delta t, m = 1, \cdots, M-1$, ou encore, ils peuvent correspondre à toute séquence

ordonnée de temps telle que $t_1 < t_2 < \cdots < t_M$. Chaque graphe dans la séquence peut être orienté ou non orienté.

Les graphes variant dans le temps permettent de produire et d'analyser les réseaux sociaux et biologiques avec des informations détaillées sur le temps d'apparition et la durée de chaque lien. La prise en compte du temps dans la définition des composants du graphe permet de capturer les caractéristiques importants des systèmes réels.

Les graphes temporels [Kostakos, 2009] sont des graphes dont les nœuds représentent des événements et les arcs des contraintes de précédence entre deux nœuds. Si $G = (X, U)$ est un tel graphe, alors l'arc $u = (x_i, x_j)$ signifie que l'événement modélisé par x_i doit se produire avant l'événement modélisé par x_j. Un graphe temporel est également accompagné d'un vecteur d, appelé durée, qui associe à chaque arc $u \in U$ une durée d_u, et d'un vecteur t, appelé date, qui associe à chaque nœud $x \in X$ une date t_x. Un graphe temporel peut également être muni d'un vecteur c, appelé capacité, qui associe à chaque arc $u \in U$ un ensemble c_u, indiquant les valeurs autorisées pour la durée d_u.

Un graphe nœud possède un seul nœud source S et un seul nœud puits P, chacun représentant respectivement les événements de début et de fin du scénario complet modélisé. Les graphes temporels, sont un outil d'analyse des données temporelles riches de description des événements sur des périodes de temps. Ils ont les avantages analytiques de l'analyse de graphes statiques tout en conservant les renseignements temporels qui peuvent être disponibles.

Les graphes de temps agrégés [George, 2013], à la différence des TEG qui reproduisent dans le temps les nœuds et les arcs, modélisent les changements dans un réseau spatio-temporel en recueillant les attributs des nœuds et des arcs dans un ensemble de séries temporelles. Le modèle peut également tenir compte des changements dans la topologie du réseau. Les arcs et les nœuds peuvent disparaître du réseau pendant un certains temps et de nouveaux nœuds et arcs peuvent être ajoutés. Le graphe de temps agrégés garde la trace de ces changements à travers une série temporelle attachée à chaque nœud ou arc qui indique leur présence à différents instants de temps.

Dans la littérature, il y a plusieurs méthodes pour inclure le facteur temporel dans un réseau quelconque. Quand il s'agit de réseau de transport ou de réseau comportant la notion de flot dynamique les réseaux étendus temporisés s'avèrent être les plus exploités et les plus adaptés. L'inconvénient de ces modèles, d'un point de vue numérique, est qu'ils font partie de la classe des problèmes NP-difficile.

3.3 Cas d'un réseau hydrographique équipé de réservoirs.

3.3.1 Description et formalisation du problème

Le système physique considéré dans ce travail est décrit sur la figure 3.2. Il comprend un réseau hydrographique limité à une portion de cours d'eau équipé de n_G réservoirs d'écrêtement, FCR_r $(r = 1, \cdots, n_G)$, situés sur les rives de la rivière et munis chacun d'une porte gravitationnelle, G_r $(r = 1, \cdots, n_G)$. Le temps de transfert entre la porte G_r et la porte G_{r+1} est noté τ_r $(r = 1, \cdots, n_G - 1)$.

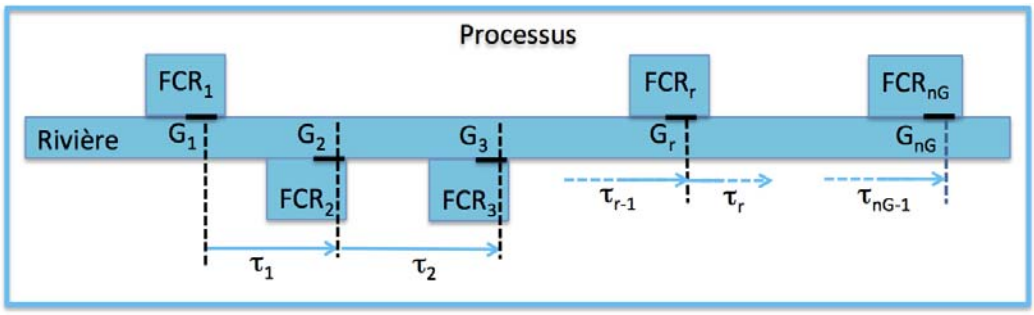


Figure 3.2 – La rivière et ses réservoirs.

Il convient de consigner ces portes afin que la crue soit contenue par un stockage des excédents de la ressource en eau. Lorsque le débit de la rivière le permet, l'eau contenue dans les réservoirs peut être restituée à la rivière, c'est la période de déstockage. Il s'agit d'un problème d'allocation d'une ressource qui évolue dans le temps.

Plusieurs capteurs sont positionnés, à l'amont et à l'aval du tronçon, au niveau des portes dans la rivière et dans le réservoir, et le long du cours d'eau. Ils permettent de mesurer l'évolution du niveau et du débit. L'écrêtement de la crue consiste, compte tenu des mesures de niveau et de débit enregistrées par le capteur en amont du système, à gérer les périodes de stockage et de déstockage dans les réservoirs de manière à respecter l'objectif de non dépassement d'un débit fixé à l'aval du système.

Ainsi, les gestionnaires du réseaux définissent, en fonction du réseau hydrographique concerné, un seuil de débit au dessus duquel le risque de crue à l'aval de la zone considérée est important, il est noté Q_{lam} et appelé seuil d'écrêtement. Ainsi, l'écrêtement de la crue consiste à maintenir le débit du tronçon de rivière en dessous la valeur de Q_{lam}, c'est la phase de stockage.

Lorsque les réservoirs ne sont pas vides et lorsque le débit du tronçon de rivière est inférieur à Q_{lam}, afin de protéger les cultures souvent présentes dans les réservoirs, et de façon à pouvoir absorber un éventuel nouvel épisode de crues, l'eau stockée peut être restituée. A cette fin nous définissons un débit de restitution noté Q_{do}, lorsque le débit dans le tronçon de rivière est inférieur à Q_{do} l'eau contenue dans les réservoirs est restituée. La stratégie de gestion utilisée lors d'une restitution impose que le débit du tronçon de rivière reste inférieur au débit d'écrêtement Q_{lam}.

Les variables de décision sont les volumes d'eau à transférer au cours du temps entre les réservoirs et la rivière. L'évaluation de ces dernières dépend de l'ampleur de la crue, des contraintes induites par les portes gravitationnelles et des caractéristiques des réservoirs (capacité, espace disponible, vocation principale, contraintes économiques, ...).

La prise en compte de ces paramètres de gestion est, en partie, réalisée par la définition d'une fonction de coût de stockage ou de déstockage.

3.3.2 La notion de coût dans les réseaux hydrographiques

La notion de coût généralement adoptée dans les réseaux hydrographiques dépend du modèle économique considéré dans lequel peuvent intervenir plusieurs critères tels que : le type de gestion, le type d'infrastructure et les objectifs (irrigation, approvisionnement en eau potable, ...). Les méthodes d'analyse coût-bénéfice [Karamouz et al., 2003] répondent au besoin de l'estimation de la valeur monétaire de différents aspects de la gestion d'un réseau hydrographique tels que l'eau d'irrigation, l'entretien des berges, les zones inondables, les lacs de rétention ou de loisirs, la production hydroélectrique et la navigation [Loucks et al., 2005]. L'analyse coût-bénéfice (ACB) est un outil d'aide à la décision permettant grâce à l'évaluation de certains indicateurs, comme le taux coût-bénéfice, de juger de la pertinence d'un projet et de l'exposition d'un territoire aux risques [Erdlenbruch et al., 2008, Karamouz et al., 2003, Loucks et al., 2005]. Dans le cadre de projets pour la prévention des inondations, une étude ACB, dans le cadre de la méthode des dommages évités basée sur une liste d'indicateurs fournissant une estimation des dommages, a été utilisée dans la vallée de l'Orb en France [Erdlenbruch et al., 2008]. L'ACB a été également utilisée pour l'étude des « zones de rétention d'urgence » et le programme de renforcement des digues du système de rivière [Jonkman et al., 2004]. On s'appuie ici sur une méthode d'optimisation économique

pour déterminer le niveau optimal d'une digue pour la protection contre les crues et minimiser le coût total d'un système ce qui correspond à minimiser la somme des dépenses relatives à la sécurité des digues et la valeur attendue des dommages économiques.

Notre approche des coûts vise à intégrer le paramètre coût au processus de gestion dans la perspective d'évaluer les stratégies de gestion et de prendre les bonnes décisions pour les améliorer. La définition des coefficients de coûts de notre fonction objectif dépend

- de la nécessité de retarder le plus longtemps possible les inondations en aval des cours d'eau,
- du type de stockage (zone agricole, jachère ...),
- de la capacité de chaque zone de stockage,
- de la disponibilité de chaque zone de stockage,
- de la nécessité de limiter l'endommagement des cultures dans les zone de stockage,
- de la durée maximale de conservation de l'eau dans les zones de stockage,
- et du besoin de préservation de la qualité de l'eau dans les zones de stockage.

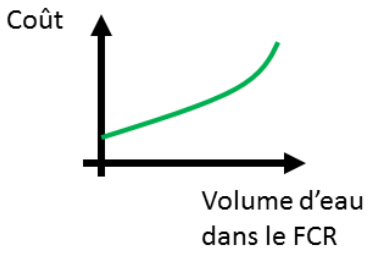


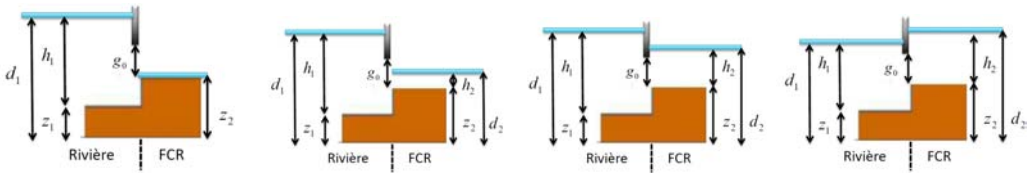
Figure 3.3 – Exemple de relation coût/volume d'eau

Un réservoir implanté sur des zones agricoles devrait être utilisé après avoir utilisé les réservoirs implantés sur des zones en jachère. Par ailleurs, le stockage devrait être moins coûteux en période de crue que le déstockage, mais devrait être plus coûteux après l'épisode de crue. Il est nécessaire de stocker en priorité dans les réservoirs plus en amont, en prenant garde toutefois à pénaliser l'écoulement vers l'aval de notre système car dans le cas contraire ce serait interprété comme une priorité accordée aux inondations. L'équilibrage en pourcentage du remplissage des réservoirs doit être recherché. Par contre, plus le volume d'eau augmente dans un réservoir plus son coût de stockage doit être élevé.

Cette contrainte peut être quantifiée par le biais d'une relation coût/volume d'eau stockée telle que décrite sur la figure 3.3. Dans les différents modèles proposés ci-après, nous avons opté pour des fonctions objectifs linéaires. D'autres fonctions objectif candidates pourraient être exploitées comme par exemple des fonctions quadratiques, non-linéaire, ... [Ladevèze et al., 2010].

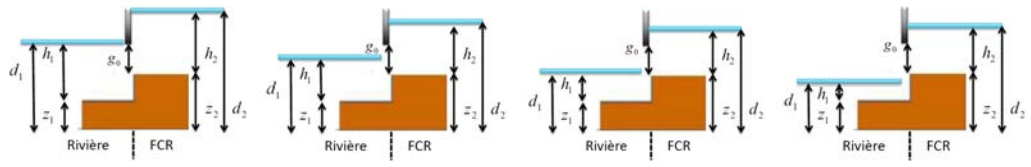
3.3.3 Modélisation d'une porte, relation hauteur /débit

Les réservoirs sont équipés de portes latérales (ou portes gravitationnelles) où le franchissement par l'eau est causé par la différence des niveaux hydrauliques entre la rivière et le réservoir, et donc grâce à la force de gravitation. L'application de l'équation de Bernoulli au phénomène d'écoulement entre la rivière et la porte d'un réservoir, permet de déduire l'équation statique non linéaire relative à la dynamique du comportement d'une telle structure. De façon générale, le débit qui passe à travers la porte est



(a) (b) (c) (d)

Figure 3.4 – Différentes situations de stockage



(a) (b) (c) (d)

Figure 3.5 – Différentes situations de déstockage

calculé en fonction des niveaux d'eau de part et d'autre de la porte, mesurés par rapport à un plan de référence, et de la hauteur d'ouverture de la porte, comme illustré sur les figures 3.4 et 3.5. Sur ces figures, $d_i = h_i + z_i, i = 1, \ldots, 2$, où d_i est le niveau d'eau absolu en référence à un point aval, h_i est le niveau d'eau relatif et z_i est la hauteur des

fonds en référence au point aval. $i = 1$ pour la rivière, $i = 2$ pour le réservoir. Le débit traversant la porte, noté Q_G est obtenu par les relatons suivantes :

$$Q_G = \begin{cases} g_0 K_1 \sqrt{d_2 - d_1} & \text{si} \quad d_2 > d_1 \quad \text{et} \quad d_1 > z_2 + g_0 \\ g_0 K_2 \sqrt{h_2} & \text{si} \quad d_2 > d_1 \quad \text{et} \quad d_1 \leq z_2 + g_0 \\ g_0 K_1 \sqrt{d_1 - d_2} & \text{si} \quad d_2 \leq d_1 \quad \text{et} \quad d_2 > z_2 + g_0 \\ g_0 K_2 \sqrt{d_1 - z_2} & \text{si} \quad d_2 \leq d_1 \quad \text{et} \quad d_2 \leq z_2 + g_0 \end{cases}$$

Quand les niveaux d'eau de part et d'autre de la porte sont connus, l'action d'ouverture et de fermeture des portes étant couplée avec les équations de l'écoulement hydraulique, on peut supposer que la valeur de l'ouverture de la porte est induite par inversion de l'équation de la porte afin de permettre l'écoulement du débit désiré. Le franchissement par l'eau de la porte latérale peut être réalisé à des pressions importantes. L'ouverture de la porte crée une dépression qui interfère avec l'onde de crue pour ainsi réduire son impact en aval.

3.4 Modélisation du problème pour le stockage

Dans un premier temps, nous proposons une modélisation basée sur une représentation du système à n_G réservoirs par un graphe de transport statique c'est-à-dire sans prendre en compte les retards dans le réseau. Les échanges de flux d'eau entre la rivière et les réservoirs d'écrêtement en passant par les portes gravitationnelles, sont modélisés par la circulation de flots dans les réseaux de transport. La prise en compte du temps sera introduite dans une seconde étape.

3.4.1 Graphe de transport statique

La rivière et les réservoirs sont équipés de capteurs de débits, dont au moins un à l'amont du tronçon étudié, un à l'aval de ce tronçon, et pour chaque réservoir un capteur dans le réservoir et un dans la rivière en amont de la porte.

Le système à n_G réservoirs est décrit par le graphe de transport $\mathbb{G} = (X, \mathcal{A})$ représenté sur la figure 3.6. L'ensemble des nœuds X, contient le nœud source S_0 correspondant au point de mesure d'entrée du réseau, les n_G zones d'expansion de crue : FCR_r, $r = 1, \cdots, n_G$, les portes qui leur sont associées : G_r, $r = 1, \cdots, n_G$ et le nœud puits P_0 ou la sortie du système. Ce modèle est ainsi constitué de $2n_G + 2$ sommets. L'ensemble

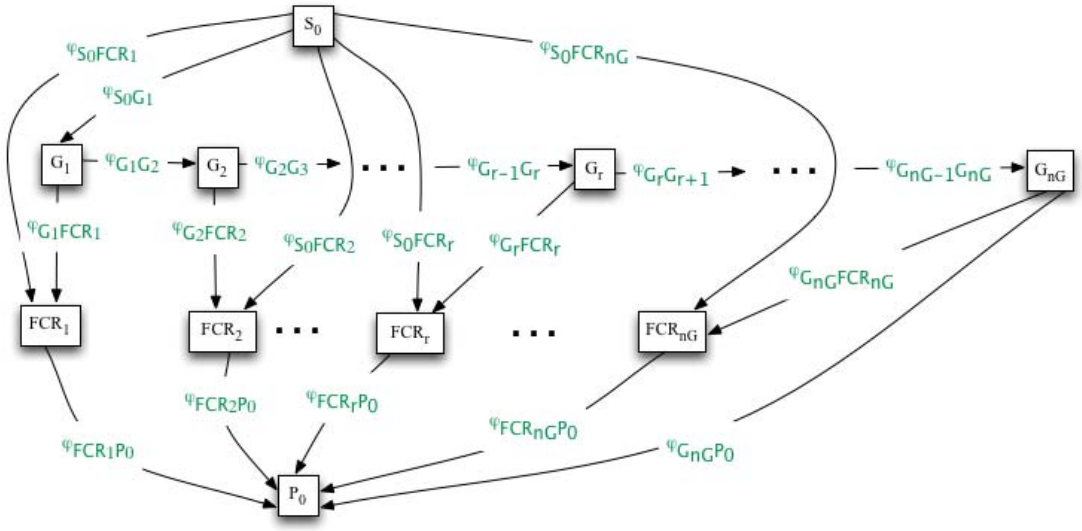


FIGURE 3.6 – Graphe de transport d'un système à n_G zones d'expansion de crue

$\mathcal{A}$ est constitué des arcs a_{xy} reliant le nœud $x \in X$ au nœud $y \in X$. Un coût c_{xy} est affecté à chaque arc $a_{xy} \in \mathcal{A}$ de façon à intégrer les contraintes de gestion dans le réseau. Chaque arc $a_{xy} \in \mathcal{A}$ porte un flot φ_{xy} tel que :

- L'arc $a_{S_0G_1}$ transporte $\varphi_{S_0G_1}$. Il relie le nœud source S_0 au nœud G_1. Il transporte le débit de la rivière mesuré à l'entrée système Q_{input}.
- Les arcs $a_{S_0FCR_r}, r = 1 \cdots n_G$ transportent $\varphi_{S_0FCR_r}$. Ces arcs, reliant le nœud source S_0 au nœud FCR_r assimilé au réservoir, ne sont pas des arcs physiques. Chaque arc transporte le débit correspondant au volume d'eau déjà présent dans le réservoir.
- Les arcs $a_{G_rFCR_r}, r = 1 \cdots n_G$ tranportent $\varphi_{G_rFCR_r}$. Ces arcs, reliant chaque nœud G_r, assimilé à la porte, au nœud FCR_r assimilé réservoir associé, représentent le débit traversant la porte vers le réservoir.
- Les arcs $a_{G_rG_{r+1}}$ transportent $\varphi_{G_rG_{r+1}}$, $r = 1 \cdots n_G - 1$. Chaque arc $a_{G_rG_{r+1}}$ relie le nœud G_r au nœud G_{r+1}. Ces arcs ne désignent pas une connexion entre les portes mais le tronçon de rivière auquel elles sont latérales. Ils représentent le débit dans la rivière à l'aval de chaque porte $G_r, r = 1 \cdots n_G - 1$.
- Les arcs $a_{FCR_rP_0}, r = 1 \cdots n_G$ transportent $\varphi_{FCR_rP_0}$. Ces arcs relient les nœud FCR_r assimilés aux réservoirs au nœud puits P_0. Ce ne sont pas des arcs phy-

siques, ils transportent le débit correspondant au volume d'eau à stocker dans les réservoirs.

- L'arc $a_{G_{n_G}P_0}$ relie le nœud G_{n_G} au nœud puits P_0. Il transporte $\varphi_{G_{n_G}P_0}$ et représente le débit de sortie du système Q_{output}.

Lors de la phase de stockage, l'écrêtement de la crue consiste à maintenir débit du tronçon de rivière en dessous la valeur de Q_{lam}. En utilisant le graphe de transport, l'écrêtement de la crue peut être formulé, comme un problème de recherche de flot maximum à coût minimum (*Min-Cost-Max-Flow*). Il consiste à minimiser une fonction de coût linéaire, sous les contraintes de conservation de flux et de capacités minimales et maximales sur les arcs [Chvatal, 1983, Ahuja et al., 1996, Boykov, 2004]. Nous proposons de mettre en œuvre une formulation par programmation linéaire de façon à déterminer les consignes d'ouverture des portes latérales telles que le débit en sortie Q_{output} reste inférieur au débit Q_{lam} et que les contraintes physiques soient respectées :

$$\text{Min } z = \sum_{xy \mid a_{xy} \in \mathcal{A}} c_{xy}\varphi_{xy} \tag{3.1}$$

sous les contraintes

$$s_x = \sum_{y \in \Gamma^+(x)} \varphi_{xy} \quad - \sum_{y \in \Gamma^-(x)} \varphi_{yx}, \quad \forall x \in X \setminus \{S_0, P_0\} \tag{3.2}$$

$$s_{S_0} = Q_{input}(k) + stock(k-1) \tag{3.3}$$

$$s_{P_0} = -(Q_{input}((k) + stock(k-1)) \tag{3.4}$$

$$lb_{xy} \leq \varphi_{xy} \leq ub_{xy} \quad \forall a_{xy} \in \mathcal{A} \tag{3.5}$$

$$\varphi_{xy} \geq 0 \ \forall a_{xy} \in \mathcal{A} \tag{3.6}$$

où

$c = [c_{xy}]^T, xy \mid a_{xy} \in \mathcal{A}$, est le vecteur de coût,

lb_{xy} est la capacité minimale de l'arc $a_{xy} \in \mathcal{A}$,

ub_{xy} est la capacité maximale de l'arc $a_{xy} \in \mathcal{A}$,

s_x est le vecteur demande du nœud x, tel que $\sum_{x \in X} s_x = 0$,

$\Gamma^+(x)$ est l'ensemble des successeurs de x, $x \in X$,

$\Gamma^-(x)$ est l'ensemble des prédécesseurs de x, $x \in X$,

$Q_{input}((k)$ est le débit mesuré à l'amont de la rivière à l'instant $t = kT_c$,

$stock(k-1)$ est le débit correspondant au volume d'eau déjà stocké dans les réservoirs à l'instant $t = (k-1)T_c$,

T_c est un sous intervalle de temps dans l'horizon de gestion correspondant aussi aux périodes de consignation des portes latérales.

Afin de prendre en considération le phénomène de retard, accompagnant l'écoulement d'eau d'un point à un autre du tronçon de rivière étudié, nous proposons dans ce qui suit d'intégrer ce paramètre dans notre graphe de transport. Comme indiqué dans le paragraphe 3.3.1 et sur la figure 3.2, nous notons τ_r $(r = 1, \cdots, n_G - 1)$ le temps de transfert entre la porte G_r et la porte G_{r+1}. Le temps de transfert entre l'entrée du système, c'est-à-dire le premier point de mesure en amont de la première porte, et la première porte G_1 est noté τ_0. Selon la configuration du système étudié, τ_0 peut être négligeable.

3.4.2 Réseau à retard étendu

Nous étudions l'évolution de l'état de notre système à n_G réservoirs à chaque kT_c dans un horizon de prévision H_f avec $k = 0, \cdots, n$ et $H_f = n \times T_c, n \in \mathbb{N}^+$. A chaque kT_c, un graphe de transport statique représente l'état du tronçon de rivière équipé de n_G portes étudié. Tous les $n_G + 2$ nœuds du graphe de transport statique décrit dans le paragraphe précédent sont conservés. Seuls les arcs qui ne transportent pas d'information retardée sont conservés. Il s'agit des arcs $a_{S_0G_1}$, $a_{G_rFCR_r}, r = 1 \cdots n_G$, and $a_{FRC_{n_G}P_0}$.

Ainsi le système n'est plus modélisé par un seul réseau de transport statique mais par $n+1$ réseaux de transport statiques interconnectés de façon à représenter les débits retardés sur l'horizon H_f, comme illustré sur la figure 3.7. La temporisation est modélisée par l'intermédiaire de ces liens. Les liaisons entre ces sous-réseaux permettent de tenir compte de l'évolution du flot dans le temps et des retards. Le flot dans ce réseau est ainsi dynamique.

Le débit mesuré à l'entrée du système à l'instant kT_c est noté $Q_{input}(k)$, le débit à la sortie du système est noté $Q_{output}(k)$.

Ce réseau étendu, figure 3.7, est noté $\mathbb{G} = (\mathcal{N}, \mathcal{A})$, où $\mathcal{N}$ est l'ensemble des $(2n_G + 2) \times (n + 1) + 2$ nœuds et $\mathcal{A}$ est l'ensemble des arcs.

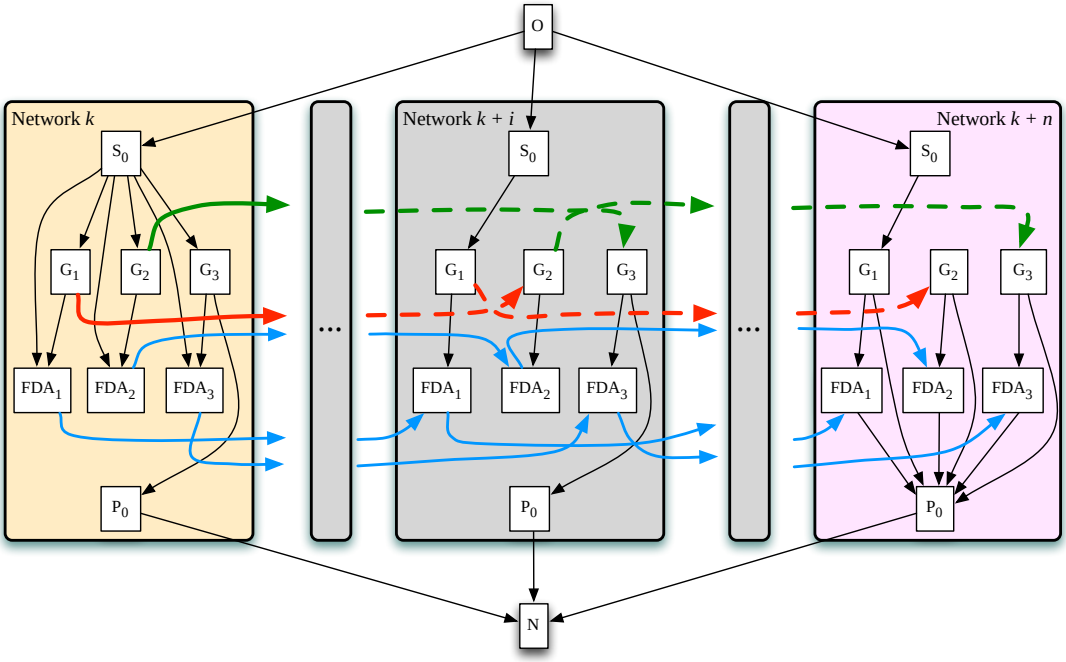


FIGURE 3.7 – Réseau étendu à retard cas où $n_G = 3$.

Les nœuds de $\mathcal{N}$ sont :

- Les nœuds G_r^k représentant les portes gravitationnelles G_r, $r = 1, \cdots, n_G$ à l'instant kT_c,
- Les nœuds FCR_r^k représentant les réservoirs d'écrêtement FCR_r, $r = 1, \cdots, n_G$ à l'instant kT_c,
- Le nœud source S_0^k correspondant au point d'entrée artificiel du système à réservoirs à l'instant kT_c,
- Le nœud puits P_0^k, correspondand au point de sortie artificiel du système à réservoirs à l'instant kT_c,
- Le nœud O, nœud source supplémentaire pour le réseau étendu global,
- Le nœud N, nœud puits supplémentaire pour le réseau étendu global.

Les arcs $\mathcal{A}$ sont composés des arcs internes à chaque sous-réseau, des arcs interconnectant les sous-réseaux, des arcs spécifiques à l'initialisation du réseau global, et enfin de ceux spécifiques à la phase de gestion finale du réseau global.

Les arcs internes pour tous les sous réseaux k**,** $k = 1, \cdots, n$ **sont :**

- l'arc entre le nœuds S_0^k et le nœud G_1^k représente le débit $Q_{input}(k)$ à l'entrée du système qui circule vers la porte G_1 (voir schéma 3.2).
- Les arcs entre les nœuds G_r^k et les nœuds FCR_r^k, $r = 1, \cdots, n_G$, comme définis dans le réseau statique, représentent le débit qui traverse la porte G_r vers le réservoir FCR_r au l'issue de la l'itération k.
- Les arcs entre $G_{n_G}^k$ et P_0^k, représentent le débit $Q_{output}(k)$ à l'aval du système.

Les arcs interconnectant les sous-réseaux k à j, $k < j$ et $k, j \in 0, \cdots, n-1$, permettent la prise en compte des temps de transfert dans le système. On distingue :

- Les arcs, appelés arcs de **type 1**, qui lient les nœuds G_r^k aux nœuds G_{r+1}^j, tels que $k = 0, \cdots, n-k_r$, $j = k+k_r$ et $r = 1, \cdots, n_G-1$. Ils portent le débit retardé entre les portes G_r et G_{r+1}.
- Les arcs, appelés arcs de **type 2**, qui lient les nœuds FCR_r^k aux nœuds FCR_r^j, tels que $k = 0, \cdots, n-1$, $j = k+1$ et $r = 1, \cdots, n_G$. Ils indiquent le volume d'eau stocké dans le réservoir FCR_r à l'issue de l'itération k est présent dans ce réservoir au début de l'itération $k+1$.

Les arcs spécifiques à l'initialisation du réseau global permettent de prendre en compte la phase au cours de laquelle le temps de transfert, $\tau_r = k_r T_c$, entre la porte G_r et la porte G_{r+1} n'est pas encore atteint. Durant cette phase, le lien entre le nœud G_r^k et le nœud $G_{r+1}^{k+k_r}$ n'est pas actif. Il est donc nécessaire de représenter le débit amont à la porte G_{r+1}. Ainsi, les sous-réseaux relatifs à cette phase existent pour $k, k = 0 \cdots k_r - 1$, tel que $\tau_r = k_r T_c$, et incluent :

- Les arcs qui lient le nœud S_0^k aux nœuds G_{r+1}^k, $r = 1, \cdots, n_G - 1$, transportent le débit en amont des portes G_{r+1}.
- L'arc entre le le nœud S_0^0 et le nœud FCR_r^0, $r = 1, \cdots, n_G$ prends en compte le volume d'eau déjà présent dans le réservoir FCR_r à l'initialisation, c'est-à-dire à l'itération $k = 0$.

Les arcs spécifiques à la phase de gestion finale du réseau global permettent, à l'image des arcs spécifiques à la phase d'initialisation de traiter la phase finale de gestion. Ils prennent en compte la phase au cours de laquelle le temps de transfert, $\tau_r = k_r T_c$, entre la porte G_r et la porte G_{r+1} ne pourra pas être atteint sur l'horizon H_f, l'instant kT_c étant tel que $kT_c + \tau_r > H_f$. Durant cette phase, le lien entre le nœud G_r^k et le nœud $G_{r+1}^{k+k_r}$ n'existe pas car le sous-graphe $k + k_r$ n'existe pas. Il est donc

nécessaire de représenter le débit aval à la porte G_r. Les sous-réseaux relatifs à cette phase existent uniquement pour $n - k_r + 1, cdots, n$, tel que $\tau_r = k_r T_c$, et incluent :

- Les arcs qui lient les nœuds G_r^k, $r = 1, \cdots, n_G - 1$, au nœud P_0^k transporte le débit retardé de la porte G_r vers la porte G_{r+1} non pris en compte sur l'horizon H_f.
- L'arc entre le nœud FCR_r^n et le nœud P_0^n, permet d'assurer la loi de conservation des flots dans un graphe de transport.

Au sein de chaque sous-réseau, il n'y a pas de temps de transfert entre les différents nœuds. Les temps de transfert sont introduits en connectant les différents sous-réseaux (les différentes couches) du modèle décrit ci-dessus par le biais des arcs de **type 1** et **2**.

3.4.3 Graphe Réduit et Matrice de Temporisation, cas du stockage

La modélisation décrite dans la section 3.4.2, est une première approche afin prendre en considération le retard dans notre système à n_G réservoirs. Cette approche repose sur un modèle construit par analogie aux graphes étendus dynamiques. Par définition, dans ce modèle les temps de transfert entre les portes sont connus *a priori* et sont invariants dans les différents sous-réseaux. Hors en réalité ils dépendent des valeurs de débit évoluant dans le temps le long d'un cours d'eau. Il est donc nécessaire de les évaluer et de prendre en comte cette variation dans la modélisation. Les temps de transfert, τ_r ($r = 1, \cdots, n_{G-1}$), sont approximés par l'équation [Karamouz et al., 2003] :

$$\tau_r = \frac{Q_{G_r}}{S.d_{G_r,G_{r+1}}} \tag{3.7}$$

Où Q_{G_r} est le débit relevé à la porte G_r, S est la section mouillée et $d_{G_r,G_{r+1}}$ est la distance entre les portes G_r et G_{r+1}. Des méthodes telles que celles développées dans [Romera et al., 2013, Bautista and Clemmens, 2005] peuvent aussi être utilisées pour cette estimation.

Dans la section 3.2.3, nous avons souligné le fait que les graphes étendus sont NP-difficiles, ce qui rend leur implémentation assez contraignante en terme de temps de calcul et de mémoire. En effet, le modèle décrit dans 3.4.2, dépend de la taille de l'horizon de gestion H_f et du nombre de ses subdivisions T_c, ce qui augmente la complexité de calcul. De plus, il est difficile de prendre en compte dans ce modèle des temps de transfert variables puisque la structure du graphe serait modifiée. Ici, dans le but de remédier à ces deux points nous proposons un mécanisme dynamique dénommé RGTM incluant

un graphe réduit (RG) et une matrice de temporisation (TM). Ainsi, le réseau est rendu dynamique et la prise en compte des temps de transfert variable dans le modèle, sans modifier sa structure, est possible. Ce mécanisme, lorsqu'il est appliqué au graphe de transport pour le stockage est noté RGTM-S, est illustré sur la figure 3.8.

Propriétés du graphe réduit

Le graphe de transport réduit $\mathbb{RG} = \{\mathcal{RN}, \mathcal{RA}\}$ communique avec la matrice de temporisation de façon à stocker et mettre à jour les valeur des débits temporisés. Il est composé de l'ensemble des $2n_G + 2$ nœuds du graphe de transport statique $\mathbb{G}$, définit au paragraphe 3.4.2 et décrit sur la figure 3.6 (ainsi $\mathcal{RN} = X$), et d'un ensemble d'arcs, noté $\mathcal{RA}$.

L'ensemble des arcs $\mathcal{RA}$ qui sont retenus suite à la réduction du graphe étendu sont détaillés dans ce qui suit :

- les arcs entre les nœuds S_0 et FCR_r, $r = 1, \cdots, n_G$, permettent de prendre en considération les volumes d'eau stockés dans les FCR_r.
- les arcs entre les nœuds S_0 et les nœuds G_r, $r = 1, \cdots, n_G$ représentent le débit d'eau qui circule devant les portes G_r.
- les arcs entre les nœuds G_r et FCR_r, $r = 1, \cdots, n_G$, font ressortir l'action de stockage d'eau à travers les portes G_r dans les réservoirs FCR_r.
- les arcs entre les nœuds G_r et le nœud P_0, $r = 1, \cdots, n_G - 1$ portent un flot qui sera renvoyé par le biais de la matrice de temporisation au nœuds G_{r+1} à l'itération $k + k_r$, telle que $k_r = \lfloor \frac{\tau_r}{T_c} \rfloor$.
- l'arc qui relie le nœud G_{n_G} au nœud puits P_0 correspond à la valeur du débit en sortie du système à l'issue du procédé de stockage.
- les arcs entre les nœuds FCR_r et le nœud P_0, $r = 1, \cdots, n_G$, portent des flots qui représentent les volumes d'eau dans les réservoirs FCR_r à l'issue de l'itération k concernée. Ils respectent la loi de Kirchoff sur les sommets.

Propriétés de la matrice de temporisation

On appelle matrice de temporisation la matrice, notée TM de taille $n \times 2n_G$, $n = \lfloor \frac{H_f}{T_c} \rfloor + 1$, qui, couplée avec le réseau réduit $\mathbb{RG}$, contient les valeurs de débits retardés en respectant des temps de transfert variables τ.

Dans les n_G premières colonnes de la matrice TM sont disposés les valeurs de débit

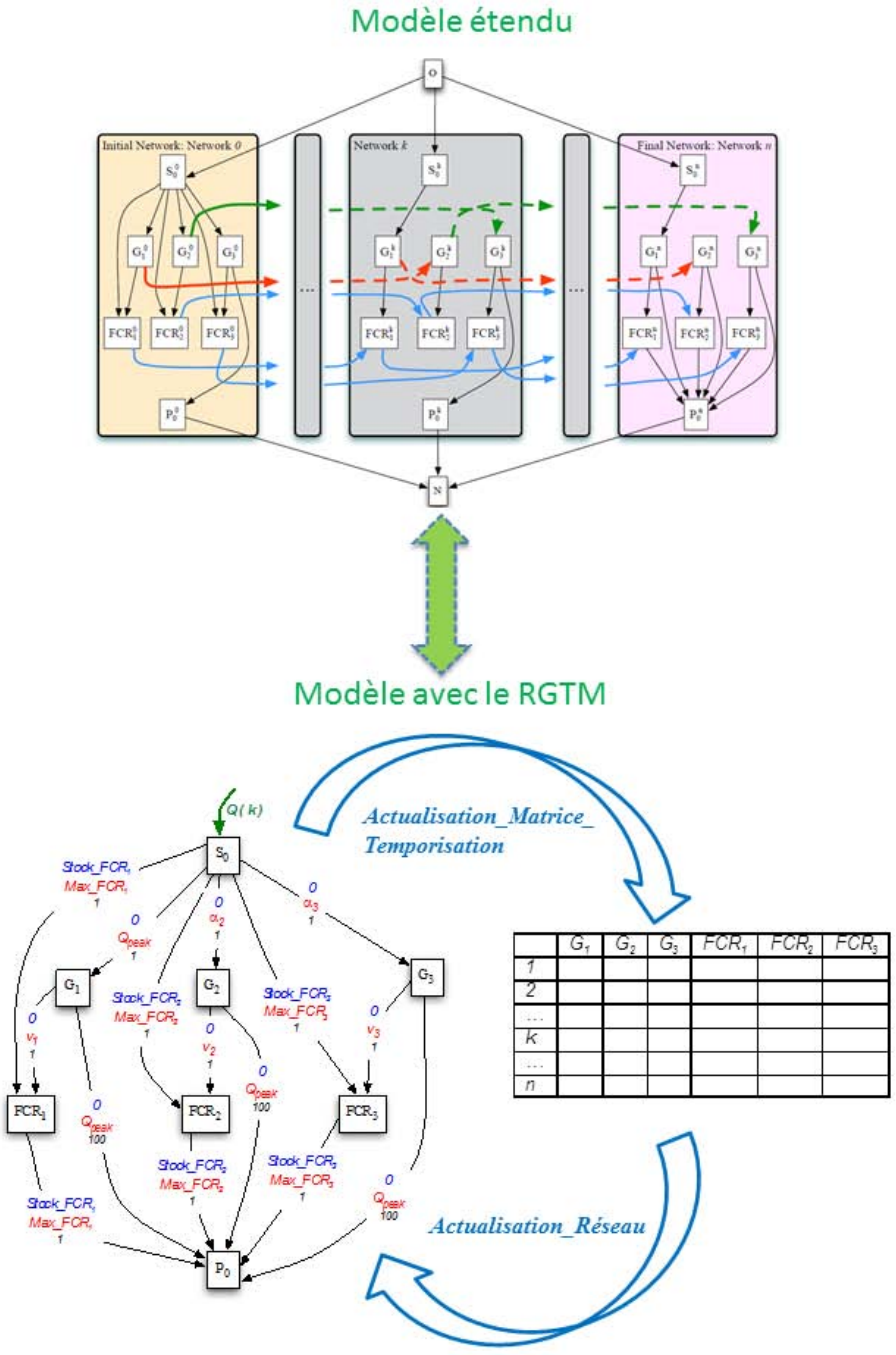


Figure 3.8 – Exemple de réseau modélisé via le mécanisme RGTM-S pour un système muni de $n_G = 3$ réservoirs.

retardé en amont des portes G_r, qui seront renvoyées au réseau réduit $\mathbb{RG}$ pour le calcul des nouvelles valeurs de flot à chaque itération. A partir de la $n_G + 1^{ème}$ colonne de la matrice TM, nous stockons les valeurs des volumes d'eau dans les n_G réservoirs et dont l'évolution dépend des valeurs retardées reportées au niveau des sommets G_r, $r = 1, \cdots, n_G$. Chaque ligne de la matrice TM représente un niveau de calcul, i.e, un sous-intervalle de temps au cours de l'horizon de gestion considéré.

Il est aussi possible de définir la matrice TM de façon circulaire. Dans ce cas, on suppose que la taille de TM est égale à $n' \times 2n_G$ avec $n' = max(k_r)$, $k_r = \lfloor \frac{\tau_r}{T_c} \rfloor$ sur un intervalle de temps T_c et pour les différents temps de transfert variables entre les portes τ_r, $r = 1, \cdots, n_G - 1$.

Fonctionnement

Le graphe de transport modélise le réseau et sa gestion, les temporisations sont gérées par la matrice de temporisation. A chaque instant $t = kT_c$, le réseau est actualisé : les valeurs stockées dans la matrice de temporisation sont reportées sur les arcs du réseau concernés. On cherche ensuite, de la même façon que pour le réseau statique, à résoudre sur le réseau réduit un problème de flot maximal à coût minimum, le problème est formulé en programmation linéaire (voir 3.4.1). Enfin, la matrice de temporisation est mise à jour à l'aide des valeurs obtenues.

3.5 Modélisation du problème pour le stockage et le déstockage

3.5.1 Prise en compte du déstockage

Dans une stratégie de gestion de crue, plusieurs raisons peuvent nous conduire à une restitution de l'eau écrêtée dans les réservoirs vers la rivière. Il peut s'agir, par exemple, du besoin de protéger les cultures dans ces zones d'expansion de crue qui sont souvent des zones agricoles (voir 1.4) ainsi que du respect de la fertilité de ces terres. Il peut être nécessaire d'éviter l'apparition de phénomènes biologique ou chimique nuisibles (bactéries, saturation du sol en certains composants chimiques etc), de maintenir le niveau d'eau dans la rivière au niveau de salubrité en restituant l'eau vers la rivière quand cette dernière est desséchée, mais aussi de libérer l'eau de certaines zones pour

augmenter leur capacité de stockage et ainsi permettre de mieux contenir un épisode de crue à venir.

Au niveau de la gestion, nous considérons qu'on est à même de réaliser ce processus de restitution d'eau quand le niveau d'eau dans la rivière est en dessous du seuil d'écrêtement. Pour cela, nous définissons un seuil de restitution noté Q_{do}, tel que lorsque le débit mesuré en un point de la rivière devient inférieur à ce seuil, l'eau contenue dans les réservoirs est restituée à la rivière, à condition que le débit dans la rivière reste inférieur au seuil d'écrêtement Q_{lam}.

Le précédent $\mathbb{RG}$ graphe permet seulement de stocker les volumes dans les réservoirs. Afin d'introduire la restitution dans notre modèle, et ainsi d'établir une stratégie de gestion qui combine stockage et restitution nous proposons dans la suite l'approche adoptée pour faire évoluer ce modèle.

3.5.2 Mécanisme de fusion et de décomposition

Une première méthode pour introduire la prise en compte de la restitution dans le graphe consiste à définir des nœuds de décision connectés aux nœuds assimilés aux réservoirs $FCR_r, r = 1, \ldots, n_G$ et aux nœuds assimilés aux portes $G_r, r = 1, \ldots, n_G$. On suppose dans cette situation, que le nœud FCR_r est remplacé par deux nœuds notés RD_r et RES_r. Le premier nœud, RD_r, permet d'exécuter une décision de restitution et le deuxième nœud, RES_r, représente le réservoir sur lequel cette décision est appliquée. De la même façon, le nœud G_r est représenté par deux nœuds notés SD_r et RIV_r . Le nœud SD_r permet de décider d'un stockage et le nœud RIV_r représente la rivière (voir graphe à 5 nœuds sur la figure 3.9).

Les portes gravitationnelles ou les réservoir d'écrêtements sont principalement sollicités dans notre gestion pour les deux actions suivantes :

- le stockage de l'eau à travers la porte dans le réservoir
- et la restitution de l'eau du réservoir à travers la porte vers la rivière.

A l'instant kT_c, l'eau présente dans le réservoir FCR_r passe du nœud S_0 vers le nœud de decision RD_r. Si la decision est de restituer l'eau du réservoir FCR_r, une partie peut être restituée à la rivière via le nœud RIV_r et le reste maintenu dans le réservoir via le nœud RES_r. De la même façon, le débit atteignant la porte G_r depuis le nœud S_0 traverse le nœud SD_r. Si la décision consiste à stocker l'eau, le flot est envoyé dans le réservoir via le nœud RES_r et dans la rivière via le nœud RIV_r.

De façon à réduire le nombre de nœuds, le graphe peut être contracté [Wolle and Bodlaender, 2004, Dey et al., 2013] soit en fusionnant les nœuds SD_r et RIV_r ce qui conduit au nœud précédent G_r, soit en fusionnant les nœuds RD_r et RES_r ce qui conduit au nœud précédent FCR_r, comme illustré sur la figure 3.9. Ce mécanisme de fusion conduit aux deux graphes à 4 nœuds de la figure 3.9.

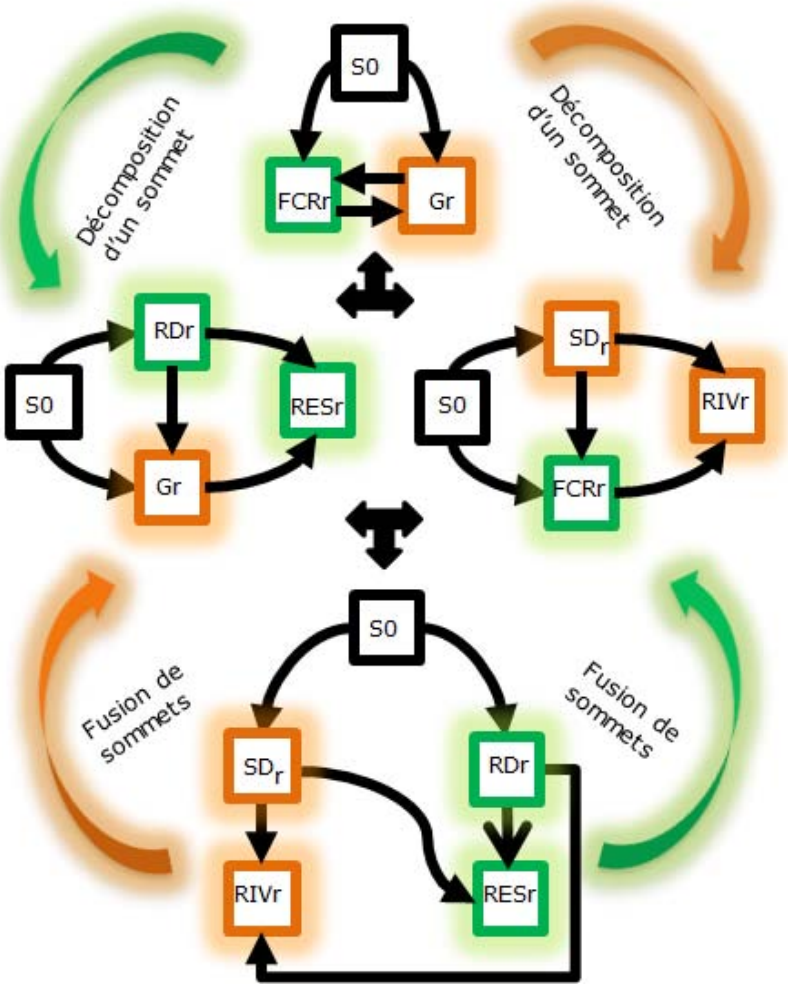


Figure 3.9 – Décomposition et fusion des sommets d'un graphe

Une seconde méthode pour introduire la prise en compte de la restitution dans le graphe consiste à considérer que l'eau stockée de la rivière vers le réservoir FCR_r traverse la porte G_r et que de façon duale elle est restitué du réservoir FCR_r vers la rivière via la porte G_r. Ainsi, deux arcs sont introduits dans le graphe, un arc entre

le nœud G_r et le nœud FCR_r et un arc entre le nœud FCR_r et le nœud G_r comme illustré sur la figure 3.9 (graphe à 3 nœuds).

Cependant, ce mécanisme introduit un cycle dans le graphe ce qui est contraire à nos hypothèses de graphe de transport. Une façon de supprimer ce cycle consiste à décomposer les sommets [Gioan and Paul, 2012, Paik et al., 1998]. On peut appliquer le mécanisme de décomposition sur le nœud FCR_r ou sur le nœud G_r. Dans le premier cas, le nœud FCR_r est décomposé en deux nœuds RD_r et RES_r, dans le second cas, le nœud G_r est décomposé en deux nœuds SD_r et RIV_r. Ce mécanisme est illustrés sur la figure 3.9.

Nous constatons que les deux méthodes proposées conduisent, par le biais de la fusion ou de la décomposition à deux graphes identiques. Pour notre modélisation il nous faut choisir un de ces deux graphes à 4 nœuds. Nous choisissons de garder un seul nœud G_r et d'introduire les deux nœuds RD_r et RES_r en remplacement du nœud FCR_r.

3.5.3 Graphe Réduit et Matrice de Temporisation pour le stockage et le déstockage

En appliquant la notion de décomposition et fusion de sommets sur la structure du réseau $\mathbb{RG}$, décrite dans la section précédente, on introduit dans ce qui suit un nouveau modèle de réseau réduit qui répond aux besoins de stockage de crue et de restitution de l'eau des réservoirs, ce réseau est noté $\mathbb{ERG}$ qu'on considère comme une extension du réseau $\mathbb{RG}$ précédent. Le mécanisme de combinaison du graphe réduit à la matrice de temporisation pour le cas du stockage et du déstokage est noté RGTM-SD et est illustré, pour un système à $n_G = 3$ réservoirs, sur la figure 3.10. Comparé au réseau $\mathbb{RG}$ décrit précédemment, dans ce réseau $\mathbb{ERG}$ nous gardons dans l'ensemble des nœuds, le nœud source S_0, le nœud puits P_0 et les nœuds G_r assimilés aux portes quant aux nœuds FCR_r, ils sont remplacés par les nœuds RD_r et RES_r, $r = 1, \ldots, n_G$ (voir 3.5.2). De la même façon dans ce nouveau réseau, l'ensemble des arcs de l'ancien réseau $\mathbb{RG}$ est conservé excepté pour les arcs successeurs et prédécesseurs du nœud FCR_r qui n'existe plus, ils sont remplacés par les arcs suivants :

- L'arc (S_0, RD_r), $r = 1, \ldots, n_G$, permet de tenir compte des volumes d'eau dans le réservoir FCR_r.

- L'arc $(RD_r,\ RES_r)$, $r = 1, \ldots, n_G$, représente le volume d'eau non restitué et maintenu dans le réservoir FCR_r.
- L'arc (RD_r, G_r), $r = 1, \ldots, n_G$, est utilisé pour la restitution. Il relie le réservoir FCR_r à sa porte G_r. Il représente le débit sortant du réservoir FCR_r via la porte G_r, i. e. l'eau restitituée.
- L'arc (G_r,RES_r), $r = 1, \ldots, n_G$, est utilisé pour le storage. Il relie le réservoir FCR_r à sa porte G_r. Il représente le débit quittant la rivière via la porte G_r et entrant dans le réservoir FCR_r, i. e. l'eau stockée à la fin de l'itération k.
- L'arc (RES_r,P_0), $r = 1, \ldots, n_G$, représente le volume total d'eau restant dans le réservoir FCR_r à la fin de l'itération k. Il respecte la loi de Kirchoff sur les sommets.

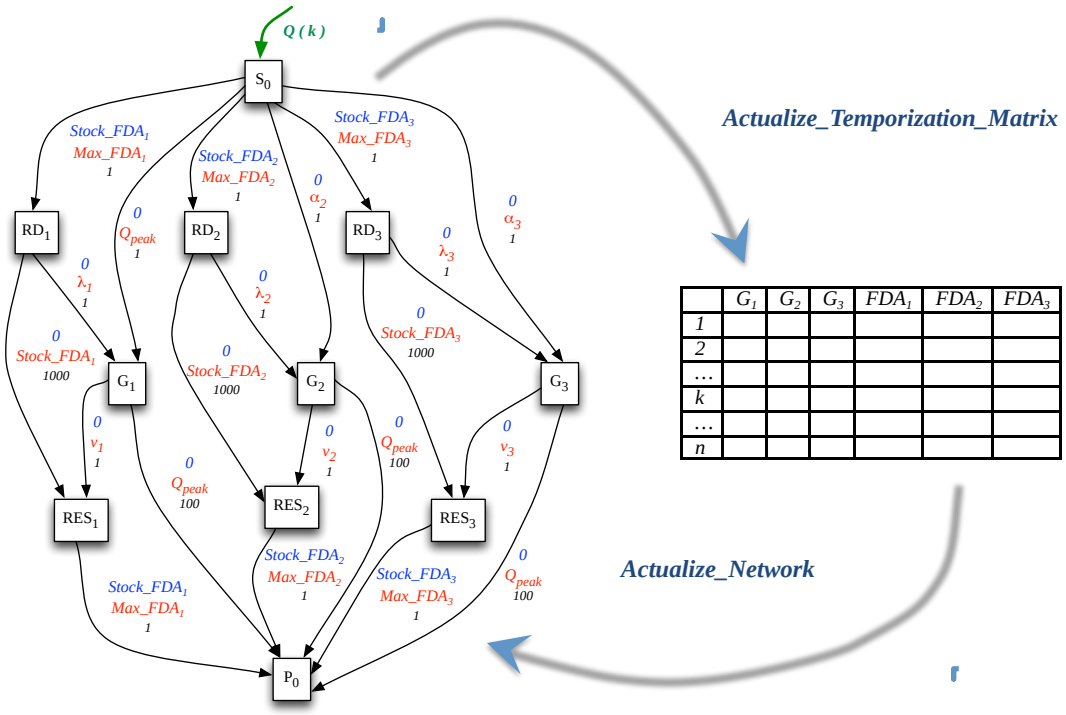


FIGURE 3.10 – Exemple de RGTM-SD pour le stockage et la restitution dans un système à $n_G = 3$ réservoirs.

3.5.4 Utilisation du RGTM-SD

Nous avons mentionné précédemment que nous affectons à chaque itération aux arcs du réseau, des capacités minimales et maximales en fonction de temps de transfert variables et des coefficients coût. Ces valeurs sont utilisées par l'algorithme d'atténuation de crue (voir algorithme 1), cet algorithme renvoie les débits optimaux qui permettent de calculer les consignes d'ouverture des portes. Dans un premier temps, la matrice TM est initialisée, ensuite à chaque itération kT_c le réseau réduit est actualisé (voir algorithme 2) et finalement, les composantes de la matrice de temporisation sont actualisées par le biais de l'algorithme 3 après calcul du flot optimal φ^* dans le réseau $\mathbb{RG}$. $\varphi^*_{xy}(k)$ est le flot optimal porté par l'arc entre le nœud x et le nœud y dans le graphe $\mathbb{RG}$ à l'instant kT_c ; ainsi, la consigne d'ouverture de la porte G_r obtenue est égale à $\varphi^*_{G_rRES_r}(k)$ à l'instant kT_c.

Définition des paramètres

Nous avons dans les algorithmes 1, 2, 3 et dans le réseau $\mathbb{RG}$ (Figure 3.10), pour $k = 0, \cdots, n$ et $r = 1, \cdots, n_G$ les paramètres suivants :

- $Q(k)$ est le débit entrant dans le réseau à l'instant kT_c. Il correspond à la somme des débits envoyés vers les portes et des débits qui constituent une approximation des volumes d'eau antérieurement stockés dans les réservoirs.
- Q_{peak} est le débit de pointe de la crue.
- Max_RES_r est la capacité maximale de stockage d'un réservoir FCR_r, elle dépend de valeur de Q_{peak}.
- γ_r and μ_r sont des paramètres de gestion relatifs au choix de la stratégie. Ils permettent de savoir quand la porte d'un réservoir est actionnée si nous sommes dans une phase de stockage ou dans une phase de restitution. Pour une porte donnée, la phase de restitution et celle de stockage ne peuvent pas avoir lieu au même instant, ainsi, les paramètres sont affecté conformément aux relations suivantes :

$$\begin{cases} \gamma_r = 1, \mu_r = 0 & \text{si on stocke l'eau dans } RES_r \\ \gamma_r = 0, \mu_r = 1 & \text{si on libère l'eau de } RES_r \\ \gamma_r = 0 & \text{si on ne stocke pas l'eau dans } RES_r \\ \mu_r = 0 & \text{si on ne libère pas l'eau de } RES_r \end{cases} \tag{3.8}$$

Algorithme 1 : Atténuation de crue - Stockage et Restitution

Entrées :

$\mathbb{RG}$ le réseau réduit

$n = \lfloor \frac{H_f}{T_c} \rfloor + 1$ le nombre d'itération

n_G le nombre de réservoirs et de portes gravitationnelles dans le système géré

$K = [k_1 \cdots k_{n_G-1}]^T$ tel que $k_r = \lfloor \frac{\tau_r}{T_c} \rfloor$, $r = 1, \cdots, n_G - 1$

$Q_{input}(k)$ le débit d'entrée d'un scénario de crue à chaque kT_c avec $k = 1 \cdots n$

Q_{lam} le seuil d'écrêtement

Q_{do} le seuil de restitution

Sorties :

$\mathbb{RG}$ le graphe de transport réduit

TM la matrice de temporisation de taille $n \times 2n_G$

φ^* le flot optimal sur chaque arc du réseau $\mathbb{RG}$

début

% $1^{ère}$ phase d'initialisation

pour $k = 1$ **a** n **faire**

$TM(k, 1) \leftarrow Q_{input}(0)$

pour $r = 2$ **a** $2n_G$ **faire**

$TM(k, r) \leftarrow 0$

fin

fin

% $2^{ème}$ phase d'initialisation

pour $r = 1$ **a** $n_G - 1$ **faire**

pour $k = 1$ **a** k_{r-1} **faire**

$TM(k, r+1) \leftarrow \min(Q_{input}(0), Q_{lam})$

fin

fin

$k \leftarrow 1$

tant que $(k \leq n)$ **faire**

Actualisation_ Réseau_ SD$(\mathbb{RG}, k, TM, n_G, Q_{lam}, Q_{do})$

$\varphi^*(k) \leftarrow$ *Calcul_ Flot_ optimal_ SD*$(\mathbb{RG}, k)$

Actualisation_ matrice_ temporisation_ SD$(\varphi^*(k), k, TM, n_G, K)$

$k \leftarrow k + 1$

fin

fin

Algorithme 2 : Actualisation réseau - Stockage et Restitution

Entrées :

TM la matrice de temporisation de taille $n \times 2n_G$

$\mathbb{RG}$ le graphe de transport réduit

n_G le nombre de réservoirs et de portes gravitationnelles dans le système géré

k l'indice d'itération

Q_{lam} le seuil d'écrêtement

Q_{do} le seuil de restitution

Sorties :

$\mathbb{RG}$ le graphe de transport réduit

début

  pour $r = 1$ **a** n_G **faire**

    si $TM(k,r) >= Q_{lam}$ **alors**

      $\gamma_r \leftarrow 1$; $\mu_r \leftarrow 0$

    sinon

      si $(TM(k,r) < Q_{do})$ **alors**

        $\mu_r \leftarrow 1$; $\gamma_r \leftarrow 0$

      sinon

        $\mu_r \leftarrow 0$; $\gamma_r \leftarrow 0$

      fin

    fin

  fin

  $Q(k) \leftarrow 0$

  pour $r = 1$ **a** $2n_G$ **faire**

    $Q(k) \leftarrow Q(k) + TM(k,r)$

  fin

  pour $r = 2$ **a** n_G **faire**

    $\alpha_r \leftarrow TM(k,r)$

  fin

  pour $r = 1$ **a** n_G **faire**

    $\nu_r \leftarrow$

    $\gamma_r \times \min[\max(0, TM(k,r) - Q_{lam}), \max(0, Max_RES_r - TM(k, n_G + r))]$

    $Stock_RES_r \leftarrow TM(k, n_G + r)$

    $\lambda_r \leftarrow min[Stock_RES_r, max(0, Q_{lam} - TM(k,r)] \times \mu_r$

  fin

fin

Algorithme 3 : Actualisation matrice de temporisation

Entrées :

TM la matrice de temporisation de taille $n \times 2n_G$

n_G le nombre de réservoirs et de portes gravitationnelles dans le système géré

k l'indice d'itération

$K = [k_1 \cdots k_{n_G-1}]^T$ tel que $k_r = \lfloor \frac{\tau_r}{T_c} \rfloor$, $r = 1, \cdots, n_G - 1$

$\varphi^*(k)$ flot optimal dans $\mathbb{RG}$ à kT_c

Sorties :

TM la matrice de temporisation de taille $n \times 2n_G$

début

  pour $r = 1$ **a** $n_G - 1$ **faire**

    $TM(k + k_r, r + 1) \leftarrow TM(k + k_r - 1, r + 1) + \varphi^*_{G_r P_0}(k)$

  fin

  pour $r = 1$ **a** n_G **faire**

    $TM(k + 1, n_G + r) \leftarrow TM(k, n_G + r) + \varphi^*_{RES_r P_0}(k)$

  fin

fin

- ν_r est la capacité maximale de l'arc entre le nœud G_r et le nœud RES_r.
- λ_r est la capacité maximale de l'arc entre le nœud RD_r et le nœudG_r.
- $Q_{lam}(k)$ est le seuil d'écrêtement. C'est un seuil que les gestionnaires du réseau imposent de sorte que le débit dans la rivière après avoir eu recours à cette méthode de gestion soit en dessous de ce seuil durant un horizon de prévision H_f.
- Q_{do} est le seuil de restitution. On suppose qu'il est possible de restituer l'eau dans la rivière dès que le débit mesuré dans cette dernière est inférieur ou égale à Q_{do}. Le débit dans la rivière suite à la restitution doit rester en dessous de Q_{lam}.
- $Stock_RES_r$ est la capacité minimale sur les arcs entre S_0 et les RES_r. Cette valeur correspond aux volumes d'eau stockés dans les FCR_r.

Capacités maximales et minimales

Les capacités maximales et minimales des arcs de l'ensemble $\mathcal{RA}$ reliant les nœuds du graphe $\mathbb{RG}$ sont représentées respectivement en rouge et en bleu sur la figure 3.10 et

sont définies par :

- La capacité maximale de l'arc (S_0, RD_r), $r = 1, \ldots, n_G$, est Max_RES_r, sa capacité minimale est $Stock_RES_r$.
- La capacité maximale de l'arc (S_0, G_r), $r = 2, \cdots, n_G$, est Q_{peak}, sa capacité minimale est nulle.
- La capacité maximale de l'arc (RD_r, RES_r), $r = 1, \ldots, n_G$, est $Stock_RES_r$, sa capacité minimale est nulle.
- La capacité maximale de l'arc (RD_r, G_r), $r = 1, \ldots, n_G$, est λ_r, sa capacité minimale est nulle.
- La capacité maximale de l'arc $(G_r, RES_r), r = 1, \ldots, n_G$, est ν_r, sa capacité minimale est nulle.
- La capacité maximale de l'arc (G_r, P_0), $r = 1, \cdots, n_G - 1$ est Q_{peak}, sa capacité minimale est nulle.
- La capacité maximale de l'arc (G_{n_G}, P_0) est Q_{peak}, sa capacité minimale est nulle.
- La capacité maximale de l'arc $(RES_r, P_0), r = 1, \ldots, n_G$, est Max_RES_r, sa capacité minimale est $Stock_RES_r$.

Description des algorithmes

Au cours de la première étape d'initialisation de **l'algorithme 1** permettant l'atténuation de crue, on considère que la première colonne de la matrice TM reçoit la valeur du débit en amont de la porte G_1 à l'instant kT_c $(k = 1, \cdots, n)$.

A la deuxième étape d'initialisation, le système est non-stationnaire, i. e. nous n'avons pas encore atteint l'itération k_{n_G-1} telle que $k_{n_G-1} = \lfloor \frac{\tau_{n_G-1}}{T_c} \rfloor$. Ainsi, les valeurs de débit temporisés de la porte G_r vers la porte G_{r+1}, $r = 1, \cdots, n_{G-1}$ ne peuvent pas avoir été transmis et stockés dans la matrice TM. Dans ce cas, les débits en amonts des portes $G_r (r = 2, \cdots, n_G)$ sont affectés à la valeur du débit en amont de la rivière, $Q_{input}(0)$, sauf quand cette valeur est supérieure au seuil d'écrêtement, Q_{lam}.

L'algorithme 2 permet d'actualiser le réseau $\mathbb{RG}$ à chaque kT_c $(k = 1, \cdots, n)$. Les valeurs des paramètres du réseau à l'itération $k - 1$, telles que la matrice d'adjacence, le vecteur coût et le vecteur des contraintes, sont fournies en entrée. Les valeurs des paramètres γ_r et μ_r sont affectés en fonction des valeurs des débits stockés dans la matrice TM comparés aux seuils Q_{lam} et Q_{do}.

Le débit entrant dans le réseau est actualisé de façon à prendre en considération les nouvelles valeurs de débits à répartir dans le réseau, tels que stockés dans la matrice TM. Il correspond à la somme des composantes de la $k_{ème}$ ligne de la matrice TM.

Afin de prendre en compte le retard entre les réservoirs, le débit maximum, α_r, en amont des portes G_r $(r = 2, \cdots, n_G)$, reçoit la valeur sauvegardée dans la matrice TM. La capacité maximale, ν_r, des arcs $(G_r RES_r)$, $r = 1, \cdots, n_G$, correspond au débit supérieur à Q_{lam} et qui ne dépasse pas la limite de stockage restante du réservoir FCR_r (seulement si le réservoir peut être utilisé, i. e. $\gamma_r = 1$). La valeur de $Stock_RES_r$ $(r = 1, \cdots, n_G)$, est affectée à sa précédente valeur sauvegardée dans la matrice TM. Enfin, la capacité maximale, λ_r, de l'arc $(RD_r G_r)$ prend pour valeur celle du débit correspondant au volumedu réservoir FCR_r à restituer, à condition qu'il reste inférieur à $Q_{lam}(k)$ ainsi qu'à la quantité d'eau présente dans le réservoir FCR_r (seulement si l'eau du réservoir peut être restituée i. e. $\mu_r = 1$).

L'algorithme 3 décrit l'actualisation de la matrice de temporisation à chaque kT_c $(k = 1, \cdots, n)$. Les débits temporisés sont stockés et actualisés dans cette matrice, c'est ce mécanisme qui permet l'introduction des temps de transfert dans le réseau. Pour prendre en compte les temps de transfert $\tau_r = k_r T_c$ entre les portes G_r et G_{r+1} $(r = 1, \cdots, n_G - 1)$, le flot optimal $\varphi^*_{G_r P_0}(k)$ porté par l'arcs (G_r, P_0) est sauvegardé dans la matrice TM car il est exploité dans le réseau à l'itération $k + k_r$ pour représenter le débit en amont de la porte G_{r+1}. Le flot $\varphi^*_{RES_r P_0}(k)$, qui alimente le réservoir FCR_r $(r = 1, \cdots, n_G)$ à chaque itération k est cumulé avec les valeurs sauvegardées précédemment pour obtenir la nouvelle valeur à stocker. Cette somme est notée dans la matrice TM pour être prise en compte comme la valeur stockée dans le réservoir FCR_r à l'itération $k + 1$.

Quelques exemples de l'utilisation du paramètres γ_r

La valeur du booléen γ_r varie selon la stratégie de gestion adoptée pour l'écrêtement d'une crue, par exemple :

- quand les $\gamma_r, r = 1, \cdots, n_G$ sont égaux à 1, ceci signifie que nous exploiterons les trois réservoirs dans le stockage d'excédent d'eau car nous sommes face à ce qu'on peut qualifier de **crue importante**.
- quand $\lfloor \frac{n_G}{2} \rfloor + 1$ des $\gamma_r, r = 1, \cdots, n_G$ sont égaux à 1, seule la moitié des réservoirs est utilisée pour écarter les risques d'inondation en aval. Il s'agit d'une

crue moyenne. Le choix des zones de stockage dépendra de la topographie du réseau hydrographique, de l'emplacement des zones et du volume d'eau stocké au préalable dans ces dernières.

- quand le nombre des $\gamma_r, r = 1, \cdots, n_G$ égaux à 1 est inférieur à $\lfloor \frac{n_G}{2} \rfloor$, alors nous sommes face à une situation de **crue faible** car moins de la moitié des réservoirs le long de la rivière sont utilisés pour écarter la crue. Ces réservoirs seront choisis en fonction de leur capacité potentielle de stockage.
- quand les $\gamma_r, r = 1, 2, \cdots, n_G$ sont nuls, cela peut représenter une absence de crue ou une incapacité de stockage dans les réservoirs car leurs capacités maximales de stockage sont atteintes.

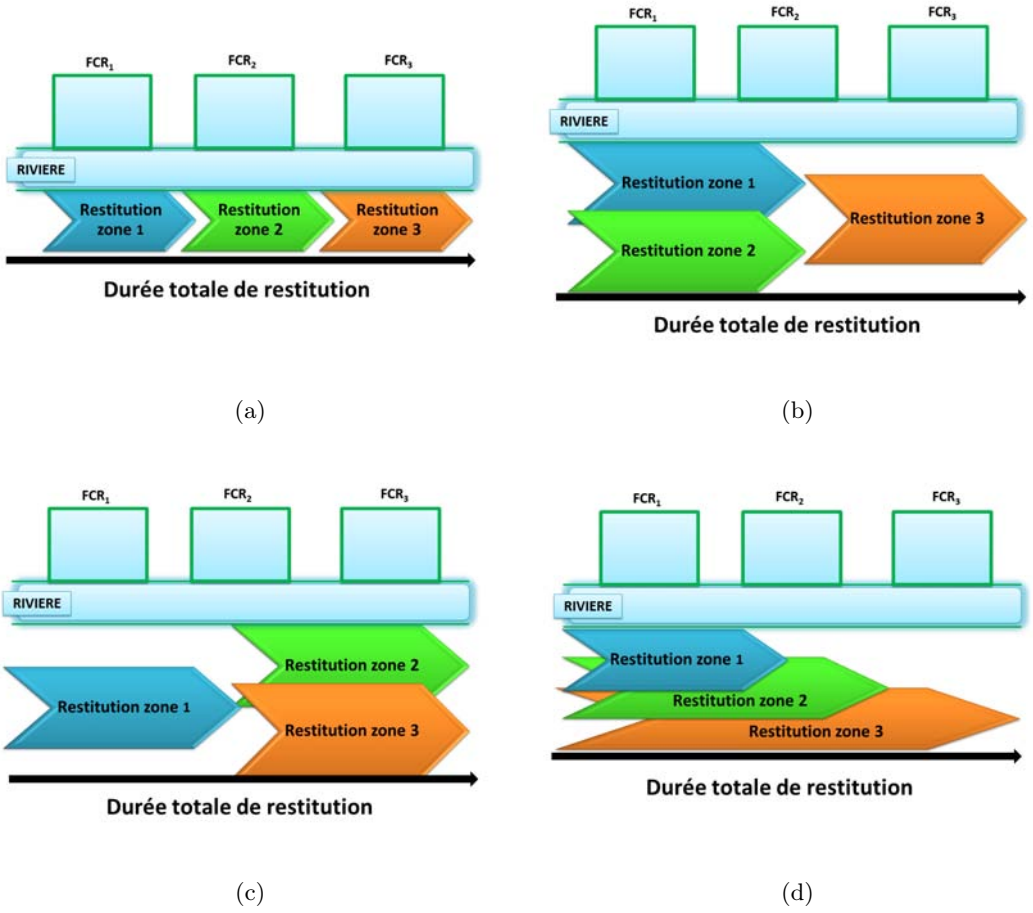


Figure 3.11 – Exemples de séquences de restitution pour un système à $n_G = 3$ réservoirs.

Quelques stratégies de restitution

Pour procéder à la restitution de l'eau des réservoirs vers la rivière, on peut supposer vérifier un certain ordre entre les actions de restitutions de chaque réservoirs (voir figure 3.11).

Pour cela, nous avons défini une fonction réglant l'ordre de restitution, appelée par l'algorithme 2. Elle dépend du seuil de restitution Q_{do} mais aussi des volumes déjà stockés dans les réservoirs. Plusieurs séquences de restitution sont possible et sont prise en compte par l'utilisation d'une telle fonction. Dans les figures 3.11(a), 3.11(b), 3.11(c) et 3.11(d), nous illustrons quatre situation de séquences de restitution possibles pour un système muni de $n_G = 3$ réservoirs.

Dans le cas de la figure 3.11(a), le contenu des trois réservoirs est restitué séquentiellement. Le premier réservoir est d'abord vidé, puis le second et enfin le troisième.

Dans le cas de la figure 3.11(b), la restitution de l'eau contenue dans les deux premiers réservoirs est débutée au même instant. La restitution de l'eau contenue dans le troisième réservoir ne sera débutée que lorsque les deux premiers auront été vidangés.

Dans le cas de la figure 3.11(c), la restitution de l'eau contenue dans le deuxième et le troisième réservoir ne sera débutée que lorsque le premier réservoir aura été vidés.

Dans le cas de la figure 3.11(d), la restitution de l'eau contenue dans les trois réservoirs est débutée au même instant. La restitution de l'eau contenue dans chaque réservoir ne nécessite pas la même durée.

3.6 Conclusion

L'objectif de ce chapitre était d'introduire une méthode d'aide à la décision pour la gestion d'un système hydrographique en situation de crue. Nous avons décrit la modélisation et la formulation adoptées pour résoudre ce problème. Nous avons explicité les différentes étapes conduisant au modèle complet adopté. Le modèle proposé est basé sur un graphe de transport temporisé.

Afin de surmonter les difficultés liées à l'introduction du temps dans les graphes de transport, nous avons proposé d'adjoindre au graphe une matrice de temporisation. Ainsi, le graphe modélise le système et sa gestion indépendamment des temporisations. Les temps de transfert variables peuvent donc être pris en compte sans modification de la structure du graphe. C'est par le biais de la matrice de temporisation que les

temps de transfert variables sont modélisés et introduits. Les algorithmes de gestion de ce mécanisme ont été définis et décrits. Un graphe incluant la gestion de la crue par écrêtement ainsi que celle de la vidange des réservoirs a été proposé.

La mise en œuvre de ce modèle et des algorithmes de gestion est décrite dans le chapitre suivant.

Chapitre 4

Mise en œuvre de la gestion supervisée pour la gestion de crue

Sommaire

4.1 Introduction 88
4.2 Le projet GECOZI 88
4.2.1 Le bassin de l'Ebre 89
4.2.2 Cas d'étude 90
4.2.3 Implantation du modèle 91
4.3 Gestion prévisionnelle de la crue 93
4.3.1 Horizon de prévision 93
4.3.2 Définition d'indicateurs de performances 93
4.4 Stratégies de gestion dans le cas de crues simples 95
4.4.1 Stockage - RGTM-S. 96
4.4.2 Stockage et Restitution - RGTM-SD. 99
4.4.3 Temps de transfert variables. 102
4.5 Stratégies de gestion dans le cas de crues multiples 106
4.5.1 Temps de transfert constants. 106
4.5.2 Temps de transfert variables. 110
4.6 Conclusion 112

4.1 Introduction

L'objet de ce chapitre est la mise en œuvre du modèle proposé dans le chapitre précédent. Pour cela, nous allons décrire succinctement le projet GECOZI dans lequel nous avons mené ce travail et extrait le cas d'étude que nous présenterons. Nous décrirons l'implantation adoptée pour le modèle de simulation exploité ainsi que les différents indicateurs de performance proposés afin de valider notre approche, d'évaluer ses apports et de comparer différentes stratégies de gestion. Ce modèle de simulation a été utilisé dans le cadre de crues simples dues à des pluies intenses de courte durée affectant généralement l'ensemble du bassin et dans le cadre de crues multiples issues des précipitations se succédant à un intervalle de temps inférieur au temps de réponse le plus long du bassin, ou pluies de longue durée.

4.2 Le projet GECOZI

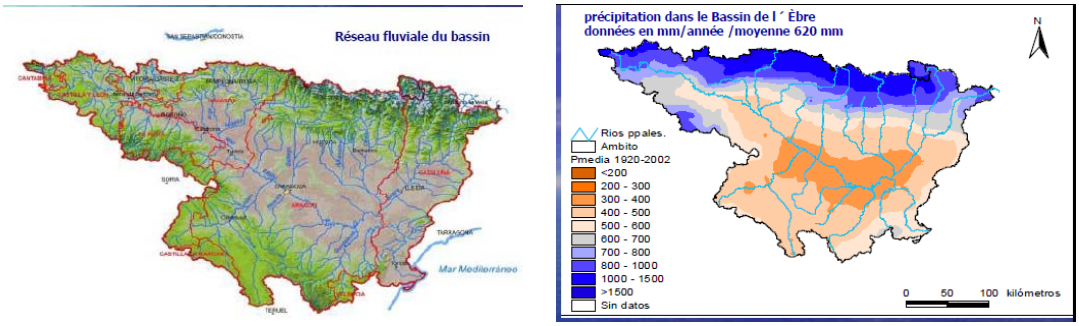
Mené entre janvier 2011 et décembre 2012, le projet franco-espagnol **GECOZI** s'est intéressé à la définition d'une « Stratégie de **GE**stion et de **CO**ntôle de **Z**ones **I**nondables pour minimiser les impacts environnementaux des crues des fleuves ». C'est un projet collaboratif de la Communauté de Travail des Pyrénées (CTP) dont le principal objectif est de contribuer au développement du Massif pyrénéen tout en assurant la prise en compte de ses enjeux et la préservation de ses richesses.

Le consortium était constitué des universités et centre de recherche suivants : ENIT-LGP Tarbes, ESAII-UPC Barcelone, Université de Saragosse, CEIT San Sebastian et des entreprises et gestionnaires de l'eau en France et en Espagne : Adasa Sistema Barcelone, CHE Saragosse, CACG Tarbes, Institution Adour. GECOZI a été mené dans le cadre du bassin pyrénéen de l'Ebre que nous décrirons en suivant, il a rassemblé les compétences pluridisciplinaires du territoire pyrénéen pour concevoir une méthode de gestion et de contrôle multi-niveau de zones inondables. Les objectifs qui étaient attendus visaient à :

- Minimiser les impacts environnementaux des crues des fleuves.
- Disposer d'outils de prévision basés sur la simulation
- Proposer des stratégies de gestion et de contrôle de zones inondables
- Evaluer les stratégies dans le cas d'applications du bassin pyrénéen

4.2.1 Le bassin de l'Ebre

L'Ebre est le fleuve de la Péninsule Ibérique qui a le plus important bassin, tant pour son débit que par la surface couverte ; avec un canal long de 930 km. La superficie totale de son bassin est de presque 86.000 km^2 ce qui le classe au troisième rang par la surface parmi ceux de la mer Méditerranée. Sa contribution moyenne, d'environ 14 km^3 par an, représente près de 4% du total des contributions du bassin méditerranéen. Du point de vue de la géomorphologie, l'Èbre est encadré-au nord- d'une petite partie de la Cordillère Cantabrique et des Pyrénées, et de la Cordillère Costerocatalana à l'est. À l'origine de l'Èbre on trouve le plissement des sédiments extérieurs qui donna lieu aux Pyrénées. L'Ebre coule dans la fosse tectonique appelée Vallée de l'Èbre (voir figure 4.1(a)).



(a) Réseau fluvial du bassin (b) Précipitations dans le bassin

Figure 4.1 – Illustrations du bassin de l'Ebre

Le cours moyen de l'Èbre présente un canal sinueux avec une pente très faible. La largeur moyenne de la plaine inondable est de 3,2 km, avec une largeur maximale de 6 km. L'index de sinuosité moyen est de 1,505 et la pente moyenne du canal est de 0,67 m/km. Quant au régime hydrologique, l'Èbre subit des crues fréquentes lors de la saison froide, d'octobre à mars, mais elles durent parfois jusqu'au mois de mai ; celles de la saison froide sont étroitement liées au régime pluvial océanique, tandis que celles du printemps sont la conséquence du dégel dans les Pyrénées. Les étiages ont lieu entre juillet et octobre, époque d'une grande évapotranspiration à cause des hautes températures et des pluies rares (voir figure 4.1(b)).

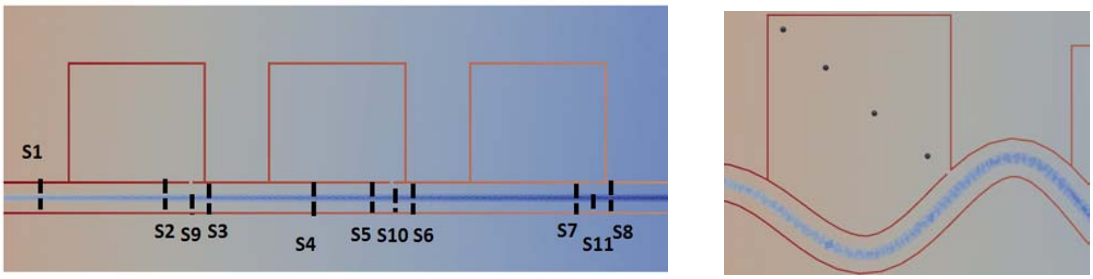
Les eaux des affluents sont utilisées pour l'irrigation en de nombreux endroits et notamment (au moyen de canaux tels l'Imperial, le Tauste.) grâce à la construction de

plusieurs canaux, tels le Canal Imperial d'Aragon, ceux de Tauste, Lodosa, Bardenas Reales etc ... Ces canaux sont utilisés entre autre pour l'irrigation du Delta de l'Ebre (qui est la plus grande zone humide de Catalogne) et la riziculture. Le Canal Impérial d'Aragon est non seulement utilisé pour l'irrigation des cultures mais aussi approvisionne en eau la ville de Saragosse et d'autres localités. Le flux aval est régulé par les barrages de Riba-roja d'Ebre, de Flix et de Mequinenza servant aussi à la production d'éléctricité. L'Ebre en quelques chiffres [Arnal Lizarraga, 2009] :

- 22 grands affluents directs de l'Ebre
- 105 nappes d'eau souterraine
- 464 zones humides
- 107 grands barrages de plus de $1m^3$
- 700000ha irrigués
- 322 centrales hydro-électriques
- 3200000 habitants approvisionnés en eau brute dans le bassin
- 2000000 habitants approvisionnés en eau brute en dehors du bassin

4.2.2 Cas d'étude

La ville de Saragosse et les localités avoisinantes sont témoins d'épisodes d'inondations importantes plus particulièrement au printemps à cause de la fonte des neiges des Pyrénées, de pluies torrentielles ou encore au ruissellement de surface. Pour éviter les inondations dans ces zones urbaines certaines terres en milieu rural sont mise à disposition afin d'accueillir les eaux de crue. Notre cas d'étude se situe dans ce contexte. Il concerne un tronçon linéaire de l'Ebre (absence de méandre) autour de la ville de Saragosse (voir figure 4.2(a)), équipé de trois zones inondables latérales. Le tronçon de rivière et les zones inondables sont séparés par des digues tout au long des berges sauf au niveau des portes. Ces digues verticales sont suffisamment élevées pour éviter que l'eau ne passe au-dessus. Le long de ce tronçon de rivière sont positionnés 11 capteurs numérotés de 1 à 11 comme illustrés dans la figure 4.2(a). Quant aux zones elles sont chacune munies de 4 capteurs pour mesurer les hauteurs d'eau (voir figure 4.2(b)). Les dimensions de chaque porte sont de $30m$ de largeur et de $8m$ de hauteur.



(a) Emplacement des capteurs $S_i, i = 1, \ldots, 11$ dans la rivière

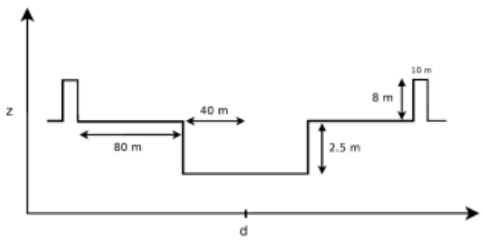
(b) Emplacement des capteurs dans une zone

Figure 4.2 – Schéma du benchmark : rivière et zones inondables

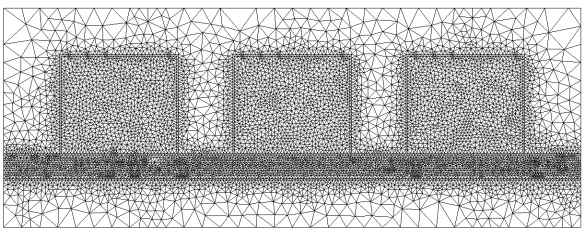
4.2.3 Implantation du modèle

Le simulateur hydraulique du système physique étudié est basé sur un couplage des modèles d'écoulement $1D$ et $2D$ décrits dans le chapitre 1.2.1. Il a été développé dans le cadre du projet GECOZI par l'équipe de l'université de Saragosse [Morales-Hernandez et al., 2013]. Ce modèle permet de tirer bénéfice des avantages des deux approches. En effet, le modèle $1D$ nécessite moins d'informations et est plus rapide en temps de calcul que le modèle $2D$, mais moins précis. Ainsi, quand l'écoulement réel ne peut pas être représenté fidèlement par une approximation $1D$, on a recours à la précision de l'approximation $2D$, bien quelle soit plus gourmande en temps de calcul et qu'elle nécessite de nombreuses données topographiques.

La figure 4.3(a) illustre l'exemple simplifié de section de rivière qui a été utilsé comme benchmark, le maillage utilisé dans les calculs du modèle numérique effectués par le simulateur est représenté sur la figure 4.3(b).



(a) Coupe transversale de rivière à section rectangulaire



(b) Maillage du benchmark

Figure 4.3 – Modèle implanté

Dans les chapitres précédents, nous avons détaillé les différents aspects de notre méthode de gestion. Afin d'évaluer les apports de notre approche, nous nous sommes appuyés sur le simulateur hydraulique basé sur un couplage $1D$-$2D$, permettant de simuler l'écoulement sur un tronçon de l'Ebre et dans les zones inondables latérales.

Compte tenu de cette modélisation, nous utiliserons pour cette évaluation le procédé illustré dans la figure 4.4. Le procédé représenté dans cette figure est une simplification du schéma de supervision proposé dans le chapitre 2.5, où les blocs SCADA et Processus sont remplacés par le bloc Simulateur $1D - 2D$.

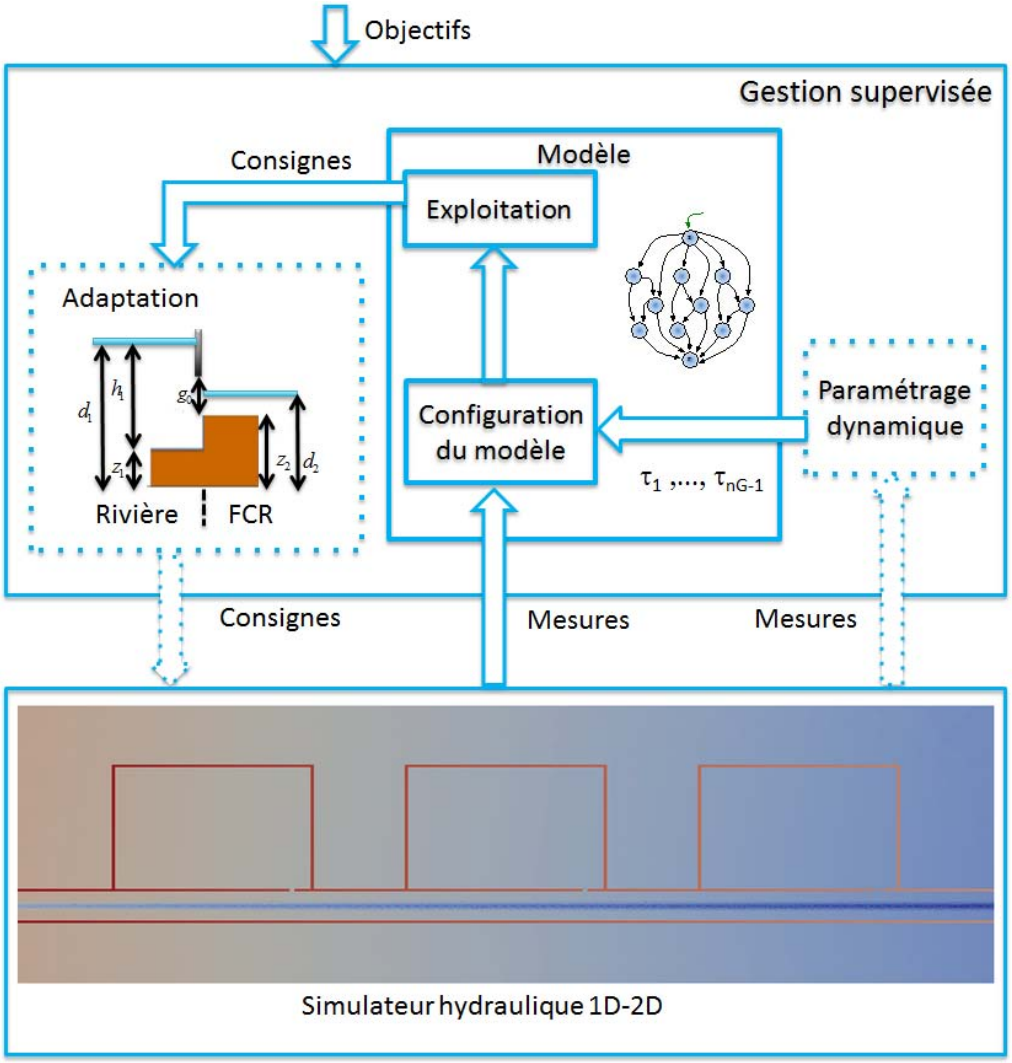


Figure 4.4 – Implantation du modèle

La communication entre le bloc de gestion supervisée et le simulateur est établie de la façon suivante : tout d'abord, le calcul avec le simulateur hydraulique est lancé afin d'évaluer les paramètres hydrauliques du système. Ensuite les valeurs de débits calculées par le simulateur sont transmises au bloc Gestion Supervisée afin de configurer le modèle et d'estimer les temps de transfert. L'estimation des temps de transfert est effectuée par le bloc parmétrage dynamique et conformément à l'équation 3.7 définie dans le chapitre 3.4.3. La configuration du modèle et son exploitation sont réalisées par l'intermédiaire des algorithmes définis dans le chapitre 3.5.4. Le flot optimal respectant les paramètres de gestion est calculé par application de l'algorithme de recherche du flot maximum de coût minimal dans le graphe. La valeurs des débits de consigne ainsi obtenue est transmise au bloc adaptation pour la transformation de ces débits en hauteurs d'ouverture des portes des zones. Ces hauteurs sont envoyées au simulateur qui les applique au système, conduisant à l'évolution des valeurs de débit et de niveau du système. A l'itération suivante, les nouvelles valeurs de débits et de niveaux d'eau dans le système sont communiquées au modèle de gestion qui les utilise pour calculer les nouvelles consignes.

4.3 Gestion prévisionnelle de la crue

4.3.1 Horizon de prévision

Afin d'évaluer l'impact de la crue et la façon dont la méthode de gestion proposée traite l'événement, nous considérons comme horizon de prévision, l'intervalle de temps durant lequel un ou plusieurs épisodes de crue sont à observer, comme illustré sur la figure 4.5. Le débit mesuré à l'entré du système, Q_{input}, est représenté en bleu, le débit en sortie du système, Q_{output}, est représenté en rouge, et le seuil d'écrêtement, Q_{lam}, est représenté en vert.

4.3.2 Définition d'indicateurs de performances

Pour évaluer les apports de notre méthode de gestion, nous allons définir quelques indicateurs de performance.

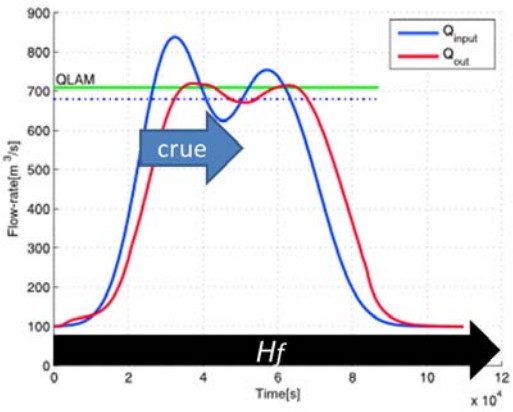


FIGURE 4.5 – Illustration d'un horizon de prévision

Taux de stockage dans une zone inondable

Le taux de stockage correspond au rapport entre le volume d'eau stocké dans tous les réservoirs, V_s, pendant l'horizon de prévision H_f et le volume d'eau à écrêter, V_{lam}. Il est définit par l'équation 4.1 :

$$RF = \sum_{r=1}^{n_G} RF_r = \frac{\sum_{r=1}^{n_G} V_{RES_r}}{V_{lam}} = \frac{V_s}{V_{lam}} \tag{4.1}$$

Le volume d'eau stocké dans chaque zone, noté V_{RES_r} avec $r = 1, \cdots, n_G$, est calculé en utilisant une interpolation cubique, de valeurs de références qui associent une hauteur d'eau dans une zone à un volume donné. Le volume d'eau qui représente notre objectif d'écrêtement, V_{lam}, est obtenu en se basant sur une approximation par la méthode des trapèzes pour le calcul de l'aire au-dessus du Q_{lam} dans l'hydrogramme de crue, Q_{input}.

Le critère RF évalue l'efficacité globale de stockage du système pour le scénario de crue et de gestion testé. Le taux de stockage de chaque zone, RF_r, peut être très variable d'une zone à l'autre car il ne dépend pas seulement de la stratégie adoptée, il est très lié à l'emplacement et au dimensionnement des zones. C'est pourquoi un critère d'évaluation global est plus représentatif de la stratégie adoptée.

D'autre part, afin d'évaluer la marge de stockage de chaque réservoir, il est possible de définir un taux de remplissage de chaque zone inondable, correspondant au rapport entre le volume d'eau stocké et la capacité maximale de stockage de chaque zone.

Taux d'écrêtement

Un taux d'écrêtement, noté AR, correspond au rapport entre l'objectif d'écrêtement Q_{lam} et l'écrêtement moyen effectif obtenu, notée Q_{mea}. Il est calculé sur l'horizon $H_f = n \times T_c, n \in \mathbb{N}^+$, i. e. pour $k = 0, \cdots, n$, selon l'équation 4.2 et l'équation 4.3 suivantes :

$$AR = \frac{Q_{mea}}{Q_{lam}} \tag{4.2}$$

$$\begin{cases} \text{if } \exists k | Q_{output}(k) > Q_{lam} & Q_{mea} = \underset{Q_{output}(k) > Q_{lam}}{\textbf{mean}} Q_{output}(k) \\ \text{else} & Q_{mea} = \max\limits_{k=1 \cdots n} Q_{output}(k) \end{cases} \tag{4.3}$$

Ce taux permet d'évaluer la capacité d'écrêtement de la méthode de gestion appliqué à un scénario de crue.

Taux d'atténuation de l'onde de crue

L'atténuation de l'onde de crue se manifeste par une diminution du débit de pointe en aval suite à l'écrêtement. Afin d'estimer le niveau d'atténuation de l'onde de crue, nous définissons l'indicateur AWR par l'équation 4.4 suivante :

$$AWR = \frac{\sum\limits_{Q_{cg}(k) > Q_{lam}} Q_{cg}(k) - \sum\limits_{Q_{output}(k) > Q_{lam}} Q_{output}(k)}{\sum\limits_{Q_{cg}(k) > Q_{lam}} Q_{cg}(k)} \tag{4.4}$$

où Q_{cg} est le débit calculé en aval dans le cas d'une simulation où les portes sont fermées, et Q_{output} est le débit en sortie du système.

Cet indicateur permet de comparer les résultats d'une stratégie de gestion par rapport à la stratégie où l'on n'utiliserait pas les zones de stockage (les portes restant fermées) ce qui correspond à la pire des stratégies.

4.4 Stratégies de gestion dans le cas de crues simples

Dans cette section, nous présentons quelques résultats obtenus en utilisant notre méthode de gestion combinée avec le simulateur hydraulique $1D$-$2D$ comme décrit dans la section 4.2.3. Nous avons comparé ces résultats à ceux obtenus dans le cas où les réservoirs ne sont pas régulés, c'est-à-dire lorsque les portes sont toujours ouvertes.

4.4.1 Stockage - RGTM-S.

Les résultats présentés dans la figure 4.6 sont obtenus grâce à l'utilisation du RGTM-S. Nous avons alors utilisé notre méthode de gestion seulement dans le cas d'écrêtement de crue, aucune restitution d'eau vers la rivière n'a été opérée au cours de ce scénario simulé. Nous avons considéré comme seuil d'écrêtement la valeur suivante $Q_{lam} = 650m^3/s$ et de façon empirique nous avons affecté aux temps de transfert les valeurs suivantes : $\tau_1 = 11T_c$ et $\tau_2 = 15T_c$ avec $T_c = 100s$.

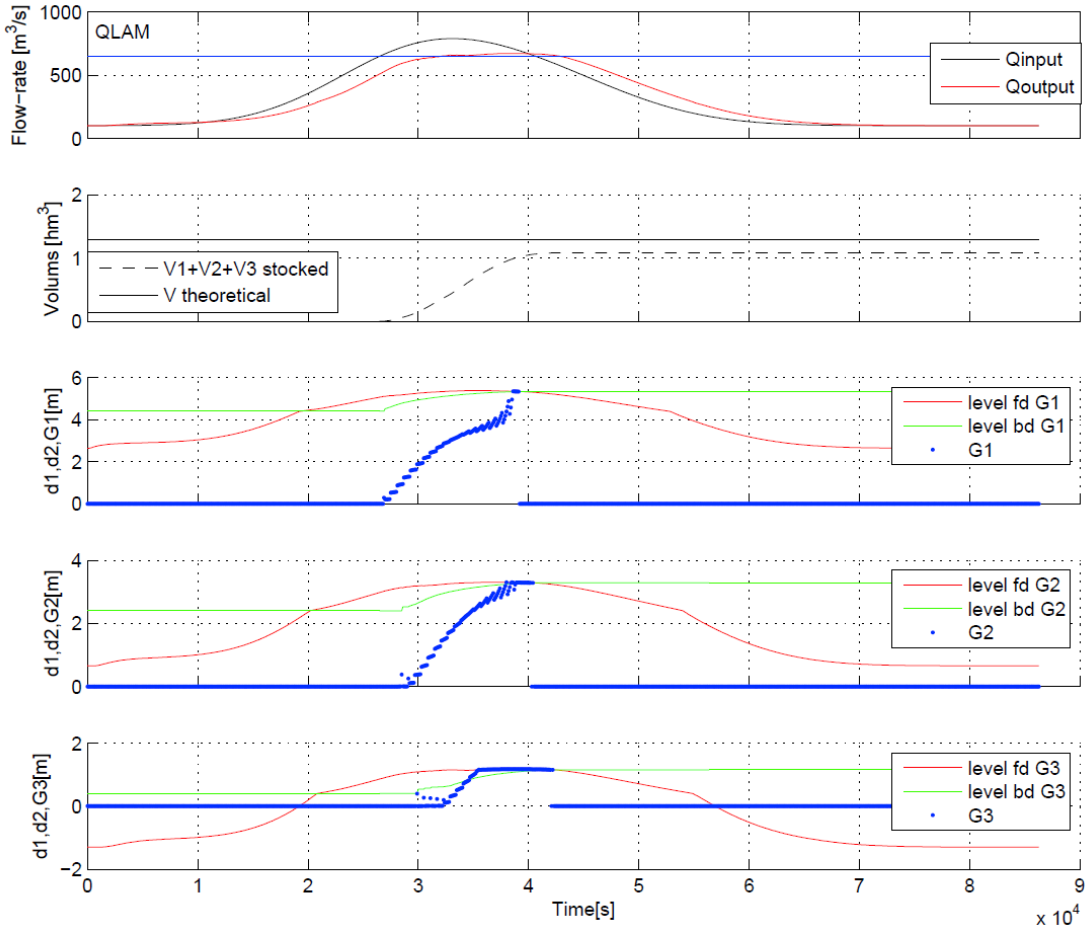


Figure 4.6 – Résultats de simulation pour $\tau_1 = 11T_c$, $\tau_2 = 15T_c$. (a) Q_{input} débit en amont du système de rivière, Q_{output} débit en aval et Q_{lam} seuil d'écrêtement. (b) Somme des volumes dans les réservoirs et le volume de référence en fonction du seuil de laminage. (c), (d), (e) ouvertures des portes, hauteurs d'eau devant les portes (d1, fd) hauteurs d'eau derrière les portes (d2, bd).

Sur la figure 4.6(a) sont représentés l'hydrogramme d'entrée, correspondant aux débits considérés en amont du tronçon de rivière étudié, Q_{input}, en noir, l'hydrogramme de sortie, qui représente les débits calculés par le simulateur en un point en aval, Q_{output}, en rouge et le seuil d'écrêtement, Q_{lam}, en bleu. Sur la figure 4.6(b), la courbe représentant la somme des volumes d'eau stockés dans les trois zones est représentée en pointillés noirs, le volume d'eau à écrêter, V_{lam}, est représenté par une ligne continue noire (notée Vtheoretical dans la légende) .

Les figures 4.6(c), 4.6(d) et 4.6(e), représentent les hauteurs d'ouverture des trois portes calculées suite à l'exécution de l'algorithme « calcul ouverture portes » en bleu, ainsi que les hauteurs d'eau mesurées par le simulateur devant (en rouge) et derrière (en vert) les portes, notées respectivement d_1 et d_2. Ces hauteurs d'eau sont les variations du niveau d'eau par rapport à un axe de référence assimilé au lit de la rivière.

On observe ainsi sur ces différentes figures l'évolution des niveaux d'eau dans la rivière et dans les zones en fonction de la dépression générée par l'ouverture des portes.

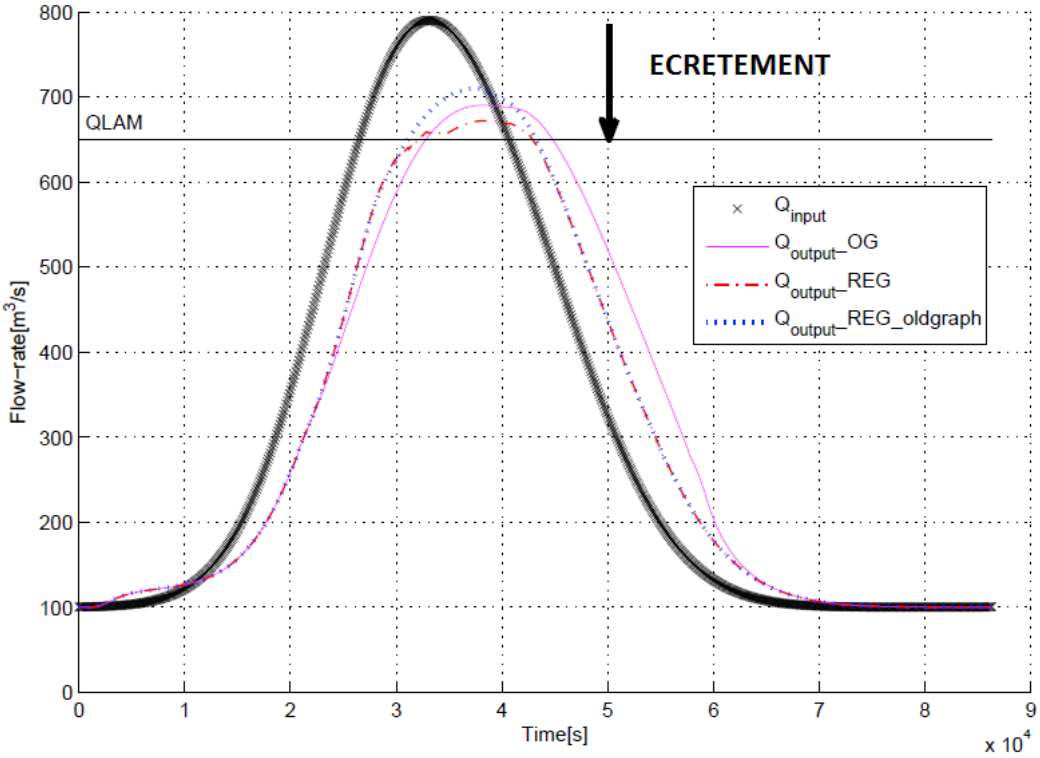


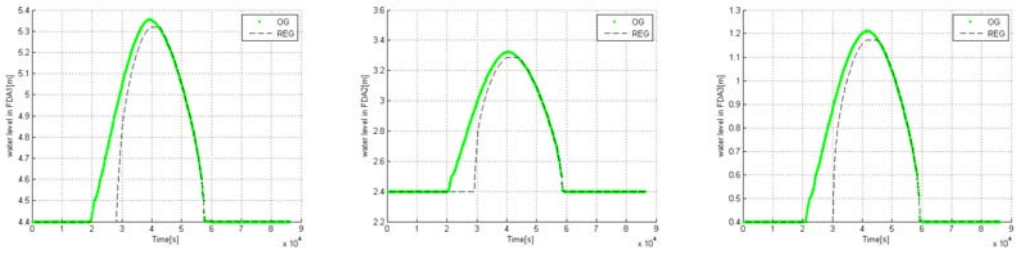
Figure 4.7 – Comparaisons de résultats de simulations avec différents modèles de graphes pour le même seuil $Q_{lam} = 650m^3/s$.

En s'appuyant sur les mêmes données d'entrée que pour le scénario décrit précédemment, nous avons dans la figure 4.7 tracé les courbes de sortie des simulations de trois stratégies différentes. Nous retrouvons donc dans cette figure l'hydrogramme d'entrée, Q_{input}, commun à toutes ces simulations sous forme de croix épaisses en couleur noire ainsi que les valeurs de Q_{output} suivantes :

- $Qoutput_OG$, en trait épais magenta, est le débit mesuré en aval dans le cas où les trois portes sont ouvertes tout au long de l'horizon de prévision H_f ;
- $Qoutput_REG_oldgraph$, en tirets verticaux bleus, est le débit mesuré en aval dans le cas où nous nous sommes servis dans notre méthode de gestion du modèle du réseau statique (sans prise en compte des temps de transfert),
- $Qoutput_REG$, en tirets horizontaux et points rouges, est le débit mesuré en aval dans le cas où l'ouverture des portes a été consignée en exploitant le calcul effectué par notre méthode de gestion basée sur le modèle RGTM-S (stockage avec prise en compte des temps de transfert).

La superposition de ces trois courbes permet de constater l'écrêtement significatif de la crue dans le cas où nous avons appliqué le RGTM-S comparé au deux autres cas. Lors de l'utilisation d'un modèle basé sur le réseau statique, les temps de transfert ne sont pas pris en compte, la gestion n'est pas améliorée par rapport au cas où les réservoirs ne sont pas gérés. Il est donc, comme nous l'avons indiqué dans les chapitres précédents essentiel de prendre en compte les temps de transfert pour la gestion. Dans le cas où le modèle est le réseau temporisé RGTM-S, la prise en compte du retard dans la gestion de la ressource est effective, l'écrêtement est meilleur, la gestion améliore la situation par rapport au cas non géré, mais elle n'est pas suffisante. A priori, le système n'est pas en capacité à absorber cette crue importante avec un débit de pointe de $790.31 m^3/s$. Le mode de gestion doit être amélioré ou des ouvrages doivent être ajoutés.

Dans les figures 4.8(a) , 4.8(b) et 4.8(c), sont superposées les courbes de l'évolution du niveau d'eau à l'intérieur de chaque FCR, dans les cas où notre stratégie combinant le RGTM-SD est utilisée (en pointillés noirs) et celui où les trois portes sont toujours ouvertes (en vert). Pour chacune des trois zones, on remarque que la courbe en vert est toujours au dessus de la courbe en noir, ce qui signifie que le volume stocké dans les réservoirs quand les portes ne sont pas régulées est plus important que lorsqu'elles le sont, le stockage dans les réservoirs est moindre pour un écrêtement meilleur lors de l'application de la stragégie. De plus, nous observons que les FCR sont remplis plus tôt



(a) FCR_1 (b) FCR_2 (c) FCR_3

FIGURE 4.8 – hauteurs d'eau dans les $FCRs$ pour portes ouvertes et consignées. $Q_{lam} = 675m^3/s$, $Q_{do} = 600m^3/s$, $\tau_1 = 10T_c$, $\tau_2 = 9T_c$.

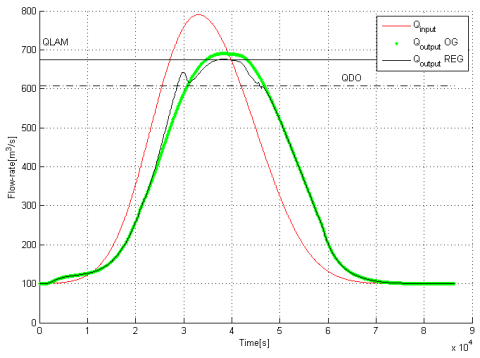
dans le cas où les portes sont toujours ouvertes. L'eau reste dans les FCR_1 et FCR_2, $38400s$ (environ $11h$) dans le cas où les portes sont toujours ouvertes et seulement $29700s$ (environ $8h$) dans le cas où notre stratégie est appliquée. Dans le FCR_3, l'eau reste $38400s$(environ $11h$) dans le cas où les portes sont toujours ouvertes et seulement $29100s$ (environ $8h$) dans le cas où notre stratégie est appliquée. Nous remarquons aussi que dans ce dernier cas, la pente de la courbe du niveau d'eau dans les zones au début du stockage est plus forte, un effet du à l'utilisation des portes gravitationnelles dont la conséquence peut être l'érosion de la zone sur la durée où de façon plus immédiate l'endommagement des cultures dans les zones. Ce phénomène pourrait être pris en considération dans les paramètres de gestion du modèle du « RGTM ».

4.4.2 Stockage et Restitution - RGTM-SD.

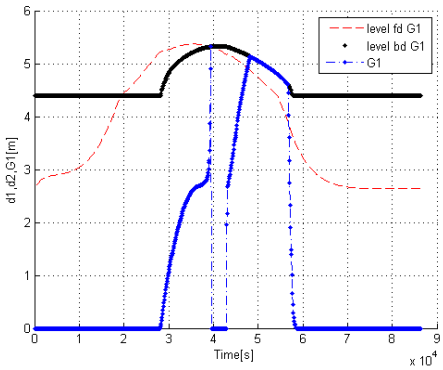
Etudions maintenant le cas d'un épisode de crue illustré par un hydrogramme où le débit de pointe de la crue est égal à la valeur de $790.31m^3/s$, et est atteint autour de 9 h après le début de la simulation (plus précisément à l'itération k = 330). Dans la figure 4.9(a) sont donnés en rouge et en vert respectivement les valeurs Q_{input} et Q_{ouput} du débit en amont et en aval du chenal étudié dans le cas où les portes sont toujours ouvertes (réservoirs non régulés). La courbe en noir représente la valeur de Q_{ouput} quand notre stratégie de gestion est appliquée, en faisant appel au modèle du RGTM-SD, avec $Q_{lam} = 675m^3/s$ et $Q_{do} = 600m^3/s$ (correspondant à environ 90% de Q_{lam}. Nous avons considéré comme temps de transfert les valeurs suivantes $\tau_1 = 10T_c$ et $\tau_2 = 9T_c$, avec $T_c = 100s$.

Quand les réservoirs ne sont pas utilisés pour écrêter la crue, le débit de pointe de cette dernière atteint une valeur de $777.08m^3/s$ à l'instant $t = 10h03min$. Lorsque les portes sont toujours ouvertes, le débit de pointe égal à $690.39m^3/s$ est atteint à $10h38min$. Lors de l'application de notre stratégie, le débit de pointe atteint $676.14m^3/s$ à $10h38min$, et le déstockage des réservoirs vers la rivière commence à $k = 432$ (environ $12h$) lorsque le débit d'eau dans la rivière est en dessous de la valeur du Q_{do} imposé.

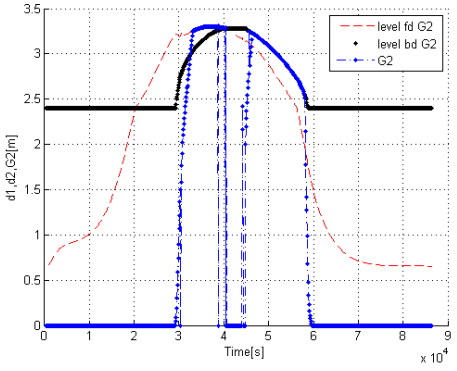
Dans toutes ces situations, le débit en aval du tronçon de rivière étudié, est au dessus du seuil d'écrêtement imposé $Q_{lam} = 675$. D'après ces simulations, on peut supposer que la topographie de la rivière (par exemple, l'importance de la pente du



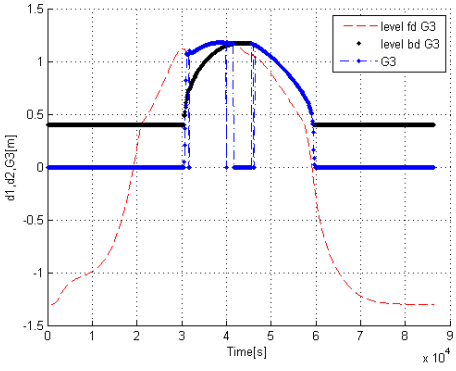
(a) Q_{input} et Q_{output}, cas où les portes sont toujours ouvertes et le cas où elles sont gérées



(b) ouverture de porte et hauteurs d'eau dans et en dehors du FCR_1



(c) ouverture de porte et hauteurs d'eau dans et en dehors du FCR_2



(d) ouverture de porte et hauteurs d'eau dans et en dehors du FCR_3

FIGURE 4.9 – Résultats de simulations pour $Q_{lam} = 675m^3/s$, $Q_{do} = 600m^3/s$, $\tau_1 = 10T_c$, $\tau_2 = 9T_c$.

Scénario	**crue avec un seul pic**	
Portes	ouvertes	consignées
AWR%	38.31	85.2

Table 4.1 – MWR pour un scénario de crue donné et deux stratégies de gestion différentes

lit) et l'emplacement ainsi que le dimensionnement des réservoirs ne permettent pas d'écrêter la crue dans sa totalité. Néanmoins, en cas d'inondation en aval, notre stratégie de gestion nous permet d'obtenir le plus faible débit de pointe comparés aux autres situations (portes ouvertes et non gestion) et qui reste suffisamment proche du seuil d'écrêtement Q_{lam}.

Comme indiqué dans le tableau 4.1, la capacité d'absorber l'eau de crue par les zones, et ainsi l'atténuation de l'onde de cru, est améliorée par l'exploitation du modèle du RGTM-SD dans notre stratégie. En effet, le taux d'atténuation de l'onde quand les portes sont toujours ouvertes est de $MWR = 38.31\%$, alors que nous avons un taux de $MWR = 85.2\%$ quand nous utilisons la stratégie.

Dans les figures 4.9(b), 4.9(c) et 4.9(d), nous avons représenté les hauteurs d'ouverture des portes en bleu, le niveau d'eau à l'intérieur de chaque FCR (derrière la porte) en noir et le niveau d'eau dans la rivière devant les portes en rouge, respectivement pour les portes 1, 2 et 3. Sur chaque figure, la porte est d'abord ouverte afin de stocker l'eau dans le FCR, puis, lors de la phase où le débit d'entrée est compris entre Q_{lam} et Q_{do} la porte est fermée et enfin, la porte est ouverte afin de vider le FCR.

De façon à évaluer l'influence du choix du seuil de déstockage Q_{do}, nous avons comparé deux simulations du même scénario de crue en imposant deux valeurs différentes de Q_{do}. Les résultats obtenus sont représentés sur la figure 4.10 où la valeur $Q_{do} = 600m^3/s$ correspondant à environ 90% de la valeur de Q_{lam} est en bleu et la valeur $Q_{do} = 500m^3/s$ correspondant à environ 75% de la valeur de Q_{lam} est en noir. Les débits de sortie correspondants aux deux cas sont respectivement $Q_{output}1$ en bleu et $Q_{output}2$ en noir. Nous observons que dans le cas où $Q_{do} = 600m^3/s$, nous vidons les réservoirs plus tôt que dans le deuxième cas. Ainsi le choix ou plutôt le calibrage de ce paramètre est important en terme de stratégie de gestion. La nature souvent agricole de ces zones inondables implique que certain type de culture est plus ou moins sensible à un stockage d'eau à moyen ou long terme, d'où le besoin de vider les zones dès que la

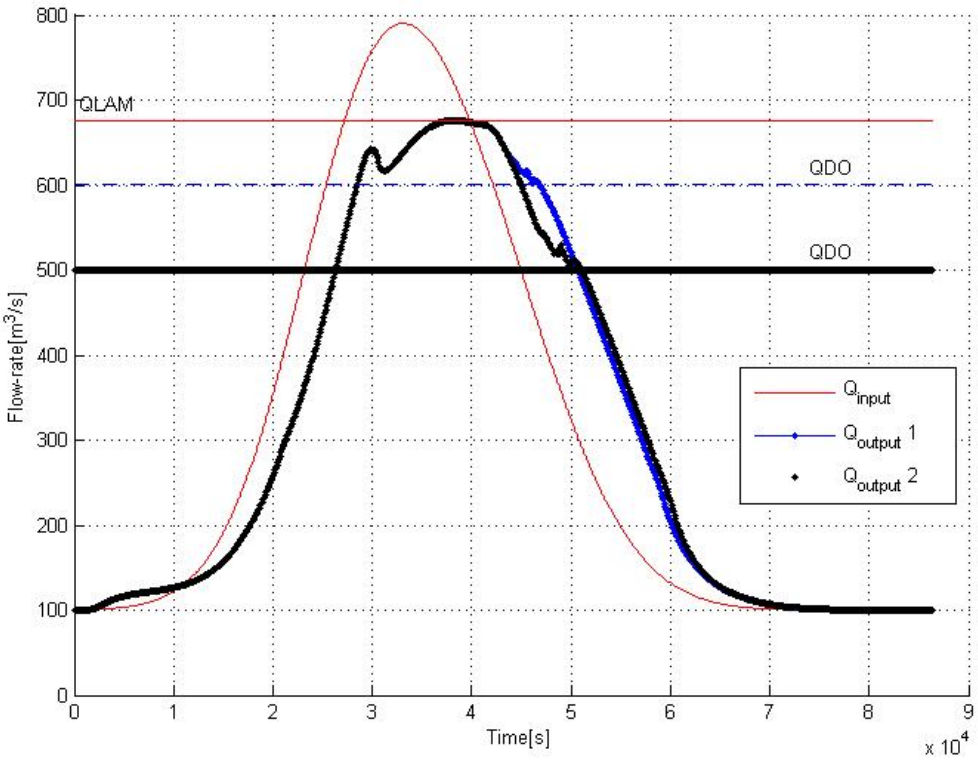


FIGURE 4.10 – Q_{input} et Q_{output} pour $Q_{lam} = 675m^3/s$, $Q_{do} = 600m^3/s$ et $Q_{do} = 500m^3/s$

situation de décrue l'autorise. En outre, il est possible de décider de vider les réservoirs dès que possible afin d'être en mesure d'absorber une crue à venir.

4.4.3 Temps de transfert variables.

Afin d'évaluer la prise en compte des temps de transfert variables dans le modèle, nous avons effectué des simulations dans lesquelles les temps de transfert sont évalués par le bloc de Paramétrage dynamique selon l'équation 3.7 décrite dans le paragraphe 3.4.3. Les simulations ont été effectuées en considérant que $H_f = 86400s$, i.e. 24 heures et $T_c = 100s$ soit $n = 864$.

Le premier exemple étudié est un scénario de crue à un seul pic. Le débit de pointe de cette crue est égal à $790.31m^3/s$ et se produit à $k = 330$ i. e. autour 9 heures après le début de la simulation. Les valeurs des seuil d'écrêtement et de restitution

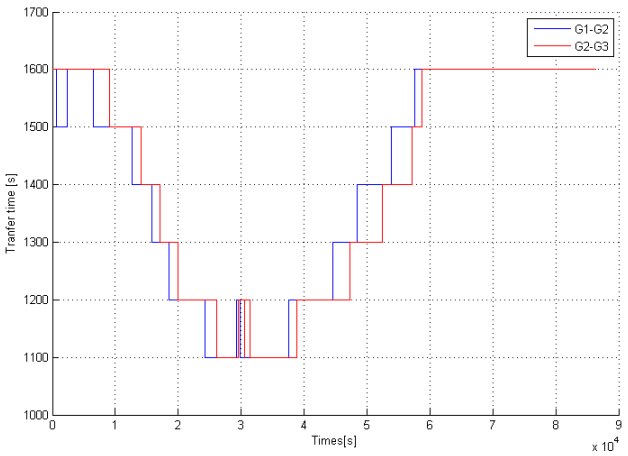


FIGURE 4.11 – Evolution des temps de transfert τ_1 (rouge) et τ_2 (noir) pour une simulation d'un scénario à 1-pic avec $Q_{lam} = 675m^3/s$ et $Q_{do} = 600m^3/s$.

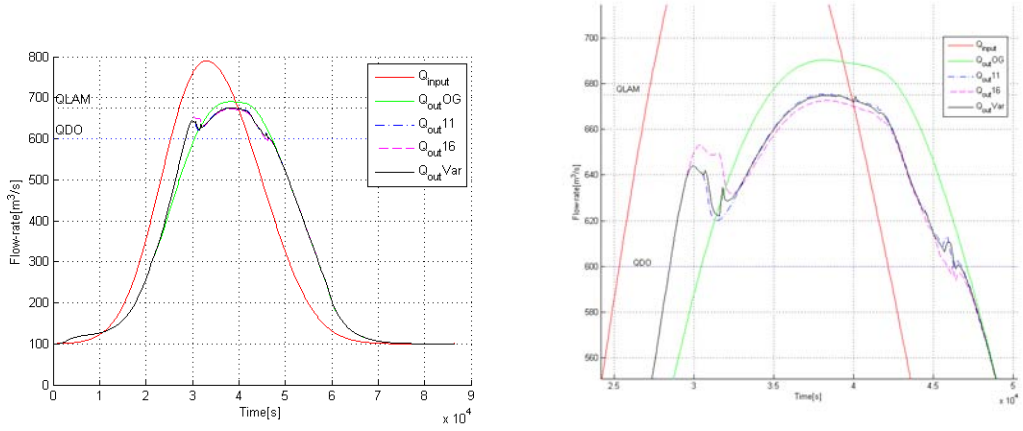
sont $Q_{lam} = 675m^3/s$ et $Q_{do} = 600m^3/s \approx 90\%Q_{lam}$. Pour ce scénario, les temps de transfert variables estimés sont compris entre $11T_c$ et $16T_c$ et sont représentés dans la figure 4.11.

Afin de comparer les résultats obtenus quand on utilise notre approche avec temps de transfert variables ou constants, nous avons réalisé une simulation avec des retards constants sous-estimés ou surévalués tels que : $\tau_1 = \tau_2 = 10T_c$, $\tau_1 = \tau_2 = 11T_c$, $\tau_1 = \tau_2 = 14T_c$, $\tau_1 = \tau_2 = 16T_c$, $\tau_1 = \tau_2 = 18T_c$.

Dans la figure 4.12, la courbe des valeurs de Q_{input} est illustrée en rouge et les résultats des quatre cas suivants sont comparés :

- Le premier cas, est celui où les portes sont totalement ouvertes durant toute la simulation et dont les valeurs sont tracées en vert.
- Le deuxième cas, est géré avec des retards constants tels que $\tau_1 = \tau_2 = 11T_c$, il est tracé en bleu.
- Le troisième cas, est géré avec des retards constants tels que $\tau_1 = \tau_2 = 16T_c$, il est tracé en magenta.
- Le quatrième cas, correspond à l'application de notre stratégie avec des temps de transfert variables exprimés en fonction du débit (équation 3.7). La courbe est tracée en noir.

Quand les portes sont totalement ouvertes, on observe une atténuation du pic de la crue mais malgré cela il reste au-dessus du seuil d'écrêtement Q_{lam}. Les cas où



(a) Echelle normale (b) Zoom

Figure 4.12 – Q_{input} et Q_{output} pour une simulation d'un scénario à 1-pic avec $Q_{lam} = 675m^3/s$ et $Q_{do} = 600m^3/s$, temps de transfert variables.

l'ouverture des portes est gérée par l'utilisation du modèle RGTM-SD ont des résultats très semblables, le débit reste inférieur à Q_{lam}.

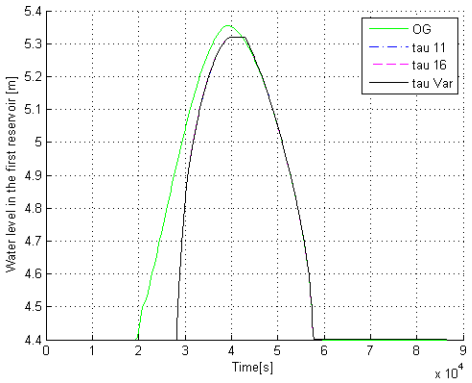
Les valeurs des critères définis au paragraphe 4.3.2 ont été calculés pour chacun des cas testés et sont résumés dans le tableau 4.2. En plus de ces critères, la valeur maximale du débit sur les courbes Q_{output} pour les différents cas, notée Q_{max}, a été évaluée.

Quand les réservoirs ne sont pas utilisés pour dévier la crue, le pic de cette dernière atteint une valeur de $777.08m^3/s$, quand les portes restent totalement ouvertes il atteint $690.39m^3/s$. On observe une meilleure atténuation ainsi qu'un pic de crue en dessous du Q_{lam}, quand on utilise notre stratégie avec des temps de transfert variables que quand nous utilisons des retards constants sous-estimés.

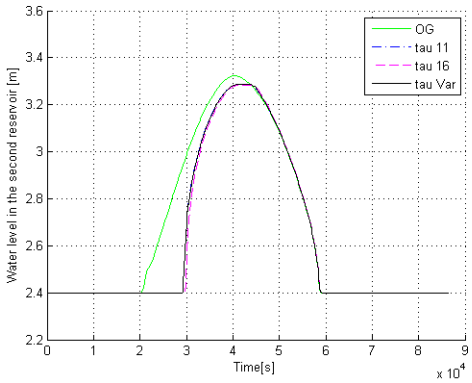
Cas	$Q_{max}m^3/s$	AR%	AWR%	RF%
Portes Ouvertes	690.39	101.65	36.83	123.42
$\tau_1 = \tau_2 = 10T_c$	679.26	100.39	65.09	115.80
$\tau_1 = \tau_2 = 11T_c$	675.46	100.05	91.12	112.99
$\tau_1 = \tau_2 = 14T_c$	673.83	99.83	100	112.21
$\tau_1 = \tau_2 = 16T_c$	672.64	99.65	100	111.65
$\tau_1 = \tau_2 = 18T_c$	675.47	100.04	90.45	113.94
τ variables	674.92	99.99	100	112.59

Table 4.2 – AR, AWR et RF pour un scénario de crue à 1-pic.

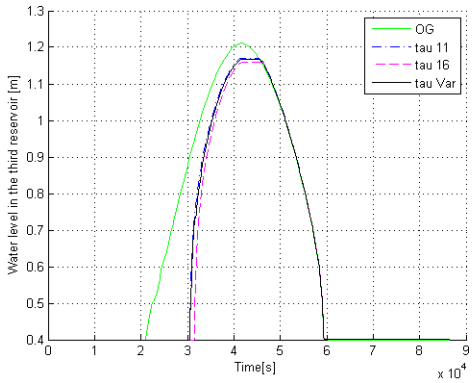
Quelle que soit la méthode utilisée pour le calcul des retards, la capacité d'absorber le crue est améliorée par l'utilisation de notre modèle basé sur les réseaux de transport. En effet $AWR = 65.09\%$ lorsque les retards sont sous-estimés et $AWR = 90.45\%$ lorsque les retards sont surévalués. Quand les retards reçoivent la valeur minimale de leur intervalle de variation $AWR = 91.12\%$. Lorsque les retards sont calculés ou fixés à des valeurs assez élevées, $AWR = 100\%$, le débit de pointe est en dessous de Q_{lam}. Enfin, $AWR = 36.83\%$ lorsque les portes ne sont pas consignées. Il est préférable d'avoir une valeur d'AR qui soit autour de 100% ce qui est le cas pour les retards calculés. Dans tous les cas, décrit ci-dessus le volume d'eau stockée dans les réservoirs est supérieur au volume estimé *a priori*.



(a) FCR_1



(b) FCR_2



(c) FCR_3

Figure 4.13 – Comparaison des hauteurs d'eau dans les réservoirs pour une simulation d'une crue à 1-pic avec $Q_{lam} = 675m^3/s$ et $Q_{do} = 600m^3/s$, temps de transfert variables.

Dans les figures 4.13(a), 4.13(b) et 4.13(c), nous avons superposé les courbes des hauteurs d'eau dans les réservoirs FCR_1, FCR_2 et FCR_3. Le cas des portes toujours ouvertes est donné en vert. Quand notre stratégie est appliquée avec des retards constants $\tau_1 = \tau_2 = 11T_c$ la courbe est en bleu, avec $\tau_1 = \tau_2 = 16T_c$ la courbe est en magenta et avec des retards variables la courbe est en noir. Comme dans les simulations précédentes, on constate que pour chacune des trois portes, la courbe verte est toujours au-dessus des autres.

4.5 Stratégies de gestion dans le cas de crues multiples

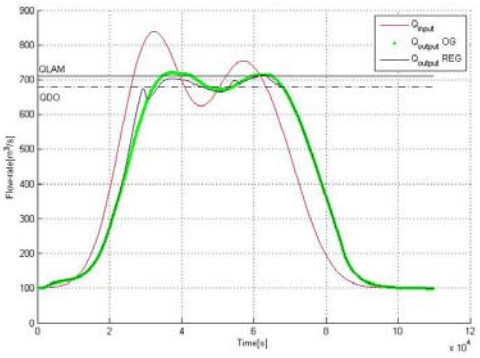
Afin d'évaluer la capacité d'absorber plusieurs épisodes de crue, nous proposons dans les résultats qui suivent le cas d'un scénario avec deux épisodes de crue qui se succèdent après un intervalle de temps de quelques heures.

4.5.1 Temps de transfert constants.

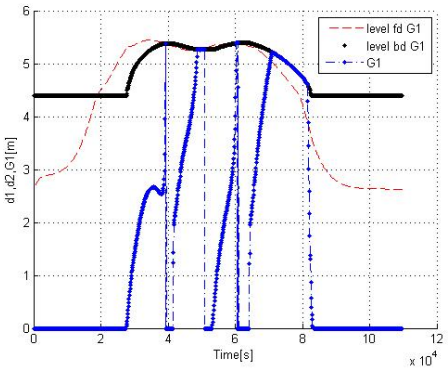
Le premier débit de pointe, dans cet exemple, est de $838.79m^3/s$, il survient autour de $9h$ après le début de la simulation. Le débit de pointe de la deuxième vague de crue est moins important que le premier, il atteint $753.79m^3/s$ à $15h50min$. Dans la figure 4.14(a) sont données en rouge les valeurs du débits d'entrée Q_{input}, en vert les valeurs du débits en aval Q_{output} quand les portes sont toujours ouvertes et en noir les valeurs de Q_{output} quand la stratégie utilisant le RGTM-SD est appliquée avec les paramètres suivants : $Q_{lam} = 710m^3/s$ et $Q_{do} = 680m^3/s \approx 95\%Q_{lam}$. Les valeurs des temps de transfert sont supposées constantes et égales à $\tau_1 = 10T_c$ et $\tau_2 = 9T_c$, avec $T_c = 100s$.

Nous avons choisi une valeur de Q_{do} assez importante pour permettre une restitution de l'eau des réservoirs vers la rivière pendant la période comprise entre la décrue du premier épisode et la montée de crue de la deuxième vague et ainsi garantir une absorption de la deuxième crue de façon significative.

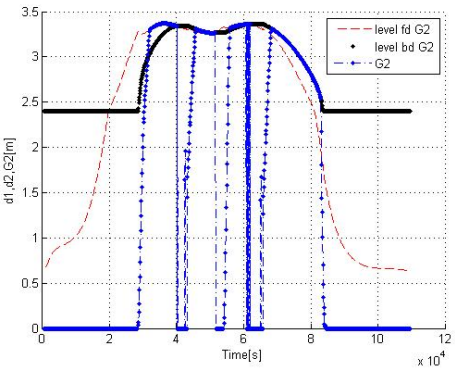
Dans cet exemple, quand nous n'exploitons pas les zones pour écrêter la crue, le débit de pointe atteint $823.01m^3/s$ à $9h53min$ pour la première vague et $746.18m^3/s$ à $16h40min$ pour la seconde. Lorsque les portes sont toujours ouvertes, le débit de pointe atteint $720.28m^3/s$ à $10h21min$ pour la première vague et $714.87m^3/s$ à $17h30min$ pour la deuxième. Lors de l'application de notre stratégie basée sur le modèle du RGTM-SD, le débit de pointe atteint $704.65m^3/s$ à $10h25min$ pour la première vague et $712.82m^3/s$



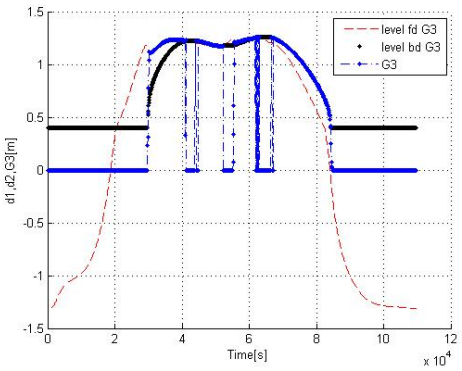
(a) Q_{input} and Q_{output}



(b) ouverture de porte et hauteurs d'eau dans et en dehors du FCR_1



(c) ouverture de porte et hauteurs d'eau dans et en dehors du FCR_2



(d) ouverture de porte et hauteurs d'eau dans et en dehors du FCR_3

Figure 4.14 – Résultats de simulation quand $Q_{lam} = 710m^3/s$, $Q_{do} = 680m^3/s$ et quand les portes sont totalement ouvertes

à $17h26min$ pour la seconde. L'application de notre stratégie a permis de maintenir le débit dans la rivière en dessous du Q_{lam} pour la première vague de crue et de rester proche de cette valeur pour la deuxième. Nous avons pu diminuer les pics de quelques unités voire même d'une centaine d'unités.

Le taux d'atténuation de l'onde de crue pour chaque cas est donné dans le tableau 4.3. Pour les deux vagues de crue, comme dans les résultats précédents, la capacité d'écrêtement est améliorée en utilisant notre méthode de gestion RGTM-SD. En effet, nous remarquons que nous avons moyennement atténué la première vague avec un taux de $AWR = 64.34\%$ ainsi que la deuxième $AWR = 77.34\%$ quand les portes sont

Scénario	**crue avec deux pics différents**			
Portes	Ouvertes		Consignées	
AWR%	1ère vague	2ème vague	1ère vague	2ème vague
	64.34	77.34	100	91.04

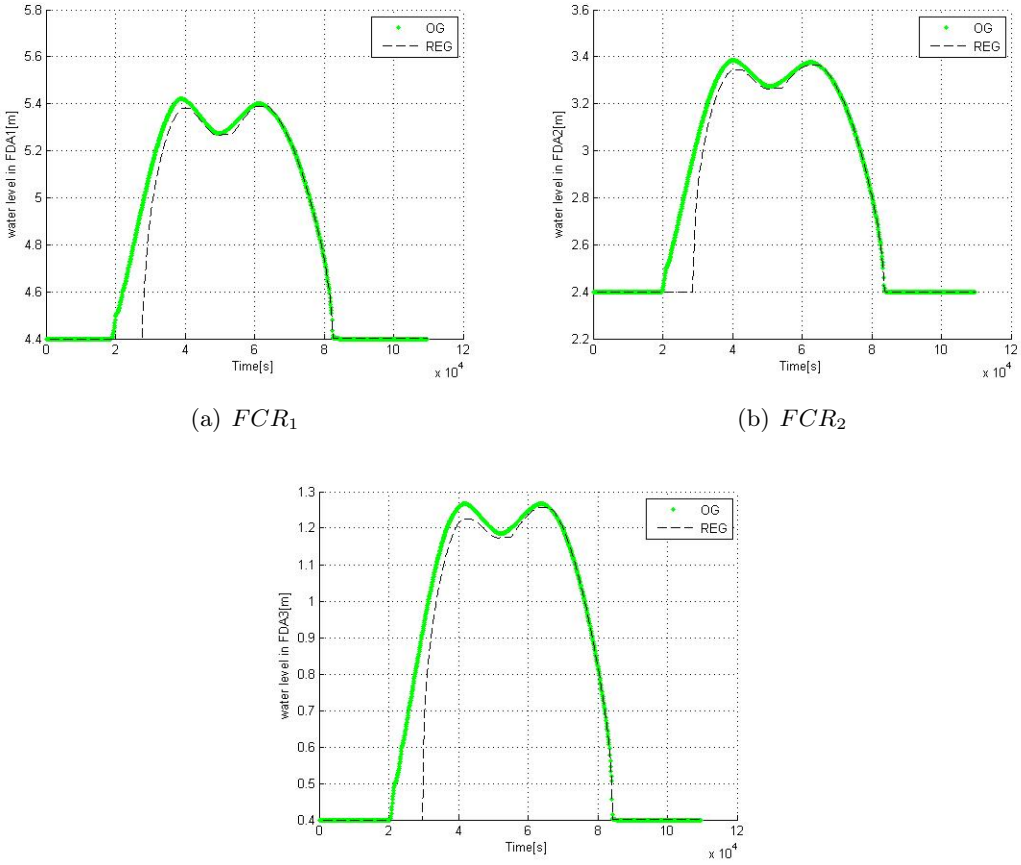
Table 4.3 – AWR pour un scénario de crue à double pics et deux stratégies de gestion différentes

toujours ouvertes, alors que nous avons une atténuation complète de la première vague car $AWR = 100\%$ et quasi complète de la deuxième vague avec un taux de $AWR = 91.04\%$ quand les portes sont consignées. Avant l'arrivée de la deuxième vague de crue, nous profitons de la baisse du niveau d'eau dans la rivière pour libérer une certaine quantité d'eau des réservoirs dans la rivière. Cela nous permet de mieux adapter notre gestion en fonction des quantités d'eau à venir.

Des résultats plus détaillés de la simulation de cet exemple avec deux épisodes de crue, quand notre stratégie est appliquée sont illustrés dans les figures 4.14(b), 4.14(c) et 4.14(d). Les hauteurs d'ouvertures des trois portes sont représentés en bleu, le niveau d'eau à l'intérieur du FCR (derrière la porte) en noir et le niveau d'eau dans la rivière (devant la porte) en rouge, respectivement pour les portes 1, 2 et 3. Nous remarquons l'alternance entre les phases de stockage et de déstockage des zones. Dans cette situation de double crue, nous avons quatre phases d'ouverture des trois portes, la transition d'une phase à l'autre est marquée par la fermeture des portes.

Le niveau d'eau à l'intérieur des zones dans les deux cas de gestion : quand notre stratégie est appliquée (en noir) et quand les portes sont toujours ouvertes (en vert), sont superposés sur les figures 4.15(a), 4.15(b) et 4.15(c). Nous remarquons que la durée totale de l'utilisation des zones dans le cas où les portes sont toujours ouvertes est plus importante que lorsque nous faisons appel à notre stratégie. Effectivement, l'eau est stockée pendant $17h43min$ dans les FCR_1 et FCR_2 et $17h45min$ dans le FCR_3, dans le cas où les portes sont ouvertes. Alors que dans le cas où notre stratégie est appliquée, l'eau est stockée pendant $15h18min$ dans les FCR_1 et FCR_2 et $15h8min$ dans le FCR_3. Ceci est principalement dû au fait que le stockage dans les FCR n'a pas débuté en même temps dans les deux cas. Dans le premier cas, le stockage dans les FCR_1 et FCR_2 a commencé à $19000s$ (environ $5h16min$) et à $20400s$ (environ $5h40min$) pour le FCR_3. Dans le second cas, le stockage commence à $27700s$ (environ $7h41min$) pour les FCR_1

et FCR_2 et à $29800s$ (environ $8h16min$) pour le FDA_3. L'instant de fin de restitution de l'eau contenues dans les réservoirs vers la rivière est le même dans les deux cas (portes régulées ou non). Ainsi, nous constatons qu'avec notre stratégie basée sur le modèle du RGTM-SD, nous obtenons des ouvertures de portes qui nous permettent de déstocker une importante quantité d'eau dans la rivière et de s'arrêter aux mêmes moments que quand les portes sont toujours ouvertes à leur hauteurs maximales.



(a) FCR_1

(b) FCR_2

(c) FCR_3

Figure 4.15 – hauteurs d'eau dans les $FCRs$ pour portes ouvertes et consignées. $Q_{lam} = 710m^3/s$, $Q_{do} = 680m^3/s$, $\tau_1 = 10T_c$, $\tau_2 = 9T_c$

4.5.2 Temps de transfert variables.

Le deuxième cas étudié est un épisode de crue à double pics, où le premier atteint un débit de $838.79m^3/s$ environ $9h$ après le début de la simulation et le second est de $753.79m^3/s$ atteint environ $16h$ après le début de la simulation. Les valeurs du seuil de laminage et de restitution sont $Q_{lam} = 710m^3/s$ et $Q_{do} = 680m^3/s \approx 95\%Q_{lam}$. Les temps de transfert qui sont considérés pour cet exemple varient entre $11T_c$ et $16T_c$, leur évolution au cours de la simulation est illustrée sur la figure 4.16. Il s'agit du même scénario que le précédent.

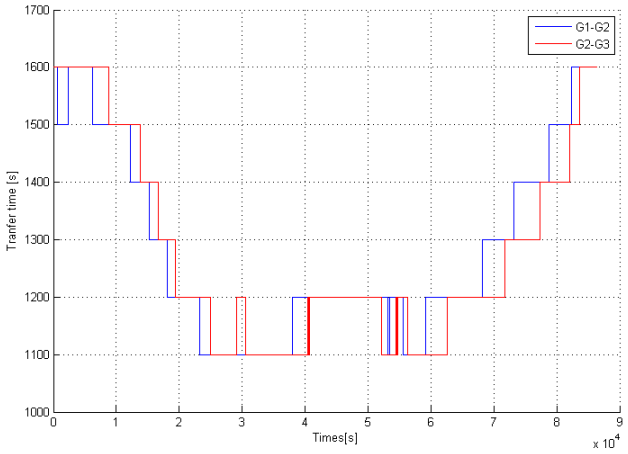
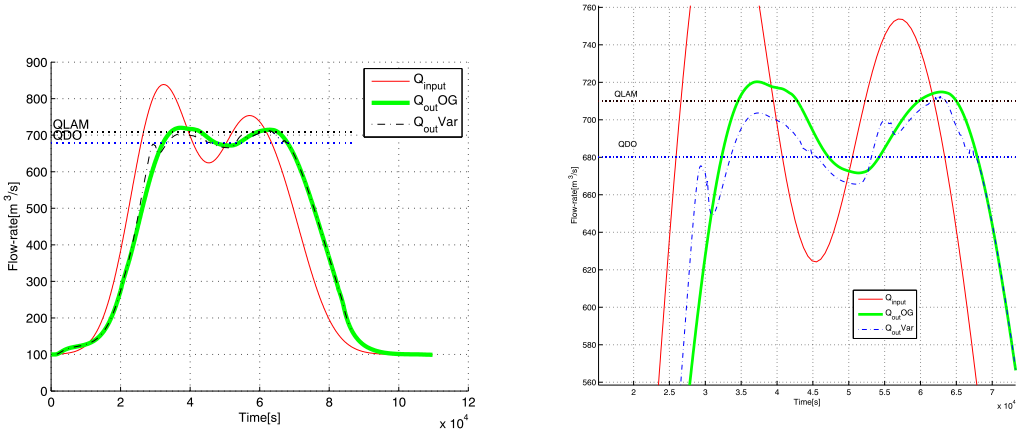


FIGURE 4.16 – Evolution des temps de transfert τ_1 et τ_2 pour une simulation d'une crue à 2-pics avec $Q_{lam} = 710m^3/s$ et $Q_{do} = 680m^3/s$.

Dans la figure 4.17, les valeurs de Q_{input} sont tracées en rouge, la courbe des débits en aval Q_{output} lorsque les portes sont ouvertes tout au long de la simulation est tracée en vert et lorsque notre stratégie est appliquée avec des retards variables, la courbe est représentée en noir. On observe une diminution des deux débits de pointe, qui atteignent quand notre stratégie est appliquée $703.65m^3/s$ pour le premier pic et $746.19m^3/s$ pour le deuxième. L'application de notre stratégie nous permet de garder le débit en aval en dessous du Q_{lam} pour le premier pic et non loin de ce seuil pour le deuxième.

Les valeurs des indicateurs de performance calculées pour chaque cas sont donnés dans le tableau 4.4. Comme dans l'exemple précédent, la capacité d'absorber la crue est meilleure en utilisant notre méthode. En effet, pour la première vague de crue, $AWR = 100\%$ lorsque les portes sont consignées tandis que $AWR = 64,34\%$ lorsque



(a) Echelle normale

(b) Zoom

Figure 4.17 – Q_{input} et Q_{output} pour une simulation d'une crue à 2-pics avec $Q_{lam} = 710m^3/s$ et $Q_{do} = 680m^3/s$, temps de transfert variables.

Cas	AR%	AWR%		RF%
		1er pic	2ème pic	
Portes ouvertes	100.76	64.34	77.34	103.17
τ variables	100.16	100	91.90	99.07

Table 4.4 – Valeurs de AR, AWR et RF pour une crue à 2-pics dans le cas de deux différentes stratégies

les portes restent totalement ouvertes. De la même façon, pour la deuxième vague de crue $AWR = 91,90\%$ lorsque notre stratégie est utilisée alors que $AWR = 77,34\%$ dans le cas contraire. Avant l'arrivée de la deuxième vague de crue, nous profitons de la baisse du niveau d'eau dans la rivière pour libérer une certaine quantité d'eau dans le FCR dans la rivière. Cela nous permet de mieux répondre aux besoins de la deuxième vague de crue. La stratégie utilisant les temps de transferts variables est légèrement plus efficace que la stratégie avec temps de transfert constant $AWR = 91,90\%$ et $AWR = 91,04\%$ respectivement.

4.6 Conclusion

La méthode de gestion que nous proposons a été appliquée dans le cas d'un réseau hydrographique afin de répondre essentiellement à la problématique de la gestion quantitative de la ressource en situation de risque. Nous avons mis en œuvre notre approche, basée sur une modélisation par graphe de transport temporisé appelé RGTM-S pour le cas su stockage seul et RGTM-SD pour le cas du stockage et du déstockage.

La coopération entre simulateur hydraulique, modèle de stratégie de gestion intégrant le retard et le modèle de calcul des ouverture des portes des zones inondables a permis d'obtenir des résultats de simulations significatifs. Au cours de ces simulations nous avons pu comparer deux situations : le cas où les portes des zones sont toujours ouvertes et le cas où elles sont consignées grâce à l'utilisation de notre stratégie. Nous avons pu constater l'efficacité de notre stratégie de gestion car l'écrêment de la crue a été considérablement amélioré.

Les résultats de simulation illustrent la possibilité d'utiliser la méthode avec des temps de transfert variables, sans modifier la structure du graphe et les algorithmes de gestion. Ainsi, une gestion plus précise des situations de crue peut être réalisée, le choix de temps de transfert constants non adaptés à la variation de débit lors de l'horizon de gestion n'est plus nécessaire.

Conclusion et Perspectives

Nous avons, dans le cadre de la problématique de crue de rivières et des inondations dans un réseau hydrographique, proposé une démarche pour la gestion de ce système en situation de crise. Cette démarche permet une prise de décision en s'appuyant sur un modèle de gestion supervisée d'un système étendu à retards variables que sont les réseaux hydrographiques.

Dans un premier temps, une description des enjeux liés à ce champ d'application a été réalisée. L'objectif était de définir les concepts employés dans le cadre de la gestion d'un réseau hydrographique. L'aspect systèmes étendus dynamiques a été souligné lors de la description des principales caractéristiques d'un réseau hydrographique. Ensuite, les différentes catégories de crues et de mesures de protection contre les crues ont été présentées, et plus particulièrement les mesures dites actives. Nous avons présenté les avantages et les inconvénients liés à l'exploitation des ouvrages ou structures de protection contre les crues. Le développement de ces structures et leur gestion font souvent partie de programme de prévision et de prévention déployés par les gouvernements afin de faire face aux événements de crues. Nous avons cité quelques exemples de ces programmes en Europe et en France ainsi que les logiciels utilisés dans le but de prévoir, prévenir, préparer et anticiper les situations de crise.

Compte tenu du fait que la gestion de crue dans un réseau hydrographique est associée à une structure hydraulique, un état de l'art sur les méthodes de gestion des réservoirs d'écrêtement a été établi. Grâce aux méthodes de gestion supervisée, nous parvenons à coupler les techniques d'optimisation, de régulation, et de simulation ce qui nous a amené à proposer un schéma de supervision d'un système muni de réservoirs d'écrêtement. Nous nous sommes plus particulièrement intéressés au bloc gestion

supervisée dans lequel nous avons choisi d'implanter une méthode de gestion basée sur les graphes de transports.

Dans cette approche, il s'agissait d'écrêter la crue en stockant dans des réservoirs munis de portes latérales l'excédent d'eau de la rivière. La méthode de gestion basée sur les graphes de transports permet d'élaborer les consignes des portes. Lorsque le débit de la rivière le permet, l'eau contenue dans les réservoirs peut être restituée à la rivière, c'est la période dite de déstockage. Afin de réaliser cette gestion, nous avons, dans un premier temps, introduit un modèle de graphe étendu avec retard pour le stockage. Suite à la mise en évidence des limites du modèle étendu, nous avons proposé un modèle de graphe réduit couplé à une matrice de temporisation pour tenir compte des retards. Nous avons ensuite élargi le modèle pour une prise en compte conjointe du stockage et du déstockage. Ce mécanisme a permis une prise en compte simplifiée des temps de transferts dans les graphes de transport. De plus, il rend possible l'introduction de temps de transfert variables sans modification de la structure du graphe de transport. L'évaluation du flot maximal à coût minimum dans le graphe nous a permis, suivant les stratégies de gestion considérées, de consigner l'ouverture des portes des réservoirs afin d'écrêter la crue mais aussi afin de restituer cette eau stockée au moment opportun.

Finalement, nous avons appliqué, notre méthode de gestion sur un cas d'étude issu du projet de la communauté de travail des Pyrénées GECOZI, basé sur un tronçon de rivière équipé de trois réservoirs et modélisé à l'aide d'un simulateur hydraulique combinant les approches de modélisation $1D$ et $2D$. Les résultats de simulation obtenus ont montré que l'approche proposée permettait de réduire de manière significative les inondations en aval des cours d'eau tant dans le cadre de crues simples que de crues multiples.

La gestion de réseaux hydrographiques est un enjeu majeur du développement durable et de la sécurité des populations. Elle met en jeu des aspects décisionnels à court et à moyen terme pour s'adapter aux diverses fluctuations que ces systèmes subissent. Elle nécessite l'anticipation et la réactivité et requiert le développement de modèles dynamiques représentatifs de leur comportement. Bien que les résultats des travaux menés dans cette thèse soient très prometteurs, de nombreuses perspectives doivent être considérées.

Une extension de travaux avec une meilleure prise en compte des différents retards inhérents à ces systèmes, notamment en considérant les retards dus à l'actionnement

des portes mais aussi en intégrant ceux dus au transport de solides et à l'évaporation, couplés aux approches hydrauliques devrait permettre de considérer la dynamique des écoulements sur l'ensemble des axes du réseau. Ceci est indispensable pour évaluer l'exactitude de la répartition dynamique des flux véhiculés dans le réseau considéré. Il permettrait la mise en œuvre d'actions interactives lors de la gestion opérationnelle et l'estimation des degrés de satisfaction de divers besoins d'usage ou ceux de dégâts.

Dans l'optique d'une configuration optimale des zones d'écrêtement de crue, l'approche de gestion proposée pourrait être utilisée dans des études préalables afin de déterminer par simulation de différents scénarios de crues de grandes ampleurs, le nombre de zones de stockage à créer, leur taille ainsi que leur positionnement. Une meilleure prise en compte des risques dans notre modèle devrait permettre d'améliorer les stratégies de gestion.

Au-delà de ce cadre quantitatif de gestion, la démarche proposée pourrait être également utilisée sur un modèle plus complexe combinant des exigences quantitatives et qualitatives dans la gestion d'un réseau hydrographique. Il s'agirait notamment de se pencher sur les questions relevant de la qualité de l'eau dans la rivière et dans les réservoirs hors phénomène de crue. En effet, dans les cas de forte pollution, les zones de stockage pourraient être employées pour stocker les volumes importants d'eau polluée en vue de les relâcher au moment opportun de manière progressive tout en évitant le dépassement des seuils de pollution acceptables.

Références

[Ahuja et al., 1996] Ahuja, R., Batra, J., Gupta, S., and Punnen, A. (1996). Optimal expansion of capacitated transshipment networks. *European Journal of Operational Research*, 89(1) :176–184. *Cité page 65*

[Ahuja et al., 1993] Ahuja, R., Magnanti, T., and Orlin, J. (1993). *Network Flows : Theory, Algorithms, and Applications*. Prentice-Hall, Inc.Upper Saddle River, New Jersey, USA, 1 edition. *Cité page 55*

[Alejandro, 2013] Alejandro, M. (2013). Hierarchical control of large scale systems : A zone control approach. In *13th IFAC Symposium on Large Scale Complex Systems : Theory and Applications*, pages 438–443. IFAC. *Cité page 43*

[Alfieri et al., 2013] Alfieri, L., Burek, P., Dutra, E., Krzeminski, B., Muraro, D., Thielen, J., and Pappenberger, F. (2013). Glofas-global ensemble streamflow forecasting and flood early warning. *Hydrology and Earth System Sciences*, 17(3) :1161–1175. *Cité page 21*

[Amin et al., 2013a] Amin, S., Litrico, X., Sastry, S., and Bayen, A. (2013a). Cyber security of water scada systems-part (i) : Analysis and experimentation of stealthy deception attacks. *IEEE Transactions on Control Systems Technology*, 21(5) :1963–1970. *2 citations pages viii et 45*

[Amin et al., 2013b] Amin, S., Litrico, X., Sastry, S., and Bayen, A. (2013b). Cyber security of water scada systems-part (ii) : Attack detection using enhanced hydrodynamic models. *IEEE Transactions on Control Systems Technology*, 21(5) :1679–1693. *Cité page 45*

[Ancey, 2010] Ancey, C. (2010). Hydraulique à surface libre. *Cité page 10*

[Arnal Lizarraga, 2009] Arnal Lizarraga, J. (2009). La confédération hydrographique de l'ebre. `http://www.oecd.org/mena/governance/43316411.pdf`. *Cité page 90*

[Asmadi et al., 2014] Asmadi, A., El-Shafie, A., Siti Fatin, R., and Zawawi Samba, M. (2014). Reservoir optimization in water resources : a review. *Water Resources Management*, pages 3391–3405. *3 citations pages viii, 37, et 38*

[Barcelli et al., 2010] Barcelli, D.and Ocampo-Martinez, C., Puig, V., and Bemporad, A. (2010). Decentralized model predictive control of drinking water networks using an automatic subsystem decomposition approach. In *12th IFAC Symposium on Large-Scale Systems : Theory and Applications*, pages 572–577. IFAC. *Cité page 43*

[Bautista and Clemmens, 2005] Bautista, E. and Clemmens, A. J. (2005). Compensation method for routing irrigation canal demand changes. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 131(6) :494–503. *Cité page 69*

[Bedient et al., 2013] Bedient, P., Hubert, W., and Vieux, B. (2013). *Hydrology and floodplain analysis*. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 5 ème edition. *Cité page 6*

[Benoist and Champetier, 2013] Benoist, P. and Champetier, C.-F. (2013). Crues, inondations, étiages. Technical report, Observatoire de la continuité écologique et des usages de L'eau. *Cité page 15*

[Bertsekas, 1998] Bertsekas, D. (1998). *Network Optimization : Continuous And Discrete Models*. Athena Scientific, Belmont, Mass, hardcover edition. *Cité page 55*

[Boykov, 2004] Boykov, Y.and Kolmogorov, V. (2004). An experimental comparison of min-cut/max-flow algorithms for energy minimization in vision. *IEEE transactions on pattern analysis and machine intelligence*, 26 :1124–37. *Cité page 65*

[Brakenridge, 2011] Brakenridge, G. (2011). Global active archive of large flood events. *Dartmouth Flood Observatory, Univ. Colorado*. `http://floodobservatory.colorado.edu/Archives/index.html`. *2 citations pages vii et 14*

[Brdys, 2010] Brdys, M. (2010). Intelligent monitoring and control for critical infrastructure systems and application to integrated wastewater treatment systems. In *12th IFAC Symposium on Large Scale Systems : Theory and Applications*, pages 2–12. IFAC. *2 citations pages viii et 47*

[Brdys et al., 2013] Brdys, M., Huang, X., and Lei, Y. (2013). Two time-scale hierarchical control of integrated quantity and quality in drinking water distribution systems.

In *13th IFAC Symposium on Large Scale Complex Systems : Theory and Applications*, pages 117–122. IFAC. *Cité page 47*

[Breckpot et al., 2013] Breckpot, M., Agudelo, O., and De Moor, B. (2013). Flood control with model predictive control for river systems with water reservoirs. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 139(7) :532–541. *Cité page 43*

[Cai et al., 2001] Cai, X., McKinney, D., and Lasdon, L. (2001). Solving nonlinear water management models using a combined genetic algorithm and linear programming approach. *Advances in Water Resources*, 24(6) :667–676. *Cité page 40*

[Cai et al., 2003] Cai, X., McKinney, D., and Lasdon, L. (2003). Integrated hydrologic-agronomic-economic model for river basin management. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 129(1) :4–17. *Cité page 43*

[Cai et al., 2011] Cai, X., Mckinney, D., Lasdon, L., and Watkins, D. (2011). Water resources solving large nonconvex management models using generalized benders decomposition. *Operations Research*, 49(2) :235–245. *Cité page 36*

[Camacho and Bordons, 2004] Camacho, E. and Bordons, C. (2004). *Model Predictive Control*. Springer-Verlag, 2ème edition. *Cité page 42*

[Camacho et al., 2010] Camacho, E., Ramirez, D., Limon, D., Muñoz de la Peña, D., and Alamo, T. (2010). Model predictive control techniques for hybrid systems. *Annual Reviews in Control*, 34(1) :21–31. *Cité page 42*

[Camponogara et al., 2002] Camponogara, E., Jia, D., Krogh, B., and Talukdar, S. (2002). Distributed model predictive control. *IEEE Control Systems Magazine*, 22(1) :44–52. *Cité page 43*

[Cantoni et al., 2007] Cantoni, M., Weyer, E., Li, Y., Ooi, S., Mareels, I., and Ryan, M. (2007). Control of large-scale irrigation networks. *Proceedings of the IEEE*, 95(1) :75–91. *Cité page 41*

[Casteigts et al., 2011] Casteigts, A., Flocchini, P., Quattrociocchi, W., and Santoro, N. (2011). Time-varying graphs and dynamic networks. In Frey, H., Li, X., and Ruehrup, S., editors, *Ad-hoc, Mobile, and Wireless Networks*, volume 6811 of *Lecture Notes in Computer Science*, pages 346–359. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg. *Cité page 57*

[Chauviere et al., 2010] Chauviere, J.-Y., Lafitte, J.-J., Le Quentrec, M. Ravard, J.-L. Truchot, C., and Verdeaux, P. (2010). Prévision des crues et hydrométrie. Technical Report 005620-01, Conseil général de l'Environnement et du Développement durable ; Ministère de l'écologie, du développent durable et de l'énergie. www.cgedd.developpement-durable.gouv.fr. *Cité page 12*

[Chen, 1998] Chen, Y. (1998). Solving convex programming problems with equality constraints by neural networks. *Computers & Mathematics with Applications*, 36(7) :41–68. *Cité page 40*

[Cheng and Chau, 2001] Cheng, C. and Chau, K. (2001). Fuzzy iteration methodology for reservoir flood control operation. *Journal of the American Water Resources Association*, 37(5) :1381–1388. *Cité page 39*

[Chvatal, 1983] Chvatal, V. (1983). *Linear Programming*. New York, 1 edition. *Cité page 65*

[ComMondBarr, 2000] ComMondBarr (2000). Populations et grands barrages : Performance au niveau social. In *Barrages et Développement : Un nouveau cadre pour la prise de décision*, rapport final chapitre 4, pages 104–142. La Commission Mondiale des Barrages. http://www.unep.org/dams/WCD/report/WCD%20report_Barrages%20et%20D%C3%A9veloppement_Chapitre%204.pdf. *Cité page 16*

[Das et al., 2007] Das, S., Kumar, R., and Kumar, H. (2007). L'aménagement des ressources en eau pour lutter contre les crues et la sécheresse en inde. *Bulletin de l'OMM*, 56(3) :179–188. *Cité page 15*

[De Groeve and Riva, 2009] De Groeve, T. and Riva, P. (2009). Early flood detection and mapping for humanitarian response. In *Proceeding of the 6th International ISCRAM Conference*. Landgren, J. and Jul, S, Gothenburg, Sweden, may 10 - 13 edition. *Cité page 21*

[de SaintVenant, 1871] de SaintVenant, A. (1871). Théorie du mouvement non permanent des eaux, avec application aux crues des rivières et à l'introduction de marées dans leurs lits. *Comptes rendus des séances de l'Académie des Sciences.* *2 citations pages 8 et 9*

[Delling et al., 2009] Delling, D., Pajor, T., and Wagner, D. (2009). Engineering time-expanded graphs for faster timetable information. In Ahuja, R. K., Möhring, R. H.,

and Zaroliagis, C. D., editors, *Robust and Online Large-Scale Optimization*, volume 5868 of *Lecture Notes in Computer Science*, pages 182–206. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg. *Cité page 56*

[Demirel et al., 2012] Demirel, B., Briat, C., and Johansson, M. (2012). Supervisory control design for networked systems with time-varying communication delays. In *the 4th IFAC Conference on Analysis and Design of Hybrid Systems*, pages 133–140. IFAC. *2 citations pages viii et 44*

[Dey et al., 2013] Dey, T., Hirani, A., Krishnamoorthy, B., and Smith, G. (2013). Edge contractions and simplicial homology. *arXiv preprint arXiv : ...*. *Cité page 74*

[Ding et al., 2002] Ding, A., Poo, G., and Tan, S. (2002). An expanded graph model for mcrwa problem in wdm networks. In *27th Annual IEEE Conference on Local Computer Networks*, pages 557–564. IEEE Computer Society. *Cité page 57*

[Duviella, 2005] Duviella, E. (2005). *Conduite réactive des systèmes dynamiques étendus à retards variables. Cas des réseaux hydrographiques.* PhD thesis, Université de Toulouse. *4 citations pages vii, 8, 9, et 30*

[Duviella et al., 2013] Duviella, E., Rajaoarisoa, L., Blesa, J., and Chuquet, K. (2013). Adaptive and predictive control architecture of inland navigation networks in a global change context : Application to the cuinchy-fontinettes reach. In *7th IFAC Conference on Manufacturing Modelling, Management, and Control*, pages 2201–2206. IFAC. *2 citations pages 41 et 44*

[Erdlenbruch et al., 2008] Erdlenbruch, K., Gilbert, E., Grelot, F., and Lescoulier, C. (2008). Une analyse coût-bénéfice spatialisée de la protection contre des inondations. application de la méthode des dommages évités à la basse vallée de l'orb. *Ingénieries-EAT*, 53 :3–20. *Cité page 60*

[Erlebach and Hall, 2004] Erlebach, T. and Hall, A. (2004). Np-hardness of broadcast scheduling and inapproximability of single-source unsplittable min-cost flow. *Journal of Scheduling*, 7(3) :194–202. *Cité page 56*

[Evans et al., 2007] Evans, E., Wicks, J., Whitlow, C., and Ramsbottom, D. (2007). The evolution of a river modelling system. *Proceedings of The Institution of Civil Engineers-water Management*, 160(1) :3–13. *Cité page 28*

[Evans et al., 2011] Evans, R., Li, L., Mareels, I., Okello, N., Pham, M., Qiu, W., and Saleem, S. (2011). Real-time optimal control of river basin networks. In *18th IFAC World Congress*, pages 11459–11464. IFAC. *Cité page 42*

[Ewald and Brdys, 2010] Ewald, G. and Brdys, M. (2010). Model predictive controller for networked control systems. In *12th IFAC Symposium on Large Scale Systems : Theory and Applications*, pages 274–279. IFAC. *Cité page 42*

[Fathabadi and Hosseini, 2010] Fathabadi, H. and Hosseini, S. (2010). Maximum flow problem on dynamic generative network flows with time-varying bounds. *Applied Mathematical Modelling*, 34(8) :2136–2147. *Cité page 57*

[Fekete et al., 2008] Fekete, S., Hall, A., Köhler, E., and Kröller, A. (2008). The maximum energy-constrained dynamic flow problem. In Gudmundsson, J., editor, *Algorithm Theory-SWAT 2008*, volume 5124 of *Lecture Notes in Computer Science*, pages 114–126. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg. *Cité page 57*

[Figueiredo et al., 2013] Figueiredo, J., Botto, M. A., and Rijo, M. (2013). Scada system with predictive controller applied to irrigation canals. *Control Engineering Practice*, 21(6) :870–886. *Cité page 44*

[Fleischer, 1997] Fleischer, L. (1997). A faster algorithm for the quickest transshipment problem. *In Proceedings of the Ninth Annual ACM/SIAM Symposium on Discrete Algorithms*, 12 :147–156. *Cité page 56*

[Fleischer, 2001a] Fleischer, L. (2001a). Faster algorithms for the quickest transshipment problem. *SIAM journal on Optimization*, 12(1) :18–35. *Cité page 56*

[Fleischer, 2001b] Fleischer, L. (2001b). Universally maximum flow with piecewise-constant capacities. *Networks*, 38(3) :115–125. *Cité page 56*

[Fleischer and Sethuraman, 2005] Fleischer, L. and Sethuraman, J. (2005). Efficient algorithms for separated continuous linear programs : The multicommodity flow problem with holding costs and extensions. *Mathematics of Operations Research*, 30(4) :916–938. *Cité page 56*

[Fleischer and Skutella, 2003] Fleischer, L. and Skutella, M. (2003). Minimum cost flows over time without intermediate storage. In *SODA '03 Proceedings of the fourteenth annual ACM-SIAM symposium on Discrete algorithms*, pages 66–75. *Cité page 56*

[FloodPortal, sd] FloodPortal (s.d.). Floods portal. http://floods.jrc.ec.europa.eu/flood-research-at-jrc/flashfloods.html. *Cité page 21*

[Fomin et al., 2008] Fomin, F., Golovach, P., Hall, A., and Mihalák, M. (2008). How to guard a graph ? In Hong, S.-H., Nagamochi, H., and Fukunaga, T., editors, *Algorithms and Computation*, volume 5369 of *Lecture Notes in Computer Science*, pages 318–329. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg. *Cité page 57*

[Fouchier, 2010] Fouchier, C. (2010). *Développement d'une méthodologie pour la connaissance régionale des crues.* PhD thesis, Université Montpellier 2. *3 citations pages vii, 12, et 31*

[Fu, 2008] Fu, G. (2008). A fuzzy optimization method for multicriteria decision making : An application to reservoir flood control operation. *Expert Systems with Applications*, 34(1) :145–149. *Cité page 39*

[Fulkerson, 1966] Fulkerson, D. (1966). Flow networks and combinatorial operations research. *American Mathematical Monthly*, 73(2) :115–138. *2 citations pages viii et 56*

[Gaffodio et al., 2011] Gaffodio, A., Cremonini, R., Bechini, R., Campana, V., Bimbi, F., Piemonte, A., Ponzone, M., Arnaud, P., Testud, J., Moreau, E., and Organde, D. (2011). Gestion des crues par intégration des systèmes transfrontaliers de prévision et de prévention des bassins versants alpins. Technical report. *Cité page 22*

[Geobase, sd] Geobase (s.d.). Principales formes de courts d'eau en fonction de la sinuosité et de la multiplicitédes chenaux. http://www.geobase.ca/geobase/fr/data/imagery/guide/permanen/pg05.html;jsessionid=0160CC22DFB4FEFB1D41ADA3C839A1CA. *2 citations pages vii et 7*

[George, 2013] George, B.and Kim, S. (2013). Time aggregated graph : A model for spatio-temporal networks. In *Spatio-temporal Networks Modeling and Algorithms*, SpringerBriefs in Computer Science, pages 7–24. Springer New York, New York, NY. *Cité page 58*

[GESRES, sd] GESRES (s.d.). Logiciel gesres. http://www.isl.fr/fr/innovation/logiciel-gesres. *2 citations pages vii et 25*

[Gioan and Paul, 2012] Gioan, E. and Paul, C. (2012). Split decomposition and graph-labelled trees : Characterizations and fully dynamic algorithms for totally decomposable graphs. *Discrete Applied Mathematics*, 160(6) :708–733. *Cité page 75*

[Gondran and Minoux, 1995] Gondran, M. and Minoux, M. (1995). *Graphs and Algorithms*. Eyrolles, Paris, France, 3 edition. *Cité page 55*

[Goverde, 2010] Goverde, R. (2010). A delay propagation algorithm for large-scale railway traffic networks. *Transportation Research Part C : Emerging Technologies*, 18(3) :269–287. *Cité page 30*

[Großand Skutella, 2012] Groß, M. and Skutella, M. (2012). Maximum multicommodity flows over time without intermediate storage. In *20th Annual European Symposium on Algorithms*, volume 7501 of *Lecture Notes in Computer Science*, pages 539–550. Springer Berlin Heidelberg. *Cité page 56*

[Hall et al., 2007] Hall, A., Hippler, S., and Skutella, M. (2007). Multicommodity flows over time : Efficient algorithms and complexity. *Theoretical Computer Science*, 379(3) :387–404. *Cité page 56*

[Hall et al., 2003] Hall, A., Langkau, K., and Skutella, M. (2003). An fptas for quickest multicommodity flows with inflow-dependent transit times. In Arora, S., Jansen, K., Rolim, J., and Sahai, A., editors, *Approximation, Randomization, and Combinatorial Optimization.. Algorithms and Techniques*, volume 2764 of *Lecture Notes in Computer Science*, pages 71–82. Springer Berlin Heidelberg. *Cité page 56*

[Hall and Schilling, 2005] Hall, A. and Schilling, H. (2005). Flows over time : Towards a more realistic and computationally tractable model. In *Proceedings of the Seventh Workshop on Algorithm Engineering and Experiments and the Second Workshop on Analytic Algorithmics and Combinatorics*, pages 55–67, Vancouver, BC, Canada. SIAM. *Cité page 56*

[Hashemy et al., 2013] Hashemy, S., Monem, M., Maestre, J., and Van Overloop, P. (2013). Application of an in-line storage strategy to improve the operational performance of main irrigation canals using model predictive control. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 139(8) :635–644. *Cité page 41*

[Hernández De León, 2006] Hernández De León, H. (2006). *Supervision et diagnostic des procédés de production d'eau potable*. PhD thesis, l'Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse. *3 citations pages viii, 43, et 44*

[Horváth et al., 2014] Horváth, K., Duviella, E., Blesa, J., Rajaoarisoa, L., Bolea, Y., Puig, V., and Chuquet, K. (2014). Gray-box model of inland navigation channel : Ap-

plication to the cuinchy-fontinettes reach. *Journal of Intelligent Systems*, 23(2) :183–199. *2 citations pages viii et 46*

[ISIS, sd] ISIS (s.d.). Logiciel d'analyse rapide des inondations, brochure introductive. `http://www.isisuser.com/isis/documents/flyers/french/isis_fast_fr.pdf`. *2 citations pages vii et 28*

[Jean-Baptiste et al., 2011] Jean-Baptiste, N., Malaterre, P., Dorée, C., and Sau, J. (2011). Data assimilation for real-time estimation of hydraulic states and unmeasured perturbations in a $1d$ hydrodynamic model. *Mathematics and Computers in Simulation*, 81(10) :2201–2214. *Cité page 9*

[Jilg and Stursberg, 2013] Jilg, M. and Stursberg, O. (2013). Hierarchical distributed control for interconnected systems. In *13th IFAC Symposium on Large Scale Complex Systems : Theory and Applications*, pages 419–425. IFAC. *Cité page 43*

[Jonkman et al., 2004] Jonkman, S., Brinkhuis-Jak, M., and Kok, M. (2004). Cost benefit analysis and flood damage mitigation in the netherlands. *Heron*, 49(1) :95–111. *Cité page 60*

[Jordan, 2007] Jordan, F. (2007). *Modèle de prévision et de gestion des crues - Optimisation des opérations des aménagements hydroélectriques à accumulation pour la réduction des débits de crue.* PhD thesis, l'école polytechnique fédérale de Lausanne. *2 citations pages 14 et 40*

[Karamouz et al., 2003] Karamouz, M., Szidarovszky, F., and Zahraie, B. (2003). *Water Resources Systems Analysis.* Lewis Publishers, New York. *3 citations pages 6, 60, et 69*

[Karbowski et al., 2005] Karbowski, A., Malinowski, K., and Niewiadomska-Szynkiewicz, E. (2005). A hybrid analytic/rule-based approach to reservoir system management during flood. *Decision Support Systems*, 38(4) :599–610. *Cité page 43*

[Kempowski, 2004] Kempowski, T. (2004). *Surveillance des procédés à base de méthodes de classification : conception d'un outil d'aide pour la détection et le diagnostic des défaillances.* PhD thesis, l'Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse. *Cité page 44*

[Köhler et al., 2009] Köhler, E., Möhring, R., and Skutella, M. (2009). Traffic networks and flows over time. *Algorithmics of Large and Complex Networks*, 5515 :166–196. *Cité page 56*

[Köhler and Skutella, 2002] Köhler, E.and Langkau, K. and Skutella, M. (2002). Time-expanded graphs for flow-dependent transit times. In Möhring, R. and Raman, R., editors, *10th Annual European Symposium on Algorithms*, volume 2461 of *Lecture Notes in Computer Science*, pages 599–611. Springer Berlin Heidelberg. *Cité page 56*

[Kostakos, 2009] Kostakos, V. (2009). Temporal graphs. *Physica A : Statistical Mechanics and its Applications*, 388(6) :1007–1023. *Cité page 58*

[Kozák, 2010] Kozák, v. (2010). Hybrid optimal control of large-scale systems. In *12th IFAC Symposium on Large Scale Systems : Theory and Applications*, pages 377–381. *Cité page 42*

[Kracman et al., 2006] Kracman, D., McKinney, D., Watkins Jr., D., and Lasdon, L. (2006). Stochastic optimization of the highland lakes system in texas. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 132(2) :62–70. *Cité page 37*

[Kreis, 2004] Kreis, N. (2004). *Modélisation des crues des rivières de moyenne montagne pour la gestion intégrée du risque d'inondation.* Sciences de l'eau, ENGEES-Université Louis Pasteur. *Cité page 31*

[Labadie, 2004] Labadie, J. (2004). Optimal operation of multireservoir systems : State-of-the-art review. *Journal of water resources planning and management*, pages 93–111. *4 citations pages 36, 37, 38, et 40*

[Ladevèze et al., 2010] Ladevèze, D., Charbonnaud, P., and Archimède, B. (2010). Multi-objective management of multi-resource hydrographical systems. In *12th IFAC Symposium on Large Scale Systems : Theory and Applications*, pages 585–590. International Federation of Automatic Control (IFAC). *2 citations pages 50 et 62*

[Lesréshydro, sd] Lesréshydro (s.d.). Les réseaux hydrographiques. In *Livre de bords Professeurs*, chapter 5, page 138. Agence de l'eau Seine Normandie. `http://www.eau-seine-normandie.fr/index.php?id=7213`. *2 citations pages vii et 12*

[Li and Cantoni, 2008] Li, Y. and Cantoni, M. (2008). Distributed controller design for open water channels. In *Proceedings of the 17th IFAC World Congress*, pages 10033–10038, Seoul. IFAC. *2 citations pages 41 et 43*

[Liechti et al., 2013] Liechti, K., Panziera, L., Germann, U., and Zappa, M. (2013). The potential of radar-based ensemble forecasts for flash-flood early warning in the southern swiss alps. *Hydrology and Earth System Sciences*, 17(10) :3853–3869. *Cité page 21*

[Litrico and Fromion, 2006] Litrico, X. and Fromion, V. (2006). Tuning of robust distant downstream pi controllers for an irrigation canal pool : (i) theory. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 132(4) :359–368. *Cité page 41*

[Litrico and Georges, 1999] Litrico, X. and Georges, D. (1999). Robust continuous-time and discrete-time flow control of a dam-river system.(ii) controller design. *Applied Mathematical Modelling*, 23 :829–846. *Cité page 41*

[Louati et al., 2012] Louati, M., Deroo, L., and Abbas, D. (2012). Protection contre les crues de la basse vallée de l'oued mejerda. *La Houille Blanche*, (6) :17–25. *Cité page 26*

[Loucks et al., 2005] Loucks, D., van Beek, E., Stedinger, J., Dijkman, J., and Villars, M. (2005). *Water Resources Systems Planning and Management An Introduction to Methods, Models and Applications*. United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization, unesco2005 edition. *2 citations pages 31 et 60*

[Malaterre et al., 2013] Malaterre, P., Baume, J., Dorschies, D., Dejean, C., and Belaud, G. (2013). Gestion opérationnelle des transports d'eau dans les canaux et les rivières. *Sciences Eaux & Territoires*, 11 :36–43. *Cité page 31*

[Malaterre and Breton, 1998] Malaterre, P. and Breton, J. (1998). Modeling and regulation of irrigation canals : existing applications and ongoing researches. *Optimization*, pages 3850–3855. *Cité page 41*

[Mareels et al., 2005] Mareels, I., Weyer, E., Ooi, S., Cantoni, M., Li, Y., and Nair, G. (2005). Systems engineering for irrigation systems : Successes and challenges. *Annual Reviews in Control*, 29(2) :191–204. *Cité page 41*

[Marques et al., 2012] Marques, A., Lopez-ramos, L., Giannakis, G., Ramos, J., and Caamaño, A. (2012). Optimal cross-layer resource allocation in cellular networks using channel- and queue-state information. *IEEE Transactions On Vehicular Tchnology*, 61(6) :2789–2807. *Cité page 30*

[Martens and Skutella, 2006] Martens, M. and Skutella, M. (2006). Length-bounded and dynamic k-splittable flows. In Haasis, H.-D., Kopfer, H., and Schönberger, J., editors, *Operations Research Proceedings 2005*, volume 2005 of *Operations Research Proceedings*, pages 297–302. Springer Berlin Heidelberg. *Cité page 56*

[Mayne et al., 2000] Mayne, D., Rawlings, J., Rao, C., and Scokaert, P. (2000). Constrained model predictive control : Stability and optimality. *Automatica*, 36(6) :789–814. *Cité page 42*

[Melkonian, 2007] Melkonian, V. (2007). Flows in dynamic networks with aggregate arc capacities. *Information Processing Letters*, 101(1) :30–35. *Cité page 56*

[Mora et al., 2012] Mora, D., Taisch, M., Colombo, A., and Mendes, J. (2012). Service-oriented architecture approach for industrial "system of systems" : State-of-the-art for energy management. In *10th IEEE International Conference on Industrial Informatics (INDIN)*, pages 1246–1251. IEEE. *Cité page 44*

[Morales-Hernandez et al., 2013] Morales-Hernandez, M., García-Navarro, P., Burguete, J., and Brufau, P. (2013). A conservative strategy to couple 1d and 2d models for shallow water flow simulation. *computers & Fluids*, 81 :26–44. *2 citations pages 11 et 91*

[Morales-Hernandez et al., 2012] Morales-Hernandez, M., García-Navarro, P., and Murillo, J. (2012). A large time step $1d$ upwind explicit scheme ($cfl > 1$) : Application to shallow water equations. *Journal of Computational Physics*, 231(19) :6532–6557. *Cité page 9*

[Morel, 2005] Morel, G. (2005). Osiris-inondation : un outil issu de la recherche européenne pour planifier la gestion de crise au niveau local. *Systèmes d'information géographique et gestions des risques, pages*, pages 62–66. *2 citations pages vii et 27*

[Morel et al., 2009] Morel, G., Hissel, F., Aunay, S., and Démotier, S. (2009). Osiris-multirisques : une méthode et un outil d'aide à la décision pour les communes soumises aux risques majeurs. *Cybergeo : European Journal of Geography*. `http://cybergeo.revues.org/22447`. *Cité page 27*

[Nagesh Kumar et al., 2009] Nagesh Kumar, D., Baliarsingh, F., and Srinivasa Raju, K. (2009). Optimal reservoir operation for flood control using folded dynamic programming. *Water Resources Management*, 24(6) :1045–1064. *Cité page 36*

[Needham et al., 2000] Needham, J., Watkins Jr., D., Lund, J., and Nanda, S. (2000). Linear programming for flood control in the iowa and des moines rivers. *Journal Of Water Resources Planning And Management*, 126(3) :118–127. *2 citations pages 36 et 37*

[Negenborn et al., 2009] Negenborn, R., Van Overloop, P., Keviczky, T., and De Schutter, B. (2009). Distributed model predictive control of irrigation canals. *Networks and Heterogeneous Media*, 4(2) :359–380. *Cité page 41*

[Nicklow et al., 2010] Nicklow, J., Reed, P., Savic, D., Dessalegne, T., Harrell, L., Chan-Hilton, A., Karamouz, M., Minsker, B., Ostfeld, A., Singh, A., and Zechman, E. (2010). State of the art for genetic algorithms and beyond in water resources planning and management. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 136(4) :412–432. *Cité page 40*

[Nicosia et al., 2012] Nicosia, V., Tang, J., Musolesi, M., Russo, G., Mascolo, C., and Latora, V. (2012). Components in time-varying graphs. *Chaos : An Interdisciplinary Journal of Nonlinear Science*, 22(2) :023101. *Cité page 57*

[Nikolaou, 2001] Nikolaou, M. (2001). Model predictive controllers : A critical synthesis of theory and industrial needs. *Advances in Chemical Engineering*, 26 :131–204. *Cité page 42*

[OCDE, 2014] OCDE (2014). Étude de l'ocde sur la gestion des risques d'inondation : la seine en Île-de-france 2014. `http://www.oecd-ilibrary.org/governance/etude-de-l-ocde-sur-la-gestion-des-risques-.d-inondation-la-seine-en-ile-de-france-2014_9789264207929-fr`. *2 citations pages 22 et 23*

[Owusu et al., 2013] Owusu, P., Odai, S., Annor, F., and Adjei, K. (2013). Reservoir storage for managing floods in urban areas : a case study of dzorwulu basin in accra. *Hydrological Processes*, 27(11) :1615–1625. *Cité page 43*

[Paik et al., 1998] Paik, D., Reddy, S., and Sahni, S. (1998). Vertex splitting in dags and applications to partial scan designs and lossy circuits. *International Journal of Foundations of Computer Science*, 9(4) :377–398. *Cité page 75*

[PAPI, 2011] PAPI (2011). Programmes d'action de prévention des inondations (papi), de la stratégie aux programmes d'action, cahier des charges. Technical

report, Ministère de l'Écologie, du Développement durable, des Transports et du Logement. http://www.developpement-durable.gouv.fr/IMG/pdf/110215_PAPI_vdef.pdf. *Cité page 24*

[PAPI, 2015] PAPI (2011-2015). Programmes d'action de prévention des inondations (papi) : De la stratégie aux programmes d'action. Technical report, Ministère de l'écologie, du développent durable des transports et du logement. http://www.developpement-durable.gouv.fr/Les-programmes-d-actions-de,24021.html. *Cité page 23*

[Pengel et al., 2013] Pengel, B., Shirshov, G., Krzhizhanovskaya, V., Melnikova, N., Koelewijn, A., Pyayt, A., and Mokhov, I. (2013). Flood early warning system : Sensors and internet. iahs red book n 357. In Chavoshian, A. and Takeuchi, K., editors, *Floods : From Risk to Opportunity*, pages 445–453. *Cité page 21*

[Petry, 2002] Petry, B. (2002). *Keynote lecture : Coping with floods : complementarity of structural and non-structural measures.* Science Press, New York. *3 citations pages xi, 31, et 33*

[Peyron et al., 2007] Peyron, N., Bahl, M., Martin, A., and Alfonsi, F. (2007). Espada : Un outil innovant pour la gestion en temps réel des crues urbaines. *Conférence NOVATECH 2007.* *2 citations pages viii et 29*

[Pfitscher et al., 2012] Pfitscher, L., Bernardon, D., Kopp, L., Heckler, M., Behrens, J., Montani, P., and Thome, B. (2012). Automatic control of irrigation systems aiming at high energy efficiency in rice crops. In *8th International Caribbean Conference on Devices, Circuits and Systems (ICCDCS)*, pages 1–4. IEEE. *Cité page 44*

[Prasad and Vedula, 2002] Prasad, R. and Vedula, S. (2002). *Research Perspectives in Hydraulics and Water Resources Engineering.* World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd. *Cité page 9*

[Prastacos et al., 2004] Prastacos, P., Castaings, W., Courtois, N., Hluchy, L., Houdry, P., and Tran, V. (2004). Anfas : A decision support system for flood risk assessment. *Prastacos, P., U. Cortes, J.L.D de Leon and M. Murillo.* *3 citations pages vii, 26, et 27*

[Puerto et al., 2013] Puerto, P., Domingo, R., Torres, R., Pérez-Pastor, A., and García-Riquelme, M. (2013). Remote management of deficit irrigation in almond trees based

on maximum daily trunk shrinkage. water relations and yield. *Agricultural Water Management*, 126 :33–45. *Cité page 44*

[Qin and Badgwell, 2003] Qin, S. and Badgwell, T. (2003). A survey of industrial model predictive control technology. *Control Engineering Practice*, 11(7) :733–764. *Cité page 42*

[Raimondo et al., 2007] Raimondo, D., Magni, L., and Scattolini, R. (2007). Decentralized mpc of nonlinear systems : An input-to-state stability approach. *International Journal of Robust and Nonlinear Control*, 17 :1651–1667. *Cité page 43*

[Rani and Moreira, 2009] Rani, D. and Moreira, M. (2009). Simulation-optimization modeling : A survey and potential application in reservoir systems operation. *Water Resources Management*, 24(6) :1107–1138. *Cité page 40*

[Ratnayake and Harboe, 2007] Ratnayake, U. and Harboe, R. (2007). Deterministic and stochastic optimization of a reservoir system. *International Water Resources Association*, 32(1) :155–162. *Cité page 38*

[Rawlings and Stewart, 2008] Rawlings, J. and Stewart, B. (2008). Coordinating multiple optimization-based controllers : New opportunities and challenges. *Journal of Process Control*, 18(9) :839–845. *Cité page 43*

[Raymond et al., 2006] Raymond, M., Peyron, N., and Martin, A. (2006). Espada, a unique flood management tool : first feedback from the september 2005 flood in nîmes. In *7th International Conference on Hydroinformatics, HIC*. *Cité page 29*

[RecBasEcr, sd] RecBasEcr (s.d.). Document d'information sur la reconstruction des bassins d'écrêtement des crues de la savoureuse et de la rosemontoise. Technical report, Conseil général du Territoire de Belfort Direction de l'environnement. `http://www.cg90.fr/sites/default/files/atoms/files/infos_bassins_2012_web.pdf`. *2 citations pages vii et 16*

[Ren, 2006] Ren, W. (2006). Cooperative control design strategies with local interactions. In *2006 IEEE International Conference on Networking, Sensing and Control*, pages 451–456. IEEE. *Cité page 43*

[Reprorecalibchenal, sd] Reprorecalibchenal (s.d.). Reprofilage, recalibrage et chenalisation d'un cours d'eau. `http://www.riviere-aubance.fr/Un-milieu-naturel-transforme_a21.html`. *2 citations pages vii et 20*

[Romera et al., 2013] Romera, J., Ocampo-Martinez, C., Puig, V., and Quevedo, J. (2013). Flooding management using hybrid model predictive control : application to the spanish ebro river. *Journal of Hydroinformatics*, 15(2) :366–380. *2 citations pages 43 et 69*

[Sanders et al., 2006] Sanders, B., Pau, J., and Jaffe, D. (2006). Passive and active control of diversions to an off-line reservoir for flood stage reduction. *Advances in Water Resources*, 29(6) :861–871. *Cité page 43*

[Scattolini, 2009] Scattolini, R. (2009). Architectures for distributed and hierarchical model predictive control- a review. *Journal of Process Control*, 19(5) :723–731. *Cité page 43*

[Schemdirprev, 2012] Schemdirprev (2012). Schéma directeur de prévision des crues du bassin rhône-méditerranée. Technical report, Service Prévention des Risques. Direction régionale de l'environnement, de l'aménagement et du logement, Rhône-Alpes. *2 citations pages 22 et 23*

[Schuurmans, 1997] Schuurmans, J. (1997). *Control of Water Levels in Open-Channels*. PhD thesis, faculty of Civil Engineering. *3 citations pages vii, 10, et 41*

[Shiklomanov, 2000] Shiklomanov, I. (2000). Appraisal and assessment of world water resources. *Water international*, pages 37–41. *Cité page 12*

[Shim et al., 2002] Shim, K.-C., Fontane, D., and Labadie, J. (2002). Spatial decision support system for integrated river basin flood control. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 128(3) :190–201. *2 citations pages 40 et 42*

[Silver and de Weck, 2007] Silver, M. and de Weck, O. (2007). Time-expanded decision networks : A framework for designing evolvable complex systems. *Systems Engineering*, 10(2) :167–188. *Cité page 57*

[Stam and Aronson, 1998] Stam, A.and Salewicz, K. and Aronson, J. (1998). An interactive reservoir management system for lake kariba. *European Journal of Operational Research*, 107(1) :119–136. *Cité page 43*

[Stewart et al., 2010a] Stewart, B., Rawlings, J., and Wright, S. (2010a). Hierarchical cooperative distributed model predictive control. In *Proceedings of the 2010 American Control Conference*, pages 3963–3968. IEEE. *Cité page 43*

[Stewart et al., 2010b] Stewart, B., Venkat, A., Rawlings, J., Wright, S., and Pannocchia, G. (2010b). Cooperative distributed model predictive control. *Systems & Control Letters*, 59(8) :460–469. *Cité page 43*

[systalerinond, 2014] systalerinond (2014). Des systèmes d'alerte aux inondations plus rapides et plus précis grâce à la recherche européenne. Technical report, Communiqué de presse de la Commission Européenne du 28 août. `http://europa.eu/rapid/press-release_IP-14-950_fr.htm`. *Cité page 21*

[Thual, 2010] Thual, O. (2010). *Hydrodynamique de l'environnement*. Éditions de l'École Polytechnique, juin2010 edition. *Cité page 10*

[Trave-Massuyès et al., 1997] Trave-Massuyès, L., Dague, P., and Guerrin, F. (1997). *Le Raisonnement Qualitatif Pour Les Sciences de L'ingénieur (Coll. Diagnostic et Maintenance)*. Hermès. *Cité page 44*

[Tu et al., 2003] Tu, M.-Y., Hsu, N.-S., Yeh, W.-G., and Hon, M. (2003). Optimization of reservoir management and operation with hedging rules. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 129(2) :86–97. *Cité page 36*

[UNESCO-OMM, 1992] UNESCO-OMM (1992). *Glossaire international d'hydrologie, en quatre langues (Anglais, Espagnol, Français, Russe)*. UNESCO-OMM, Paris/Genève. `http://webworld.unesco.org/water/ihp/db/glossary/glu/aglu.htm`. *4 citations pages vii, 15, 17, et 19*

[Wang et al., 2011] Wang, X., Zhao, R., and Hao, Y. (2011). Flood control operations based on the theory of variable fuzzy sets. *Water Resources Management*, 25(3) :777–792. *Cité page 39*

[Wei and Hsu, 2008] Wei, C.-C. and Hsu, N.-S. (2008). Multi reservoir real-time operations for flood control using balanced water level index method. *Journal of Environmental Management*, 88(4) :1624–1639. *Cité page 43*

[Westphal et al., 2003] Westphal, K., Vogel, R., Kirshen, P., and Chapra, S. (2003). Decision support system for adaptive water supply management. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 129(3) :165–177. *Cité page 36*

[Weyer, 2008] Weyer, E. (2008). Control of irrigation channels. *IEEE Transactions On Control Systems Technology*, 16(4) :664–675. *Cité page 41*

[Wolle and Bodlaender, 2004] Wolle, T. and Bodlaender, H. (2004). A note on edge contraction. *Technical Report UU-CS-2004-028 Department of Information and Computing Sciences, Utrecht University.* *Cité page 74*

[Xevi and Khan, 2005] Xevi, E. and Khan, S. (2005). A multi-objective optimisation approach to water management. *Journal of environmental management*, 77(4) :269–77. *Cité page 38*

[Yitian and Gu, 2003] Yitian, L. and Gu, R. (2003). Modeling flow and sediment transport in a river system using an artificial neural network. *Environmental management*, 31(1) :122–34. *Cité page 40*

Résumé De part et d'autre de la Terre, on observe de plus en plus de phénomènes naturels dévastateurs, parmi lesquels les inondations constituent l'une des catastrophes les plus fréquentes. Ces dernières décennies d'importantes inondations ont été induites par les crues de rivières. Ces crues, dues à des pluies excessives ou aux eaux de ruissellement, causent sans cesse des pertes de vies humaines et des dégâts matériels importants. Pour remédier à ces problèmes, les réseaux hydrographiques sont de plus en plus équipés de moyens de détection de crues. Un facteur essentiel à la gestion de tels phénomènes est la réactivité. En effet, les gestionnaires des réseaux hydrographiques, dans ce genre de situation, doivent prendre rapidement des décisions importantes dans un contexte incertain, car la plupart de ces crues sont le fruit de phénomènes climatiques brusques, dont l'ampleur est difficile à évaluer avec précision. Nous proposons, dans ce mémoire, une méthode de gestion des crues dans des réseaux hydrographiques équipés de zones inondables contrôlées par des portes gravitationnelles. Dans un premier temps, nous avons modélisé notre méthode de gestion à l'aide d'un réseau de transport statique. Dans un second temps, nous l'avons enrichi en utilisant les réseaux de transport à retards dans le but de prendre en compte les temps de déplacement de la ressource gérée. Afin de pallier le problème de la taille importante des réseaux de transport à retards, nous avons élaboré un mécanisme de substitution combinant un réseau de transport statique réduit et une matrice de temporisation. De plus, ce mécanisme autorise la prise en compte des temps de transfert variables dépendant des débits, sans modification ni du réseau de transport, ni de la structure de la matrice de temporisation. Ce mécanisme permet donc une gestion simplifiée des temps de transferts, variables ou non. Avec ce mécanisme, l'évaluation du flot maximal à cout minimum, nous a permis, suivant les stratégies de gestion considérées, de consigner l'ouverture des portes des zones inondables afin d'écrêter la crue mais aussi afin de restituer cette eau stockée au moment opportun. Finalement, afin d'évaluer les apports de cette gestion, la méthode a été appliquée sur un cas d'étude basée sur un tronçon de rivière équipé de trois zones inondables et modélisé à l'aide de simulateurs hydrauliques combinant les approches de modélisation 1D et 2D. Les résultats de simulation obtenus ont montré que l'approche proposée permettait de réduire de manière significative les inondations en aval des cours d'eau.

Mots-Clés : gestion de crue, réseaux de transport, écrêtement de crue, contrôle supervisé

Abstract On either side of the Earth, we observe more and more devastating natural phenomena. Among these phenomena, floods are one of the most frequent and devastating natural disasters. During these last decades extensive flooding were caused by the flood of rivers. These floods due to excessive rainfall or runoff induce invariably the loss of human lives and material damages. To overcome these problems, water systems are increasingly equipped with means for detecting floods. A key factor in the management of such phenomena is responsiveness. Indeed, managers of river systems, faced to this kind of situation should quickly take important decisions in an uncertain context, as most of these floods are induced by abrupt climate events, whose magnitude is difficult to assess accuracy. We propose in this dissertation, a method of flood management in river systems equipped with flood zones controlled by gravitational gates. At first, we modeled our management method using a static transportation network. In a second step, we enriched it by using transportation networks with delays in order to take into account the travel time of the managed resource. The main difficulty of transportation networks with delays is their oversize. To overcome this problem, we developed an alternative mechanism combining a static reduced transportation network with a temporization matrix. Furthermore, this mechanism allows the consideration of variable time transfer depending on flows, without modification either on the transportation network, or on the structure of the temporization matrix. This mechanism allows simplified management of the transfer times, variable or not. With this mechanism, the evaluation of the minimum cost maximum flow allowed us, according to the management strategies considered, to compute the gate opening for floodplains in order to mitigate the flood but also to restore the water stored at the relevant time. Finally, to evaluate the contributions of this management, the method was applied to a case study based on a section of river equipped with three flood control reservoirs areas modeled using hydraulic simulators combining 1D and 2D models. The simulation results showed that the proposed approach allowed reducing significantly the floods downstream watercourses.

Key-words: flood management, network flows, flood control, supervised control