

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 :

Hydrologie, Hydrochimie, Sols, Environnement

Présentée et soutenue par :

M. JOHAN HABERT

le mercredi 6 janvier 2016

Titre :

PREVISIONS DES CRUES EN TEMPS REEL SUR LE BASSIN DE LA MARNE : ASSIMILATION IN SITU POUR LA CORRECTION DU MODELE HYDRAULIQUE MONO-DIMENSIONNEL MASCARET

Ecole doctorale :

Sciences de l'Univers de l'Environnement et de l'Espace (SDUEE)

Unité de recherche :

Centre Européen de Recherche et Formation Avancées en Calcul Scientifique (CERFACS)

Directeur(s) de Thèse :

M. OLIVIER THUAL

MME SOPHIE RICCI

Rapporteurs :

M. JEAN-MICHEL TANGUY, MINISTERE DE L'ECOLOGIE

Mme FLORENCE HABETS, UNIVERSITE PIERRE ET MARIE CURIE

M. PIERRE-OLIVIER MALATERRE, IRSTEA

Membre(s) du jury :

Mme NICOLE GOUTAL, EDF CHATOU, Président

M. ANTOINE HERMAN, CEREMA, Membre

M. BRUNO JANET, MINISTERE DE L'ECOLOGIE, Membre

Mme SOPHIE RICCI, CERFACS, Membre

M. OLIVIER THUAL, INP TOULOUSE, Membre

Résumé

La prévision des crues et des inondations reste aujourd'hui un défi pour anticiper et assurer la sécurité des biens et des personnes. En France, le SCHAPI, qui dépend du MEDDE, assure ce rôle. Les niveaux et les débits d'un cours d'eau dépendent étroitement des interactions à différentes échelles entre les précipitations, les caractéristiques géométriques du cours d'eau et les propriétés topographiques, géologiques et pédologiques du bassin versant. Les modèles hydrauliques, utilisés dans le cadre de la prévision des crues, sont entachés d'incertitudes qu'il est nécessaire de quantifier et de corriger afin de mieux anticiper l'évolution hydrodynamique du cours d'eau en temps réel. L'objectif de ces travaux de thèse est d'améliorer les prévisions de hauteurs d'eau et de débits, sur le bassin de la Marne, issues des modèles hydrauliques utilisés dans le cadre opérationnel de la prévision des crues à partir de méthodes d'assimilation de données. Ces prévisions reposent sur une modélisation mono-dimensionnelle (1D) de l'hydrodynamique du cours d'eau à partir du code hydraulique 1D Mascaret basé sur la résolution des équations de Saint-Venant, enrichie par une méthode d'assimilation de données *in situ* utilisant un Filtre de Kalman Étendu (EKF).

Ce mémoire de thèse s'articule en cinq chapitres, trois dédiés à la recherche et les deux derniers à l'application opérationnelle. Le chapitre 1 présente les données et les outils utilisés pour caractériser le risque inondation dans le cadre de la prévision des crues, ainsi que les modèles hydrauliques Marne Amont Global (MAG) et Marne Moyenne (MM), sujets d'application des méthodes d'assimilation de données développées dans cette étude. Le chapitre 2 est dédié à la méthodologie : il traite des différentes sources d'incertitudes liées à la modélisation hydraulique et présente les approches d'assimilation de données de type EKF appliquées dans cette étude à travers la maquette DAMP pour les réduire. Dans le chapitre 3, cette approche est appliquée aux modèles MAG et MM en mode réanalyse pour un ensemble de crues ayant touché le bassin de la Marne par le passé. Deux publications ont été insérées dans ce chapitre "étude". Dans le chapitre 4, les corrections appliquées dans le chapitre 3, sont validées à partir du rejeu de la crue de 1983 en condition opérationnelle avec le modèle MM. La quantification des incertitudes de prévision et la réalisation de cartes de zones inondées potentielles y sont aussi abordées. L'application de ces méthodes d'assimilation de données pour les modèles MAG et MM en opérationnel au SCHAPI au niveau national et au SPC SAMA au niveau local est présentée dans le chapitre 5.

Cette thèse s'inscrit dans un contexte collaboratif où chacun apporte son expertise : la modélisation hydraulique pour le LNHE, les méthodes numériques pour le CERFACS et la prévision opérationnelle pour le SCHAPI. L'ensemble de ces travaux de thèse a permis de démontrer les bénéfices et la complémentarité de l'estimation des paramètres et de l'état hydraulique par assimilation de données sur les hauteurs d'eau et les débits prévus par un modèle hydraulique 1D, ce qui constitue un enjeu d'importance pour l'anticipation du risque hydrologique. Ces méthodes ont été intégrées dans la chaîne opérationnelle de prévision du SCHAPI et du SPC SAMA.

Abstract

Flood forecasting remains a challenge to anticipate and insure security of people. In France, the SCHAPI, which depends on the MEDDE, takes this function. Water levels and discharges are highly dependent on interactions at different scales between rainfall, geometric characteristics of rivers and topographic, geological and soil properties of the watershed. Hydraulic models, used in the context of flood forecasting, are tainted by uncertainties which require to be quantified and corrected in order to better anticipate flow evolution in real time. The work carried out for this PhD thesis aims to improve water level and discharge forecasts on the Marne watershed, from hydraulic models used in the operational framework of flood forecasting using data assimilation methods. These forecasts come from a mono-dimensional (1D) hydraulic model Mascaret based on the resolution of Saint-Venant equations, improved by data assimilation methods using an Extended Kalman Filter (EKF).

This thesis consists of five chapters, three dedicated to research and the two last to the operational application. The first presents data, tools and methods used to characterize the flood risk in the context of flood forecasting, as well as the Marne Amont Global (MAG) and Marne Moyenne (MM) models, subjects of application of data assimilation methods developed in this study. The second chapter covers hydraulic model uncertainties and data assimilation methodology (Kalman filter) applied in this thesis through DAMP in order to reduce them. In the third chapter, this approach is applied to the MAG and MM models for different flood events. In the fourth chapter, the April 1983 flood event allows to validate the corrections applied in the previous chapter for the MM model in an operational context. The uncertainties evaluations and the mapping of potential flooded zones are also reported. The real-time application of these data assimilation methods for MAG and MM models by SCHAPI and SPC SAMA is presented in the fifth chapter.

This thesis takes place in a collaborative work where each member brings his own expertise : the hydraulic modeling for LNHE, the numeric methods for the CERFACS and operational forecasting for the SCHAPI. This thesis shows the benefits and complementarity of the evaluation of parameters and hydraulic state using data assimilation on water levels and discharges forecasted by a 1D hydraulic model, which is an important issue for the anticipation of hydrologic risk. These methods have already been integrated to the operational chain of flood forecasting of the SCHAPI and the SPC SAMA.

Sommaire

Introduction **1**

1 Le risque inondation et la prévision des crues **7**
1.1 Le risque inondation . . . 8
1.1.1 Un risque naturel majeur . . . 8
1.1.2 Définitions et typologie des inondations . . . 8
1.2 Observer pour mieux prévoir . . . 11
1.2.1 Les observations et prévisions pluviométriques . . . 11
1.2.2 Les observations hydrométriques . . . 13
1.2.3 Les données maritimes . . . 16
1.2.4 Les données topographiques et bathymétriques . . . 18
1.3 Les modèles de prévision des crues . . . 20
1.3.1 Les modèles hydrologiques . . . 21
1.3.2 Les modèles hydrauliques . . . 26
1.4 La prévision opérationnelle des crues en France et ailleurs . . . 28
1.4.1 Vue d'ensemble des centres opérationnels à l'échelle européenne . . . 28
1.4.2 Rappel historique et législatif de la prévision des crues en France . . . 29
1.4.3 Le réseau Vigicrues . . . 30
1.4.4 Le site internet Vigicrues et la carte de vigilance météorologique . . . 31
1.5 Limiter et anticiper les crues sur le bassin de la Seine . . . 34
1.5.1 L'EPTB Seine Grands Lacs . . . 36
1.5.2 Le territoire de compétence du SPC SAMA . . . 37
1.5.3 Le modèle Marne Amont Global . . . 41
1.5.4 Le modèle Marne Moyenne . . . 49

2 Contexte et implémentation de l'assimilation de données **55**
2.1 Le code d'hydraulique 1D Mascaret . . . 56
2.1.1 Forme non-conservative des équations de Saint-Venant . . . 56
2.1.2 Données nécessaires à un calcul . . . 57
2.2 Les incertitudes liées aux observations et à la modélisation . . . 61
2.2.1 Incertitudes et erreurs . . . 61
2.2.2 Les incertitudes liées aux observations . . . 61
2.2.3 Les incertitudes liées à la modélisation hydraulique . . . 62

2.3 L'assimilation de données . . . 63
2.3.1 État de l'art de l'assimilation de données appliquée à l'hydraulique fluviale . . . 64
2.3.2 Formalisme de l'assimilation de données de type filtrage . . . 66
2.3.3 La méthode d'assimilation BLUE . . . 67
2.3.4 Le filtre de Kalman . . . 67
2.3.5 Le coupleur OpenPALM . . . 68
2.4 Implémentation de la maquette d'assimilation de données DAMP . . . 71
2.4.1 Correction des forçages amont . . . 71
2.4.2 Correction des coefficients de Strickler . . . 73
2.4.3 Correction de la ligne d'eau . . . 74
2.4.4 Cyclage de l'analyse . . . 75

3 Application de la correction des apports intermédiaires et des K_s par assimilation de données 79
3.1 Estimation des apports intermédiaires par assimilation de données pour le modèle Marne Amont Global (MAG) . . . 80
3.1.1 Introduction . . . 80
3.1.2 Article publié dans le cadre de la conférence SimHydro 2012 . . . 81
3.1.3 Conclusion . . . 93
3.2 Application d'un K_s local contrôlé par assimilation de données pour le modèle Marne Amont Global (MAG) . . . 94
3.2.1 Introduction . . . 94
3.2.2 Article publié dans la revue Journal of Hydrology . . . 94
3.2.3 Conclusion . . . 108
3.3 Correction de la dynamique du modèle par assimilation de données pour le modèle Marne Moyenne (MM) . . . 109
3.3.1 Impact d'une modification des K_s de longues distances . . . 110
3.3.2 Correction des K_s sur de longues distances par assimilation de données . . . 118

4 Développements et validation pré-opérationnelle : application au modèle Marne Moyenne pour la crue d'avril 1983 127
4.1 Quantification des incertitudes de prévision . . . 128
4.1.1 Méthode d'analyse des erreurs constatées *a posteriori* . . . 128
4.1.2 Exploitation de la matrice **A** des erreurs d'analyse . . . 132
4.2 De la prévision des crues à la prévision des inondations . . . 133
4.2.1 La prévision des inondations . . . 133
4.2.2 Création d'une carte de zone inondée potentielle avec QGIS et CartoZI . . . 134
4.3 Validation des travaux à partir de la crue d'avril 1983 avec le modèle MM 137
4.3.1 Présentation du scénario . . . 137
4.3.2 Enchaînement de la correction des forçages amont, des Ks et de l'état hydraulique par assimilation de données . . . 138

4.3.3 Résultats . . . 141
4.3.4 Quantification des incertitudes . . . 143
4.3.5 Prévision des inondations . . . 145

5 Application opérationnelle **153**
5.1 Au SPC SAMA . . . 154
5.1.1 La maquette DAMP et l'outil opérationnel TOAD . . . 154
5.1.2 Le modèle Marne Amont Global avec assimilation de données . . . 156
5.1.3 Le modèle Marne Moyenne avec assimilation de données . . . 159
5.1.4 L'enchaînement GRP - Mascaret . . . 161
5.2 Au SCHAPI avec la Plate-forme Opérationnelle de Modélisation (POM) . 165
5.3 Perspectives d'évolution . . . 168
5.3.1 De la maquette DAMP . . . 168
5.3.2 De la prévision des crues au SCHAPI . . . 168
5.3.3 De la prévision des crues au SPC SAMA . . . 169

Conclusion **171**

Table des figures **175**

Liste des tableaux **181**

Annexe 1 **183**

Annexe 2 **187**

Annexe 3 **195**

Annexe 4 **201**

Glossaire **207**

Liste des acronymes **209**

Bibliographie **213**

Introduction

Le risque inondation est un des plus importants risques naturels en termes de pertes humaines, environnementales et économiques. En 2011, les inondations ont représenté une catastrophe naturelle sur deux et ont été responsables de 20,4% des décès liés aux catastrophes naturelles dans le monde (Guha-Sapir et al., 2012). Entre 1998 et 2008, plus d'une centaine de grandes inondations ont eu lieu en Europe, engendrant la mort de 700 personnes et le déplacement de plus d'un demi-million d'individus. Il est probable que leurs nombres et leurs dégâts s'intensifient avec le changement climatique au cours des prochaines années. Les inondations majeures dans les Balkans au printemps 2014 ont été qualifiées d'historiques : les plus importantes précipitations depuis que les mesures météorologiques existent (120 ans) ont été enregistrées. Elles ont entraîné le décès de 59 personnes et l'évacuation de plus de 100 000 personnes en Bosnie-Herzégovine. Les inondations ont aussi un coût économique : au Royaume-Uni, la crue de l'été 2007 a causé des pertes estimées à plus de 4 milliards de livres sterling. Le bilan de la crue du Var dans le Sud-Est de la France en 2010 est de 25 victimes. Elle a aussi occasionné des dégâts estimés à plus de 700 millions d'euros (MEDDE, 2011). En 2009, la part de la population française exposée au risque d'inondation est estimée à 11%. Une commune sur deux y est exposée. Il s'agit du risque naturel prépondérant en France métropolitaine [1].

Face à ce constat, ont été créés en France en 2006, le Service Central d'Hydrométéorologie et d'Appui à la Prévision des Inondations (SCHAPI) et les Services de Prévisions des Crues (SPC) qui en partenariat avec Météo-France ont pour mission de prévoir et d'anticiper l'ampleur des inondations. Le SCHAPI, en collaboration avec les 22 SPC, produit deux fois par jour une carte de vigilance destinée aux services de la Sécurité Civile et au grand public sur le site internet Vigicrues [2]. Á chaque cours d'eau inclus dans le dispositif Vigicrues, est affectée une couleur proposée par les SPC et validée par le SCHAPI : vert, jaune, orange et rouge, en fonction du niveau de vigilance adapté pour faire face au danger susceptible de se produire dans les 24 heures à venir. Le choix de la couleur de vigilance est déterminé en croisant les observations, les prévisions des modèles hydrologiques, hydrauliques et météorologiques et l'expertise des prévisionnistes de crue.

Les niveaux et les débits d'un cours d'eau dépendent étroitement des interactions à différentes échelles entre les précipitations, les caractéristiques géométriques du

1. www.statistiques.developpement-durable.gouv.fr
2. www.vigicrues.gouv.fr

cours d'eau et les propriétés topographiques, géologiques et pédologiques du bassin versant. Deux familles de modèles sont utilisées pour la prévision des crues : les modèles hydrologiques qui permettent en tête de bassin de prévoir les débits à un exutoire en fonction des précipitations observées et prévues d'une part, et les modèles hydrauliques qui simulent la propagation d'une onde de crue en aval de stations hydrométriques d'autre part. Dans cette thèse, on se concentrera sur l'amélioration des prévisions des modèles hydrauliques. La validité des prévisions issues des modèles hydrauliques de prévision des crues dépend de la qualité des données d'entrée du modèle (les données topographiques et bathymétriques, les forçages amont). Elle dépend aussi de la façon dont ont été pris en compte, entre autres, les débits des cours d'eau non-instrumentés et les paramètres de frottement retenus. Les apports intermédiaires et les valeurs des paramètres de frottement sont bien souvent ajustés afin d'obtenir des paramètres minimisant les écarts entre les valeurs simulées par le modèle et celles observées pour plusieurs épisodes de crue. On nomme cette étape la phase de calage. Le modèle est ensuite validé en simulant d'autres épisodes.

La qualité des prévisions du modèle hydraulique est facteur de la combinaison des incertitudes propres aux données d'entrée du modèle et de celles engendrées par la phase de calage. Les incertitudes en entrée des modèles se traduisent en incertitudes sur les variables d'intérêt en sortie des modèles. Elles limitent les capacités descriptives et prédictives de ces derniers. Afin de délivrer une information plus complète aux gestionnaires de crises et au grand public, il convient de quantifier et si possible, de réduire ces incertitudes. L'identification, la quantification et la réduction de ces incertitudes est actuellement une préoccupation centrale pour la communauté de la prévision des crues. Ces incertitudes peuvent être estimées à partir d'une étude de sensibilité, en mesurant l'impact sur les valeurs simulées résultant d'une perturbation d'un paramètre ou d'une donnée d'entrée incertaine du modèle hydraulique. Les approches de type Monte-Carlo ou utilisant les polynômes du chaos permettent de réaliser ce type d'étude.

Cette thèse s'inscrit dans un contexte collaboratif entre le CERFACS (Centre Européen de Recherche et de Formation Avancée en Calcul Scientifique, SUC URA 1875), le SCHAPI, EDF R&D (Électricité de France Réseau et Distribution) et le CEREMA (Centre d'Études et d'Expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement, ex-CETMEF) encadré par une convention. Développé depuis plus de 20 ans au LNHE (Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement - EDF R&D) et au CEREMA, le logiciel Mascaret est un code de modélisation hydraulique monodimensionnelle (1D) à surface libre, basé sur la résolution des équations de Saint-Venant. Il est utilisé dans le réseau Vigicrues (qui regroupe, entre autres, le SCHAPI et les SPC) depuis une dizaine d'années pour effectuer des prévisions de hauteurs d'eau et de débits en opérationnel sur différents cours d'eau surveillés que l'on qualifiera de réglementaires.

L'application de l'assimilation de données à la modélisation hydraulique offre un cadre pratique pour réduire les erreurs sur les valeurs simulées par le modèle liées aux différentes sources d'incertitudes. Les méthodes d'assimilation de données ont été développées à l'origine dans le cadre de la météorologie puis ont été appliquées à d'autres domaines comme l'océanographie. Elles sont également appliquées depuis une vingtaine

d'années à l'hydraulique fluviale pour corriger l'état hydraulique du modèle (Malaterre, 1994, 1998) et plus récemment les incertitudes sur les forçages et les paramètres nécessaires aux modèles hydrauliques. Le CERFACS a entrepris des travaux en 2010 pour développer la maquette DAMP (Data Assimilation for Mascaret Prototype) qui permet le portage et l'utilisation de méthodes d'assimilation de données appliquées aux modèles hydrauliques Mascaret de prévisions des crues utilisés en opérationnel dans les SPC et au SCHAPI. L'algorithme de type filtre de Kalman permet une estimation optimale des incertitudes pour les modèles linéaires. Cette technique a ici été étendue à des problèmes non-linéaires avec l'utilisation d'un filtre de Kalman Étendu (EKF) aussi bien pour corriger l'estimation de l'état hydraulique du modèle que pour celle des paramètres du modèle. Ces travaux ont fait l'objet d'une publication (Ricci et al., 2011) dans la revue HESS (*Hydrology and Earth System Sciences*) : il y est montré que l'assimilation de données de hauteurs d'eau à partir de la maquette DAMP pour corriger les forçages amont et l'état d'un modèle Mascaret sur le fleuve Adour a permis d'améliorer les prévisions à une échéance d'une heure de 60% et de 25% à une échéance de prévision de 12h.

En 2006, le logiciel Mascaret a été fourni au SPC Seine Amont Marne Amont (SAMA). Le modèle hydraulique Mascaret Marne Amont a été développé en interne en 2006-2007. Il a immédiatement été utilisé en temps réel pour réaliser des prévisions. Suite aux résultats encourageants obtenus avec ce modèle, cinq autres modèles ont vu le jour : les modèles Marne Valage (2008), Marne Moyenne (MM) en 2009, Seine Amont (2011), Seine Bassée Champenoise (2012) et Aube Amont (2013). Ces modèles ont aussi été développés en régie par Jérôme Halgrain, Johann Andrich, Christophe Mage et moi-même. Outre les problèmes liés à la qualité et aux formats divers des données topographiques et bathymétriques, la principale difficulté rencontrée a été la quantification des apports des cours d'eau non-jaugés situés sur le bassin modélisé par le modèle Mascaret. Une fois les modèles opérationnels établis, les échéances de prévision de certaines stations étaient bien souvent trop limitées. Les modèles Marne Amont et Marne Valage en sont une illustration. Pour solutionner ces difficultés, il a été décidé de fusionner les deux modèles en un modèle global, le modèle Marne Amont Global (MAG), et d'appliquer des méthodes d'assimilation de données pour améliorer l'estimation des apports intermédiaires. Ces travaux ont été réalisés en 2011 dans le cadre de mon stage professionnel au SCHAPI et au CERFACS (encadré par Étienne Le Pape et Sophie Ricci) pour l'obtention du Mastère Spécialisé Hydraulique de l'ENSEEIHT (École Nationale Supérieure d'Électrotechnique, d'Électronique, d'Informatique, d'Hydraulique et des Télécommunications) suite à un congé de formation professionnelle et une validation des acquis. J'ai réintégré le SPC SAMA en 2012. Mon temps de travail est depuis partagé entre les activités liées à la prévision des crues et à la recherche. **L'objectif de cette thèse est d'améliorer les prévisions des modèles hydrauliques 1D Mascaret utilisés dans le cadre opérationnel de la prévision des crues à partir de méthodes d'assimilation de données.** Ces travaux sont appliqués aux modèles MAG et MM opérationnels au SPC SAMA mais les méthodes et les outils présentés ici, notamment la maquette DAMP, peuvent être utilisés sur d'autres bassins versants. L'utilisation de

méthodes d'assimilation de données pour la prévision des crues opérationnelle s'inscrit dans un contexte de développement conjoint avec les thèses de Sébastien Barthélémy et de Nabil El Mocayd, doctorants au CERFACS. Le prototype opérationnel de DAMP évolue petit à petit en intégrant les avancées des travaux de recherche et les modifications liées aux besoins opérationnels. La mise en application rapide des avancées de mes travaux au sein du SPC a été une condition qui a facilité la mise à disposition par la DREAL (Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement) Champagne-Ardenne dont dépend le SPC SAMA de 50% de mon temps de travail pour réaliser mes activités de recherche. Dans le cadre d'une utilisation opérationnelle, l'application de méthodes d'assimilation de données pour la modélisation hydraulique doit respecter les contraintes temporelles liées au métier de prévisionniste ainsi que parer à l'éventualité d'absence temporaire de données. Des outils ont été développés par le réseau Vigicrues pour faciliter l'intégration dans la chaîne opérationnelle des méthodes développées dans cette étude.

Ces travaux ont suivi la logique suivante :

- un premier axe de travail porte sur l'identification et la quantification des incertitudes et leur implication finale sur les prévisions. À travers la participation au Groupe de Travail (GT) sur les incertitudes organisé par le SCHAPI, les sources d'erreurs relatives aux modèles hydrauliques ont été établies et les fourchettes d'incertitudes des prévisions qui en découlent estimées à travers différentes méthodes. Des études de sensibilité aux paramètres de frottement ont aussi été réalisées ;
- une fois les sources d'incertitudes connues, des travaux ont pu être entrepris pour les contourner ou les diminuer en, par exemple, faisant lever de nouveaux profils en travers lorsque la donnée géométrique est jugée insuffisante. Certaines courbes de tarage ont été retravaillées pour améliorer la qualité des débits observés et/ou utilisés en condition limite amont des modèles hydrauliques, notamment ceux extrapolés au-delà des plus hauts jaugeages effectués ;
- le cas échéant, des méthodes d'assimilation de données peuvent être mises en place pour bénéficier d'une estimation optimale de divers paramètres incertains ou pour corriger directement les valeurs simulées par le modèle. Un filtre de Kalman étendu a été appliqué pour corriger les forçages amont, les paramètres de frottement et l'état hydraulique du modèle à partir de l'assimilation séquentielle d'hauteurs d'eau et de débits ;
- la finalité de cette étude est d'améliorer les prévisions des modèles hydrauliques utilisés en opérationnel au SPC SAMA. Au cours de cette thèse, les diverses avancées ont donc été appliquées au fur et à mesure en opérationnel, bien souvent, même avant d'en avoir analysé toutes les composantes et subtilités. Les prévisionnistes disposent du modèle MAG avec les méthodes d'assimilation de données présentées dans ce manuscrit depuis décembre 2013.

Ce mémoire de thèse s'articule en cinq chapitres, trois dédiés à la recherche et les deux derniers à l'application opérationnelle.

Le premier chapitre présente les données, les outils et les méthodes utilisées pour caractériser le risque inondation dans le cadre de la prévision des crues à différentes échelles : au niveau européen, français et local, au niveau du SPC SAMA avec, entre autres, les modèles hydrauliques MAG et MM, sujets d'application opérationelle des méthodes d'assimilation de données présentées dans cette thèse.

Le second chapitre est dédié à la méthodologie. Il traite des équations hydrodynamiques à surface libre utilisées par le code hydraulique 1D Mascaret et des données nécessaires à l'utilisation de ce logiciel dans le cadre de la prévision des crues. On présentera les différents types d'incertitudes liées à la modélisation hydraulique ainsi que la méthode stochastique d'assimilation de données (filtre de Kalman) appliquée dans cette étude pour corriger certaines d'entre elles à partir de la maquette d'assimilation de données développée par le CERFACS.

Dans le chapitre trois, nous appliquons la correction des forçages amont et des paramètres de frottement aux modèles MAG et MM. Ce chapitre est composé de trois parties. La première correspond aux travaux réalisés dans le cadre de mon stage de Mastère au SCHAPI et du début de mon doctorat où il a été montré à travers l'article publié dans le cadre de la conférence SIMHYDRO 2012 que la correction des forçages amont par assimilation permettait d'améliorer l'estimation des apports intermédiaires du modèle MAG et au final d'améliorer la qualité de ses prévisions. Dans la seconde partie, le vecteur de contrôle a été étendu aux paramètres de frottement. Il a été démontré avec l'article soumis dans la revue *Journal of Hydology* durant l'été 2015 que l'assimilation de hauteurs d'eau pour corriger localement les paramètres de frottement permettait d'améliorer la relation hauteur - débit simulée par le modèle MAG. Enfin, la troisième partie est aussi dédiée à la correction des paramètres de frottement mais cette fois pour corriger la dynamique de la crue. Les paramètres de frottement sur de grandes distances sont corrigés pour accélérer ou ralentir l'onde de crue simulée par le modèle MM à partir de l'assimilation de hauteur d'eau. Une étude de sensibilité a été réalisée au préalable. Dans ces deux dernières parties, la correction des paramètres de frottements a été enchaînée à la modification des forçages amont par assimilation de données.

Le chapitre quatre valide les corrections appliquées dans le chapitre trois à partir du rejeu de la crue de 1983 en condition opérationnelle avec le modèle MM. La correction de l'état hydraulique est ajoutée au contrôle des forçages et des paramètres de frottement par assimilation de données. À travers ce chapitre, les développements réalisés autour de la modélisation hydraulique comme la quantification des incertitudes de prévision et la réalisation de cartes de zones inondées potentielles seront présentés et appliqués à la crue de 1983 simulée par le modèle MM.

Le chapitre cinq est plus centré sur mes fonctions premières de prévisionniste de crue et de chargé de modélisation au SPC SAMA. Il traite de la récente application en opérationnel au SPC SAMA et au SCHAPI des méthodes d'assimilation de données présentées dans cette thèse à partir de l'outils TOAD et de la POM et des perspectives d'évolution à court terme des travaux engagés par le CERFACS, le SCHAPI et le SPC

SAMA.

Une conclusion, présentant l'apport des méthodes d'assimilation de données pour les modèles hydrauliques opérationnelles de prévision des crues clôturera ce manuscrit.

Chapitre 1

Le risque inondation et la prévision des crues

Sommaire

1.1 Le risque inondation 8
1.1.1 Un risque naturel majeur 8
1.1.2 Définitions et typologie des inondations 8
1.2 Observer pour mieux prévoir 11
1.2.1 Les observations et prévisions pluviométriques 11
1.2.2 Les observations hydrométriques 13
1.2.3 Les données maritimes 16
1.2.4 Les données topographiques et bathymétriques 18
1.3 Les modèles de prévision des crues 20
1.3.1 Les modèles hydrologiques 21
1.3.2 Les modèles hydrauliques 26
1.4 La prévision opérationnelle des crues en France et ailleurs . 28
1.4.1 Vue d'ensemble des centres opérationnels à l'échelle européenne 28
1.4.2 Rappel historique et législatif de la prévision des crues en France 29
1.4.3 Le réseau Vigicrues 30
1.4.4 Le site internet Vigicrues et la carte de vigilance météorologique 31
1.5 Limiter et anticiper les crues sur le bassin de la Seine 34
1.5.1 L'EPTB Seine Grands Lacs 36
1.5.2 Le territoire de compétence du SPC SAMA 37
1.5.3 Le modèle Marne Amont Global 41
1.5.4 Le modèle Marne Moyenne 49

1.1 Le risque inondation

1.1.1 Un risque naturel majeur

On appelle risque naturel la conjonction d'un phénomène naturel nommé aléa et d'un enjeu, c'est-à-dire l'existence de personnes, de biens et activités pouvant subir des dommages et des préjudices. L'inondation est une submersion temporaire, par l'eau, de terres qui ne le sont pas en temps normal. Une inondation grave observée en un lieu désert n'est donc pas un risque important, mais un événement moyennement grave survenant dans une zone fortement urbanisée représente un risque fort. Un risque est considéré comme majeur lorsque aléas et enjeux sont forts, quand il est susceptible de dépasser les moyens de réaction des secours et/ou que ses conséquences sur le tissu socio-économique sont de nature à affecter durablement la zone touchée.

Le risque inondation est un risque naturel majeur : en 2011, les inondations ont représenté une catastrophe naturelle sur deux et ont été responsables de 20,4% des décès liés aux catastrophes naturelles (Guha-Sapir et al., 2012) dans le monde. Entre 1998 et 2008, plus d'une centaine de grandes inondations ont eu lieu en Europe engendrant la mort de 700 personnes et le déplacement de plus d'un demi-million de personnes. On cite pour exemple l'épisode de mai 2014 en Bosnie-Herzégovine et en Serbie, où les plus importantes précipitations depuis 120 ans de mesures météorologiques ont été enregistrées entraînant des inondations catastrophiques dans les Balkans. On a recensé 59 morts au total, 33 en Serbie, 24 en Bosnie-Herzégovine et 2 en Croatie. En Bosnie-Herzégovine, 100 000 personnes ont été évacuées, ce qui représente le plus important exode depuis la guerre de 1992-95 dans ce pays. Les inondations ont aussi un coût économique : au Royaume-Uni la crue de l'été 2007 a causé des pertes estimées à plus de 4 milliards de livres sterling. En 2009, la part de la population française exposée au risque d'inondation est estimée à 11%, une commune sur deux y est exposée. Il s'agit du risque naturel prépondérant en France métropolitaine [1]. Face à ce constat, ont été créés en France en 2006, les Services de Prévisions des Crues (SPC) qui en partenariat avec Météo-France ont pour mission de prévoir, d'anticiper l'ampleur des inondations et d'informer les services compétents et le grand public.

1.1.2 Définitions et typologie des inondations

Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter diverses constructions, équipements ou activités. La notion d'inondation appelle à définir les notions suivantes :

- une crue : élévation de la hauteur du niveau d'eau ou augmentation du débit moyen d'un cours d'eau ;
- un bassin versant : c'est l'espace sur lequel tous les écoulements des eaux convergent vers un même point nommé exutoire du bassin versant ; la limite

1. www.statistiques.developpement-durable.gouv.fr

physique de cet espace est la ligne de crêtes, appelée aussi ligne de partage des eaux ;

- le lit mineur : partie du lit du cours d'eau comprise entre les berges franches ou bien marquées, dans laquelle l'intégralité de l'écoulement s'effectue en-dehors des périodes de très hautes eaux et de crues débordantes ;
- le lit majeur : c'est le lit maximum qu'occupe un cours d'eau, dans lequel l'écoulement ne s'effectue que temporairement lors du débordement des eaux hors lit mineur en période de très hautes eaux, en particulier lors de la plus grande crue historique.

On recense différentes causes d'inondations, la typologie retenue en France est la suivante [2] :

- **la montée lente des eaux en plaine** qui peut être causée par une inondation de plaine lorsque la rivière sort lentement dans son lit majeur pendant une période longue ou bien par des remontées de nappes (quand le sol est saturé, il arrive que la nappe affleure et qu'une inondation spontanée se produise et perdure) ;
- **la formation rapide de crues torrentielles consécutives à des averses violentes** : lorsque des précipitations intenses tombent sur tout un bassin versant, les eaux ruissellent et se concentrent rapidement dans le cours d'eau, occasionnant de brutales et violentes montées des eaux (des barrages formés par des dépôts de sédiments et de bois morts peuvent obstruer rapidement l'écoulement) ;
- **le ruissellement pluvial urbain** : l'imperméabilisation des sols (bâtiments, voiries, parking,...) limite l'infiltration et accentue le ruissellement, ce qui occasionne la saturation et le refoulement des réseaux d'assainissement et des eaux pluviales et provoque des crues rapides en zones urbaines et péri-urbaines ;
- **la submersion marine** : une submersion des bords de mer par l'eau de mer, par exemple les tempêtes provoquent des trains de houle (*cf* Partie 1.2.3) qui, si elles sont dirigées vers les côtes, peuvent déferler et envahir le littoral ; ces vagues peuvent être renforcées par un coefficient de marée important et des phénomènes de surcote (*cf* Partie 1.2.3). En février 2010, la tempête Xynthia a provoqué une submersion marine sur les côtes de Charente-Maritime et de Vendée qui a envahi et piégé les habitants de deux communes. Environ cinquante personnes ont péri noyées.

D'autres phénomènes saisonniers ou exceptionnels définis dans (WMO, 2011) peuvent provoquer ou renforcer des inondations tels que :

- la mousson pendant laquelle les pluies peuvent durer plusieurs semaines ;
- la fonte des neiges : une fonte nivale rapide due à une élévation brutale des températures peut provoquer des inondations au printemps, pouvant

2. www.risques.gouv.fr

elles-mêmes être aggravées si elles sont accompagnées de chutes de pluie ;

- les tsunamis (ou raz-de-marée) qui sont des vagues destructrices pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres, provoquées par un tremblement de terre, un glissement de terrain sous-marin ou une explosion volcanique. Le tsunami de 2004 en Asie provoqué par un séisme est la catastrophe la plus meurtrière des trente dernières années avec plus de 200 000 victimes ;
- la débâcle qui correspond à une rupture brusque d'un barrage de glace dans les régions nordiques.

1.2 Observer pour mieux prévoir

Hormis la fonte nivale et les phénomènes exceptionnels tels que les débâcles, les tsunamis et les ruptures de barrage-réservoir, c'est la pluviométrie et les conditions maritimes (pour les estuaires) qui conditionnent les épisodes de crue. Pour comprendre et anticiper le comportement hydrologique d'un cours d'eau, le prévisionniste de crue se base en grande partie sur des observations pluviométriques et hydrométriques ainsi que sur des prévisions issues de modèles numériques météorologiques, hydrologiques et de propagation détaillées ci-dessous.

1.2.1 Les observations et prévisions pluviométriques

La description des données pluviométriques utilisées pour la prévision des crues se base sur le document (SCHAPI-SPC, 2014), rédigé dans le cadre d'un chantier commun entre le Service Central d'Hydrométéorologie et d'Appui à la Prévention des Inondations (SCHAPI) et les SPC sur l'estimation des incertitudes de prévision des crues.

Les données pluviométriques se composent d'observations (pluviomètres au sol, radars) et de prévisions issues de modèles numériques et de l'expertise des météorologues. Les postes pluviométriques au sol fournissent des observations ponctuelles des pluies à pas de temps fin. Elles permettent d'estimer la lame d'eau précipitée sur le bassin par des méthodes d'interpolation spatiale. Météo-France exploite aussi ces mesures pour la calibration des images de réflexivité des radars météorologiques. Une lame d'eau radar est une estimation spatialisée des cumuls de pluie basée sur les observations de réflexivité radar. Un radar météorologique émet dans l'atmosphère un faisceau d'ondes électromagnétiques réfléchies par les précipitations qu'elles rencontrent. Le signal en retour (appelé réflexivité) est capté, traité et converti en cumul de pluie. Météo-France met à disposition des SPC la lame d'eau ANTILOPE (ANalyse par spaTIaLisation hOraire des PrÉcipitations) calculée au pas de temps horaire et composée de pixels de 1 km^2 qui combine la lame d'eau radar et les données observées aux pluviomètres.

Pour modéliser les évolutions à grande échelle de l'atmosphère décrites par la mécanique des fluides, l'atmosphère est discrétisée sur une grille à une résolution donnée. Les modèles de prévisions météorologiques fonctionnent en deux étapes : dans la première, il s'agit d'intégrer les données observées aux points de grille du modèle numérique jusqu'à l'instant de prévision pour définir les conditions initiales et les conditions limites. Puis dans la seconde étape, l'atmosphère est décrite comme un milieu continu et la résolution des équations de la dynamique (formules de Navier-Stokes) permet de prévoir son évolution jusqu'à l'échéance recherchée. Bien souvent, les simulations passées mais aussi futures des modèles météorologiques sont améliorées en utilisant des méthodes d'assimilation de données (*cf* Chapitre 2). Les variables de base (la pression, le vent, la température) sont discrétisées sur la maille du modèle pour permettre une résolution numérique de ces équations. Certains processus physiques comme la formation des précipitations ont lieu à une échelle plus fine que la maille du modèle. Leur complexité ainsi que le délai limité de calcul pour élaborer une prévision imposent un traitement simplifié des échanges par une paramétrage « physique » sans description explicite de leurs

processus en estimant les entrants et sortants interagissant avec le reste de l'atmosphère.

Les précipitations stratiformes sont générées par des structures atmosphériques de moyenne à grande échelle dont l'évolution peut être simulée par un modèle composé de mailles de taille moyenne de 7.5 à 30 km pour le modèle ARPEGE [3] (Action de Recherche Petite Échelle Grande Échelle) de Météo-France qui présente une grille à taille variable. L'humidité de l'air est calculée dans chaque maille du modèle et à chaque pas de temps. Si elle atteint le niveau de saturation dans une maille, le modèle fait précipiter le « surplus » en eau dans la maille inférieure. Le processus se poursuit de maille en maille jusqu'à désaturation d'une maille ou jusqu'au sol (pluie). Les précipitations convectives proviennent de structures atmosphériques plus petites dont l'évolution rapide ne peut être suivie en détail que par un modèle à mailles fines. Toutefois, même dans les modèles à haute résolution, il y a une paramétrage d'une partie de la convection. Météo-France, pour modéliser les pluies convectives utilise les modèles suivants :

- ARPEGE où l'activité convective est modélisée comme uniforme sur toute la maille. Cette simplification n'est pas sans conséquences, notamment sur les zones de relief, où la finesse de la maille ne permet pas de rendre compte des vents locaux et des phénomènes convectifs locaux. On constate alors que les résultats des modèles sont nettement moins bons dans les régions à relief. Le système opérationnel de prévision d'ensemble à courte échéance, nommé PEARP (Prévision d'Ensemble ARPEGE) repose sur le modèle ARPEGE. Ce système, constitué de 35 membres, vise à quantifier les incertitudes inhérentes aux prévisions météorologiques ;
- AROME [4] (Application de la Recherche à l'Opérationnel à MésoÉchelle) où les phénomènes convectifs sont caractérisés par des échelles spatiales inférieures à celles permettant d'employer l'hypothèse hydrostatique employée par la plupart des modèles météorologiques. Les modèles à maille très fine comme AROME (1.3 km) bénéficient ainsi d'une meilleure description du relief. Les travaux en cours sur le projet PE-AROME (Prévisions d'Ensemble AROME) permettront de quantifier les erreurs des prévisions d'AROME. PE-AROME sera opérationnel en 2016.

Les prévisions de précipitations brutes font l'objet d'une critique humaine avant leur diffusion via les bulletins de prévisions biquotidiens qui informent les SPC des cumuls pluviométriques à 72 h par pas de 24 h spatialisés sur des zones homogènes. L'expertise de Météo-France repose sur la connaissance des erreurs des modèles météorologiques et de la comparaison entre les observations et les prévisions récentes. Les observations et prévisions météorologiques sont utilisées par le prévisionniste de crue pour effectuer son expertise mais servent aussi de données d'entrées aux modèles hydrologiques utilisés pour la prévisions des crues tels que GRP (Génie Rural pour la Prévision, *cf* Partie 1.3.1). A ce titre, Météo-France met à disposition des cumuls pluviométriques journaliers prévus discrétisés au pas de temps tri-horaire (RR3).

3. www.cnrm.meteo.fr/spip.php ?article121
4. www.cnrm.meteo.fr/spip.php ?article120

1.2.2 Les observations hydrométriques

On appelle hydrométrie l'ensemble des techniques de mesures des différents paramètres caractérisant les écoulements dans les cours d'eau. Les deux variables principales sont la cote de la surface d'eau libre et le débit du cours d'eau. La cote de la surface de l'eau est notée H et s'exprime en mètre (m), sa mesure est du ressort de la limnimétrie. Sa mesure peut s'effectuer de manière discontinue par la lecture d'une règle graduée, appelée échelle limnimétrique et fixée sur un support comme une pile de pont (Figure 1.1) où la cote lue correspond à la distance verticale entre la surface de l'eau et le zéro de l'échelle. On parle alors de hauteur d'eau, de hauteur limnimétrique ou bien encore de hauteur à l'échelle.

Il est possible de traduire la hauteur d'eau dans le référentiel de nivellement français en connaissant l'altitude NGF (Nivellement Général Français) du zéro de l'échelle. On parle alors d'altitude ou de cote NGF de l'eau, notée Z en m. Couplée à l'échelle limnimétrique, la mesure de la hauteur d'eau peut aussi s'effectuer de manière continue grâce à un dispositif de mesure et d'enregistrement des variations de la hauteur d'eau en fonction du temps. Les dispositifs les plus courants sont composés d'une sonde pression ou à ultrasons, d'une centrale d'acquisition et d'un modem pour la télétransmission des données. On parle alors de station limnimétrique.

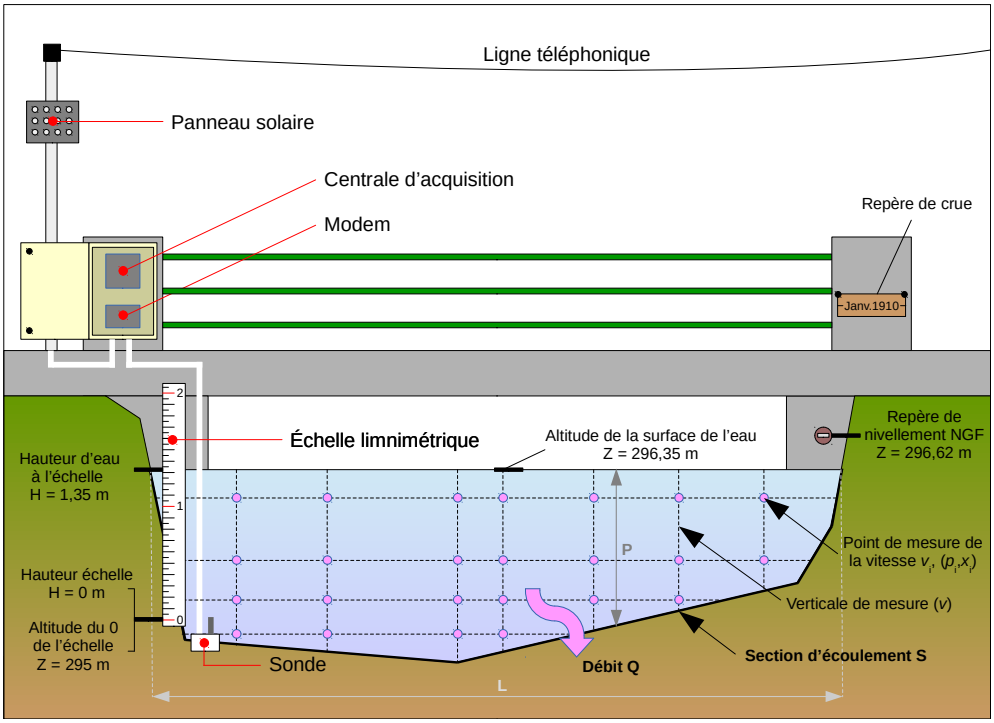


FIGURE 1.1 – Schéma de la station hydrométrique de Louvières sur la Traire (Haute-Marne).

Lorsque en plus, on y mesure le débit, on parle de station hydrométrique. Le débit du cours d'eau, noté Q et exprimé en m^3/s ou en l/s, représente le volume total d'eau qui s'écoule à travers une section droite du cours d'eau pendant l'unité de temps considérée. Sa mesure est du ressort de la débitmétrie. Du fait de leur coût et de leur complexité à installer, les dispositifs de mesure directe des débits sont rares. On convertit alors les variations de hauteurs d'eau en fonction du temps $H = f(t)$ (limnigramme) à celle des débits $Q = f(t)$ (hydrogramme) via une courbe de tarage $Q = f(H)$ établie à partir de jaugeages. Le jaugeage est une mesure instantanée du débit pour une hauteur d'eau lue à l'échelle. Une technique couramment utilisée est le jaugeage par exploration des champs de vitesse à l'aide d'un moulinet ou d'un ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) (Figure 1.2) où le débit Q en m^3/s s'écoulant dans une section S en m^2 perpendiculaire à l'écoulement est défini à partir de la vitesse moyenne $\overline{v}$ en m/s par la relation $Q = \overline{v}.S$. Le moulinet permet de mesurer la vitesse ponctuelle de l'écoulement à partir de la vitesse de rotation de l'hélice (nombre de tours n par unité de temps, la fonction $v = f(n)$ étant déterminée par un étalonnage propre au moulinet). Le nombre de verticales ainsi que le nombre de mesures par verticale sont choisis par le jaugeur de façon à obtenir une bonne description de la répartition des vitesses sur la section (points roses sur la Figure 1.1). La section d'écoulement S peut être évaluée en relevant la profondeur en diverses verticales réparties sur la largeur du cours d'eau. Le calcul de la vitesse moyenne de l'écoulement sur l'ensemble de la section S de longueur L se fait par intégration des vitesses v_i définies en chacun des points de la section de profondeur p_i et d'abscisse x_i, soit l'expression suivante :

$$Q = \iint_S V \cdot \mathrm{d}S = \int_0^x \int_0^p v_i \cdot \mathrm{d}p \cdot \mathrm{d}x \,. \tag{1.1}$$

L'ADCP, monté sur une petite embarcation, permet de déterminer le débit par exploration des champs de vitesse dans toute la section en émettant depuis la surface vers le fond du cours d'eau des ondes sonores dans plusieurs directions (Figure 1.2). Les ondes se réfléchissent sur les particules en suspension qui se déplacent à la même vitesse que l'eau. A partir de l'écart de fréquence entre l'onde émise et l'écho, on peut déduire la vitesse des particules et donc de l'eau (effet Doppler) et en connaissant le temps de parcours de l'onde pour retourner au transducteur, on mesure la distance des particules au récepteur. L'ADCP nécessitant un minimum de profondeur pour être utilisé est approprié pour jauger les débits des fleuves ou des rivières en moyennes et hautes-eaux.

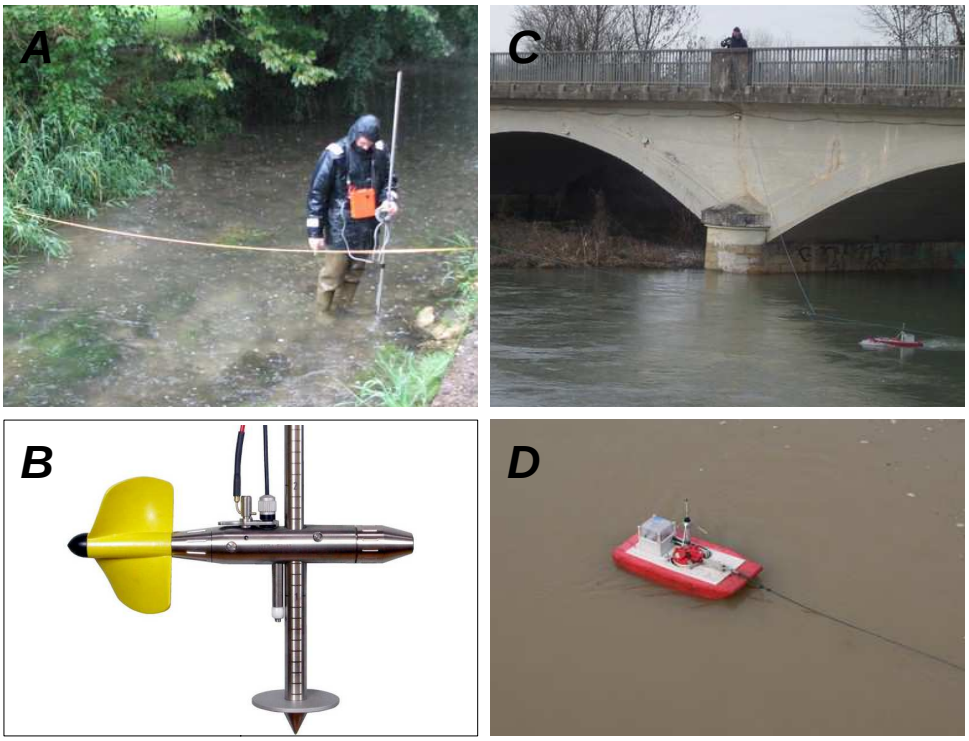


FIGURE 1.2 – Jaugeage au moulinet (photo A et B) et par ADCP (photo C et D).

La courbe de tarage construite à partir du nuage de points de jaugeages est bien souvent extrapolée à ses extrémités où le nombre de jaugeages est insuffisant voire inexistant. La courbe de tarage, propre à chaque station hydrométrique, peut varier dans le temps, en particulier suite à une crue si celle-ci a creusé le fond du lit du cours d'eau ou déposé des sédiments. Il est donc nécessaire de jauger régulièrement le cours d'eau pour différentes gammes de débits et suivre son évolution pour détecter un éventuel détarage de la station. Le réseau de stations hydrométriques peut être complété par des observateurs de crue, personnes physiques, qui relèvent et transmettent régulièrement la hauteur d'eau lue à l'échelle aux services gérant les stations afin de déceler un éventuel décalage entre la hauteur réelle et celle collectée par le capteur.

Aux données collectées auprès du réseau classique de stations hydrométriques, il faut ajouter les données satellitaires. L'avènement des satellites altimétriques ces dernières décennies permet d'avoir à intervalle régulier une mesure de l'altitude de la surface des océans : des radars embarqués envoient une onde radar qui se réfléchit sur la surface de l'eau et mesure le temps nécessaire à l'onde pour faire l'aller-retour en déduisant ainsi la distance. L'altitude de la surface de la mer est déduite en comparant cette distance à la distance entre la surface de l'eau et le satellite mesurée par un radar au sol. Les satellites altimétriques ont pour le moment essentiellement été utilisés pour l'océanographie

comme les satellites franco-américains JASON [5] car les limitations de résolution spatiale et du maillage de l'altimétrie empêchent l'étude de structure à petite échelle dont les surfaces en eau continentales. La mission franco-américaine SWOT (Surface Water and Ocean Topography) a pour but d'étendre l'utilisation de l'altimétrie à l'hydrologie continentale à partir de 2020 en mesurant l'altitude des fleuves, lacs et zones inondées à l'aide du radar KaRIN (Ka-band Radar Interferometer). Le temps de vie de la mission est compris entre trois et cinq ans. Les données SWOT ne seront pas disponibles en temps réel, l'altitude sera calculée pour des cours d'eau d'une largeur minimum de 50 m. De plus, la précision altimétrique des données, estimée à 10 cm pour 1 km^2 de données agrégées, sera moins précise qu'une mesure in-situ. Mais, 65% des surfaces d'eau douce mondiales seront balayées deux fois tous les 21 jours. L'utilisation des ces données ouvre de nombreuses perspectives mais représente aussi un challenge du fait de la complexité et de la quantité de données à traiter (Andreadis et al., 2013). Toutefois, des travaux préparatoires ont montré que l'utilisation de données SWOT a permis de mieux estimer les stocks d'eau simulés par un modèle hydrologique sur le bassin du Niger (Pedinotti, 2013). L'altimétrie représente une source de données dense permettant a posteriori de connaître l'altitude de l'eau tout le long de la rivière et non juste à une station limnmétrique, données rares pour le calage d'un modèle hydraulique, voire de calculer des débits en disposant de la bathymétrie. En accélérant la mise à disposition des données SWOT, on peut imaginer une utilisation opérationnelle des données altimétriques pour la prévision des crues.

La collecte de données hydrométriques à partir de drones, notamment de mesure de la cote de la surface de l'eau ou bien de la prise de photographies ou de vidéos est un sujet d'avenir qui est pour le moment à l'étude [6]. Outre les problèmes techniques et la qualité des résultats escomptés, un point important doit porter sur la règlementation de l'utilisation des drones. Au vu de la mauvaise fiabilité, voire de l'absence de certaines données hydrométriques, il est nécessaire d'améliorer la capacité des modèles à pouvoir combiner toutes ces données aux caractéristiques spatiales et temporelles différentes.

1.2.3 Les données maritimes

En plus des données pluviométriques et hydrométriques, les SPC situés sur le littoral doivent tenir compte des données maritimes (principalement la marée et la surcote marine) qui conditionnent en partie la hauteur d'eau dans les estuaires pour effectuer leurs expertises hydrologiques.

La marée est la variation du niveau de la mer due à l'effet conjugué des forces de gravitation de la Lune et du Soleil. Sur l'océan Atlantique, on observe deux cycles de marée par jour lunaire ($24h\ 50min$). Le niveau le plus élevé atteint par la mer au cours d'un cycle est appelé pleine mer ou marée haute, le plus bas se nomme basse mer ou marée basse. Le flux ou flot désigne le mouvement montant, le reflux ou jusant correspond au mouvement descendant. Les actions de la Lune et du Soleil peuvent

5. http ://jason-3.cnes.fr
6. http ://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr

s'ajouter ou se contrarier selon leurs positions relatives. Les variations de hauteur d'eau sont conditionnées par les phases de la lune :

- Marée de vive-eau : lors des phases de pleines et nouvelles lunes (syzygies), les trois astres sont alignés, les forces s'additionnent et les marées sont importantes ;
- Marée de morte-eau : lors des phases de premiers et derniers quartiers de la lune (quadratures), les trois astres forment un angle droit, les forces se contrarient, les marées sont faibles.

En France, on associe à l'amplitude de la marée, un nombre sans dimension compris entre 20 et 120, appelé coefficient de marée (nommé **C** dans le Tableau 1.1). Le service français chargé de prévoir les marées est le Service Hydrographique et Océanographique de la Marine (SHOM [7]). Il a mis au point des modèles permettant de calculer dans chaque port les horaires et les hauteurs des marées futures par rapport au zéro hydrographique qui est le niveau de référence des cartes marines et l'équivalent en mer de la surface de référence des altitudes à terre portées sur les cartes de l'IGN (Institut Géographique National).

C	**Marée correspondante**
20	Marée la plus faible
45	Morte-eau
70	Limite morte-eau vive-eau
95	Vive-eau
100	Vive-eau équinoxiale
120	Marée la plus forte

TABLE 1.1 – Signification des valeurs du coefficient de marée.

On appelle marégramme, la courbe de hauteur de la marée en fonction du temps. Les termes surcote et décote, désignent les différences entre le niveau marin observé et le niveau marin qui existerait en présence de la marée astronomique seule. Lorsque cette différence est positive, on parle de surcote, lorsqu'elle est négative, de décote. Les surcotes et décotes sont principalement générées par la variation de la pression atmosphérique et du vent suite au passage d'une dépression météorologique. Le niveau marin réagit en baromètre inversé à la pression atmosphérique. Il s'adapte au poids de l'atmosphère qu'il supporte : la surface océanique se soulève lorsqu'une atmosphère plus légère la surplombe (dépression). L'action des vents se combine fréquemment à celle de la pression atmosphérique pour amplifier la valeur des décotes ou des surcotes. Un vent poussant les eaux de surface vers le large provoque une baisse du niveau de la mer près des cotes (décote) : c'est un vent de reflux. Inversement, un vent d'afflux, qui pousse les eaux de surface vers la côte, provoque une montée du niveau d'eau près de celle-ci (surcote). Les interactions avec la marée et le déferlement de la houle (mouvement ondulatoire de la surface de la mer provoqué par un vent éloigné de la surface d'observation) peuvent aussi agir sur l'amplification du phénomène. La prévision des valeurs des décotes

7. www.shom.fr

et surcotes joue un rôle essentiel dans la prévision et le suivi de situations de crises telles les tempêtes exceptionnelles dans l'Atlantique nord ou dans l'évolution d'un cyclone tropical. Lors de la tempête Xynthia en février 2010, la conjonction de la tempête, d'une surcote exceptionnelle (1.61 m à La Rochelle) et d'une marée de vive-eau a conduit à des inondations par submersion marine catastrophiques et meurtrières sur le littoral charentais. Météo-France a élaboré des modèles numériques de prévision à courte échéance des surcotes, notamment pour les zones océaniques intertropicales des Départements et Territoires d'Outre-Mer confrontés aux cyclones. Dans le cadre d'une modélisation hydraulique (*cf* Partie 1.3.2), les observations et prévisions maritimes peuvent être utilisées comme condition limite aval du modèle.

1.2.4 Les données topographiques et bathymétriques

La topographie est la science de la mesure et de la représentation du relief. La bathymétrie est la science de la mesure des profondeurs et des reliefs subaquatiques. Elle correspond à la description topographique du fond de la rivière. Ces données ne sont pas directement nécessaires pour la prévision des crues mais sont utilisées pour décrire la forme des lits mineurs et majeurs dans les modèles hydrauliques et du relief des bassins versants dans les modèles hydrologiques spatialisés.

Le nivellement du lit mineur est réalisé par relevé terrestre classique à l'aide d'une mire ou d'un théodolite, ou bien par nivellement GPS (Global Positioning System) et, pour la partie sous l'eau, par sondage. La description du lit majeur s'effectue par relevés terrestres souvent dans le prolongement du relevé du lit mineur. Dans ce cas, compte tenu de la longueur parfois importante de ces profils (plusieurs kilomètres dans le cas de la Loire), la densité de points demandés au géomètre est réduite. Depuis quelques années, la technique du levé par laser aéroporté LIDAR (LIght Detection And Ranging) s'est imposée dès lors que les surfaces à couvrir étaient d'importance. L'IGN a mis à disposition des SPC des relevés de ce type sur la plupart de leurs cours d'eau. Le LIDAR permet d'obtenir une densité de points considérable, de l'ordre d'une mesure par mètre carré afin de construire un MNT (Modèle Numérique de Terrain) à résolution fine. Cette densité permet de représenter finement la micro-topographie de la vallée. On distingue ainsi les chenaux de crue éventuels, les routes en remblai, les terrasses alluviales. La précision de ces relevés est meilleure que le mètre en planimétrie et de l'ordre de 10 à 20 cm en altimétrie. Compte tenu de la densité élevée de ces données, leur utilisation directe pour la modélisation hydraulique n'est en général pas possible. Il est alors nécessaire d'extraire de ces levés LIDAR des profils en travers décrivant le lit majeur ou un maillage simplifié. La description des digues peut se faire, soit par un relevé du profil en long de la crête de digue, soit en récupérant ce profil à partir du levé LIDAR. La description des ouvrages (barrages, seuils de prise d'eau, ponts) peut être récupérée auprès des gestionnaires d'ouvrages ou en recourant à un géomètre.

Pour décrire le relief des bassins versants dans un modèle hydrologique spatialisé, il est possible d'utiliser un MNT issu de données LIDAR lorsqu'elles sont disponibles,

ou bien la BD ALTI [8] (Base de Données ALTImétrique) qui est un MNT maillé décrivant le relief du territoire français à moyenne échelle (de 75 m à 1 km) et mis à disposition gratuitement au grand public par l'IGN.

8. profesionnels.ign.fr/bdalti

1.3 Les modèles de prévision des crues

Deux familles de modèles sont utilisées pour la prévision des crues : les modèles hydrologiques qui permettent en tête de bassin de prévoir les débits à un exutoire en fonction des précipitations observées et prévues d'une part, et les modèles hydrauliques qui simulent la propagation d'une onde de crue en aval de stations hydrométriques d'autre part.

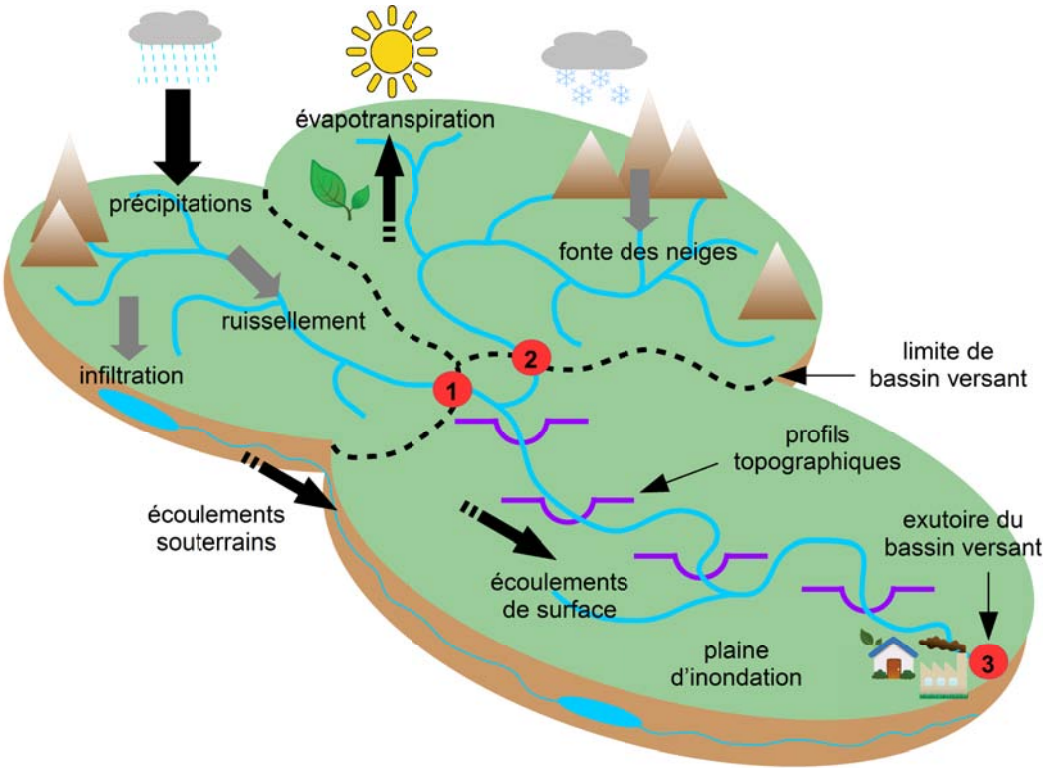


FIGURE 1.3 – Le cycle de l'eau et les processus simulés par les modèles hydrologiques et de propagation : les débits aux exutoires 1 et 2 (points rouges) sont simulés à l'aide de modèles hydrologiques qui tiennent compte des précipitations. Le débit à l'exutoire 3 en aval est simulé par un modèle hydraulique en propageant les débits observés et/ou prévus (dans le cas où l'on enchaîne les modèles) aux exutoires 1 et 2 dans la vallée décrite par des profils topographiques et/ou un maillage issu d'un MNT.

1.3.1 Les modèles hydrologiques

Le modèle hydrologique, appelé aussi modèle pluie-débit, est une représentation simplifiée des processus du cycle hydrologique à l'exutoire d'un bassin versant, comprenant la précipitation de pluie ou de neige sur les surfaces continentales et son acheminement vers les cours d'eau qui drainent à la fois les eaux de surface et souterraines (Figure 1.3). En fonction des modèles, il arrive que l'évapotranspiration ainsi que le transport et le stockage des eaux souterraines ne soient pas pris en compte ou bien de façon implicite à travers la condition initiale du modèle. Un modèle pluie-débit peut simuler les processus du cycle de l'eau sur les surfaces continentales de façon plus ou moins explicite : il peut s'agir de simples relations statistiques reliant la pluie au débit à l'exutoire, sans lien direct avec la physique des processus, nommées modèles conceptuels. À l'inverse, on peut aussi utiliser des modèles physiques fondés sur la résolution des équations de la mécanique des fluides comme le modèle SHE (Système Hydrologique Européen) développé par plusieurs laboratoires européens (Abbott et al., 1986). L'écoulement en milieu poreux est dans ce cas décrit par la loi de Darcy et les écoulements de surface par un modèle d'ondes diffusantes (une approximation des équations Saint-Venant). Les modèles semi-physiques utilisent des équations de transfert en milieu poreux simplifiées, tels que Green-Ampt ou Horton avec les équations de Saint-Venant, ou une de leurs simplifications pour les écoulements de surface. On peut citer comme exemple le modèle LISFLOOD (Van Der Knijff et al., 2010).

A mi-chemin entre les modèles conceptuels et physiques, il existe les modèles à réservoir tels que les modèles Génie Rural (GR) (Perrin et al., 2007) ou le *Stanford watershed model* (Crawford and Burges, 2004) qui considèrent l'ensemble des écoulements du bassin versant comme un processus de stockage d'eau suivi de son évacuation. Le fonctionnement du système hydrologique est alors géré par deux types d'équations : la vidange et le bilan hydrique. Sur un bassin versant, un modèle hydrologique est implémenté de façon globale, distribuée ou semi-distribuée. Les modèles globaux comme les modèles GR considèrent le bassin d'étude comme une seule unité qui produit un débit en sortie. Dans ce cas, les paramètres et les équations représentent le comportement moyen du bassin.

Les modèles distribués discrétisent le bassin versant en mailles régulières ou irrégulières à partir d'un MNT (*cf* Partie 1.2.4), qui ont chacune un fonctionnement indépendant comme le modèle MARINE (Modélisation de l'Anticipation du Ruissellement et des Inondations pour des éveNements Extrêmes (Braud et al., 2010; Roux et al., 2011)). Les modèles semi-distribués ont une discrétisation spatiale limitée sous forme de sous-bassins versants ou unités hydrologiquement similaires comme le modèle HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System) (Knebl et al., 2005). La réponse hydrologique d'un bassin versant peut être modélisée de façon événementielle ou continue. Un modèle continu représente le comportement d'un bassin versant aussi bien en période de crue qu'en étiage (période de plus basses eaux des rivières et des nappes souterraines). Il permet de connaître l'état hydrique du système à tout moment mais nécessite des données pluviométriques et d'évapotranspiration continues. Une simulation des écoulements débutant quelques mois ou quelques années précédant la prévision

permet au modèle de s'affranchir des effets de la condition initiale. On peut citer par exemple le couplage ISBA-TOPMODEL entre un modèle hydrologique distribué TOPMODEL (TOPography based hydrological MODEL) et le modèle de surface ISBA (Interaction Sol-Biosphère-Atmosphère) simulant l'humidité des sols ; le couplage permet à TOPMODEL de tourner en continu afin d'améliorer la reproduction des débits de crue (Vincendon et al., 2010). On peut aussi citer l'étude de (Berthet et al., 2009) sur 178 bassins versants en France qui montre que le modèle GRP (version horaire de Génie Rural) donne de meilleures performances en mode continu.

Le modèle continu GRP (Tangara, 2005; Berthet, 2010), développé par l'IRSTEA (Institut National de Recherche en Sciences et Technologies pour l'Environnement et l'Agriculture, ex-CEMAGREF), est un modèle hydrologique global à réservoirs couramment utilisé en opérationnel pour prévoir les débits jusqu'à une échéance de 72h dans les SPC à partir d'observations et de prévisions de pluies fournies par Météo-France. Pour réaliser une prévision à un exutoire, GRP utilise les chroniques horaires des pluies sur les postes pluviométriques existant sur le bassin et d'évapotranspiration pour initialiser le modèle ainsi que les précipitations prévues sur la plage de prévision. En sortie, GRP fournit les débits moyens horaires prévus par le modèle sur la plage de prévision. La structure du modèle GRP repose sur les composants suivants (Figure 1.4) :

- un réservoir de production **S** qui permet d'assurer un suivi des conditions d'humidité du bassin ;
- une fonction d'ajustement de la pluie efficace (paramètre **CORR** adimensionnel supérieur ou égal à 1) ;
- un hydrogramme unitaire **HU** de temps de base **TB** en heure ;
- un réservoir de routage quadratique **R** de capacité **ROUT** en mm (il s'agit du contenu maximum autorisé par le réservoir).

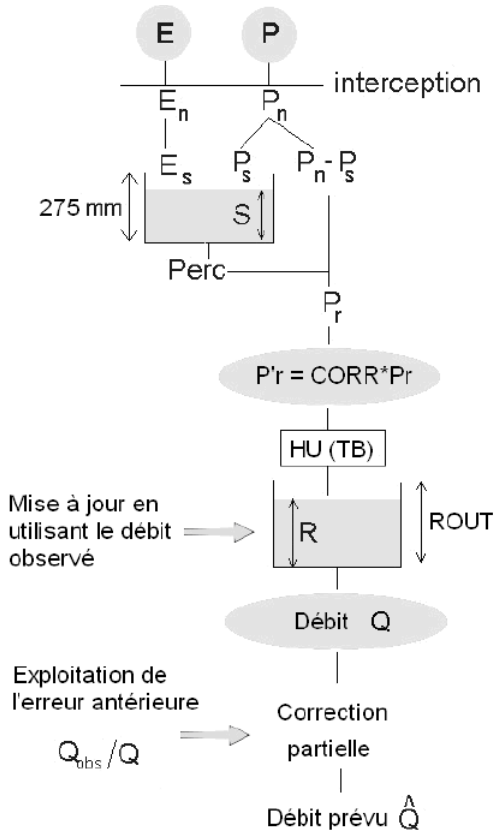


FIGURE 1.4 – Schéma structurel du modèle GRP.

Le fonctionnement du modèle sur un pas de temps est le suivant :

- la pluie **P** est d'abord neutralisée par l'évapotranspiration potentielle **E** ;
- le reliquat de pluie **Pn** est divisé en 2 parties en fonction du taux de remplissage du réservoir de production. Une partie **Ps** alimente ce réservoir et l'autre **Pn-Ps** alimente l'écoulement. Le reliquat éventuel d'évapotranspiration potentielle **En** contribue à la vidange du réservoir de production par évapotranspiration réelle **Es** ;
- une percolation issue du réservoir de production **Perc** va également alimenter l'écoulement ;
- la quantité d'eau totale allant alimenter l'écoulement **Pr** est multipliée par le facteur d'ajustement **CORR** qui permet de tenir compte d'éventuels échanges en eau avec des nappes profondes et/ou des bassins versants voisins ;
- le transfert de l'eau est assuré par l'hydrogramme unitaire qui permet de tenir compte du décalage temporel entre pluie et débit, puis par le réservoir de routage.

Le modèle peut fonctionner classiquement en ne tenant compte que des informations pluviométriques et d'évapotranspiration. Cependant, ce mode de fonctionnement dans un contexte prévisionnel conduit la plupart du temps à des performances peu satisfaisantes. De meilleurs résultats sont obtenus lorsque l'information fournie par le débit observé à l'instant de prévision est exploitée par le modèle. Cette exploitation se fait par l'intermédiaire d'une procédure de mise à jour du dernier débit observé. Elle se déroule en deux temps :

- une mise à jour directe du réservoir de routage du modèle dont le niveau est recalculé de manière à pouvoir générer un débit exactement égal au dernier débit observé à l'instant de prévision. On agit donc sur un seul état du système, celui le plus en aval du modèle, les autres n'étant pas affectés par la mise à jour ;
- une exploitation de l'erreur de prévision faite par le modèle au pas de temps précédent pour le pas de temps courant. On considère que l'erreur du modèle présente une certaine autocorrélation et on cherche alors, par un procédé simple de type autorégressif, à exploiter cette propriété.

Météo-France met à disposition du réseau SCHAPI/SPC les prévisions quotidiennes de débits issues de la chaîne SAFRAN-ISBA-MODCOU Prévision d'Ensemble (SIM-PE) (Habets et al., 2008) pour des exutoires correspondant à des stations hydrométriques stratégiques. La chaîne SIM [9] a été développée dans le cadre d'une coopération entre le CNRM (Centre Nationale de Météorologie) et le centre de géosciences de Mines ParisTech. Elle simule sur la France les flux d'eau et d'énergie à la surface, ainsi que l'évolution du débit des rivières et des principales nappes. La chaîne est composée de trois modèles :

- SAFRAN est un système d'analyse qui combine des observations de surface et des données issues de modèles météorologiques pour produire entre autres, des données de température, d'humidité, de pluie sur des mailles régulières de 8 km de côté au pas de temps horaire nécessaires au fonctionnement d'ISBA ;
- ISBA simule l'ensemble des flux d'eau avec l'atmosphère (interception, évaporation, transpiration) et le sol (ruissellement, drainage) au pas de temps 5 minutes) ;
- MODCOU est un modèle hydrologique distribué. Il utilise en entrée le ruissellement et le drainage d'ISBA pour calculer l'évolution des nappes et le débit des rivières au pas de temps 3 heures. Sa maille de calcul varie de 1 à 64 km en fonction des bassins versants et du réseau hydrographique.

La chaîne SIM-PE s'appuie sur 51 prévisions équiprobables d'évolution de l'atmosphère pour produire 51 prévisions de débits moyens journaliers à 10 jours d'échéance pour 907 exutoires en France. Les prévisions sont disponibles chaque jour vers 19h30 sous forme de tableaux de probabilité de dépassements de seuils ou de graphiques donnant

9. www.cnrm.meteo.fr/spip.php ?article424

une idée de l'évolution de l'incertitude et de la dispersion des différents membres de l'ensemble (Figure 1.5).

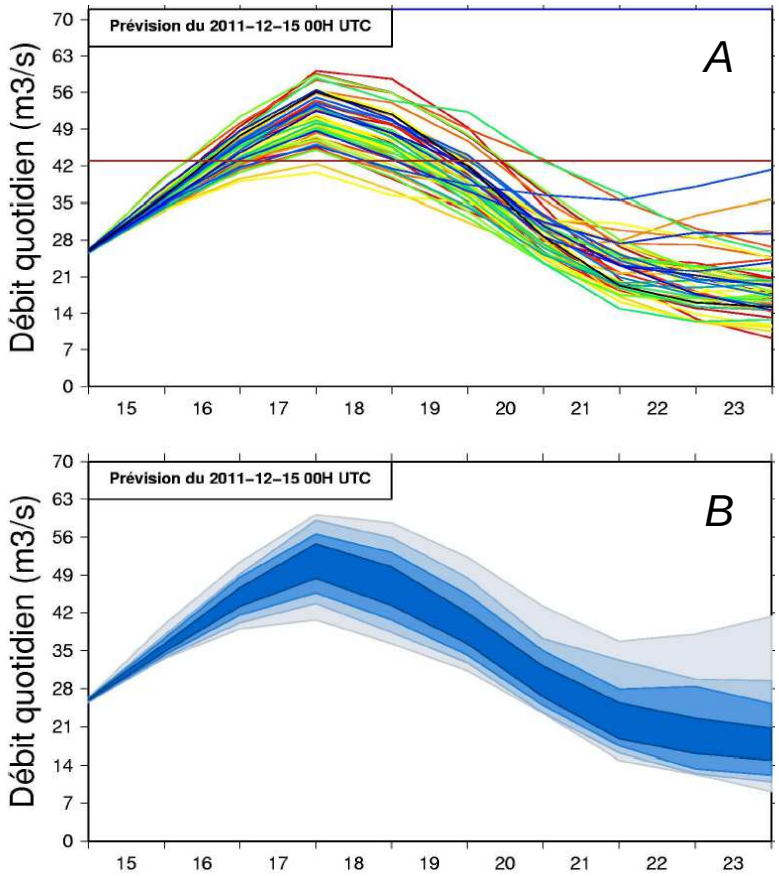


FIGURE 1.5 – Débits moyens journaliers prévus par la chaîne SIM-PE à Cailly-sur-Eure le 15/12/2011 : le graphique *A* détaille les 51 membres de la prévision d'ensemble avec les seuils d'alerte moyen (marron) et haut (bleu), le graphique *B* synthétise l'information en utilisant des plages colorées en fonction des quantiles d'incertitude min-max Q5-95, Q10-90 et Q25-75 (sources : SCHAPI).

Actuellement la chaîne SIM-PE utilise des prévisions météorologiques d'ensemble issues de l'EPS (Ensemble Prediction System) du CEPMMT (Centre Européen de Prévision Météorologiques à Moyen Terme). Des études ont été réalisées afin d'améliorer les performances de ce système de prévision d'ensemble des débits, notamment en remplaçant l'EPS du CEPMMT par la Prévision d'Ensemble ARPEGE (PEARP, *cf* Partie 1.2.1) de Météo-France (Thirel, 2009). Un module d'assimilation des débits observés sur la journée de la veille a été développé pour corriger la condition initiale de l'humidité du sol mais pas encore ajouté à la chaîne opérationnelle pour améliorer les prévisions d'ensemble des débits (Thirel et al., 010a,b; Cousteau et al., 2015).

1.3.2 Les modèles hydrauliques

Un modèle hydraulique (aussi appelé modèles de propagation) permet de simuler la déformation d'une onde de crue se propageant dans les lits mineurs et majeurs d'une rivière à partir d'un ou plusieurs hydrogrammes amont en un ou plusieurs points en aval. Le débit d'entrée du modèle peut être un débit observé à une station hydrométrique ou un débit simulé par un modèle hydrologique. L'hydrogramme de sortie modélisé à une section aval est caractérisé par une atténuation du pic de crue, par un temps de base (c'est-à-dire la durée de ruissellement engendrée par un épisode pluvieux) plus long et par un décalage temporel des débits de pointe consécutif à la propagation de l'onde de crue (Figure 1.6). L'échéance de prévision des modèles hydrauliques ne peut excéder ce temps de propagation. Toutefois, un débit prévu par un modèle hydrologique peut être injecté en condition limite amont d'un modèle de propagation afin d'accroître cette échéance de prévision (*cf* Partie 5.1.4).

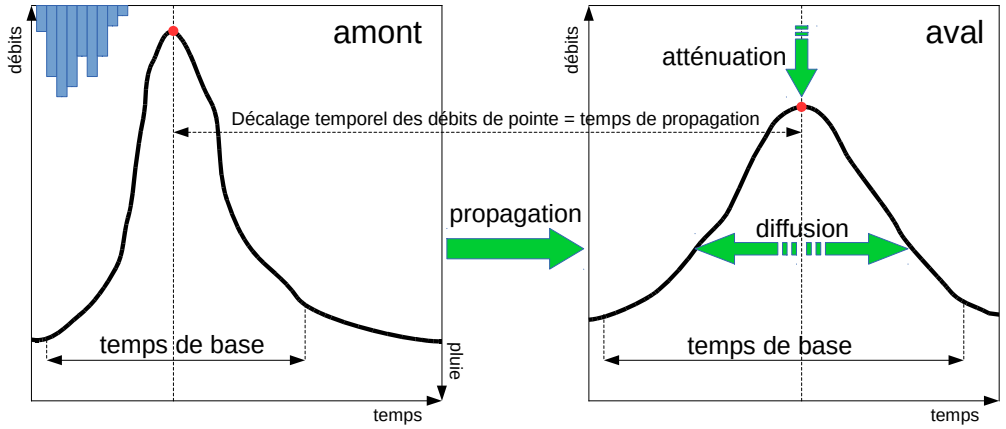


FIGURE 1.6 – Propagation d'une onde de crue entre une section amont et une section aval.

On distingue deux types de modèles hydrauliques, les modèles conceptuels et les modèles à base physique. Les modèles conceptuels appréhendent la propagation de façon globale. Ils permettent généralement d'estimer le seul débit moyen transitant par les différentes sections considérées et sont par conséquent des modèles relativement simples et faciles à mettre en œuvre. Le modèle "lag and route" est le plus simple de tous, il est principalement utilisé pour modéliser le drainage urbain : on considère que l'hydrogramme aval est simplement l'hydrographe amont décalé dans le temps d'une certaine durée (lag) et atténué par un réservoir conceptuel (USACE, 1994).

Les méthodes Muskingum et Muskingum-Cunge (Cunge, 1969) sont des approches conceptuelles basées sur l'équation de continuité pour le tronçon de rivière considéré et sur une équation de stockage pour ce même tronçon. D'autres approches existent comme la méthode Puls ou bien la méthode utilisant un modèle d'onde cinématique.

Les modèles à base physique, quant à eux, sont dérivés des équations fondamentales de l'hydraulique à surface libre gouvernant l'évolution spatiale et temporelle des débits. Ils se basent sur la résolution des équations de Saint-Venant afin de déterminer la hauteur d'eau, la vitesse, le périmètre mouillé, la surface mouillée ainsi que les pertes de charge dues aux frottements. Ils demandent donc une connaissance avancée de la bathymétrie de la rivière, de la topographie des plaines d'inondation attenantes et des coefficients de frottement à appliquer.

En considérant les écoulements uni-directionnels dans les lits mineurs et majeurs de la rivière, il est possible d'utiliser des modèles hydrauliques mono-dimensionnels (1D) comme Mascaret (Goutal and Morel, 2002) (*cf* Partie 2.1), HEC-RAS (Knebl et al., 2005) (Hydrological Engineering Center's River Analysis System) ou comme Mike-11 (Thompson et al., 2004). Ces modèles permettent de résoudre les équations de Saint-Venant dans lequel le domaine de calcul est décomposé en sections en travers. Lorsque les écoulements ont un caractère bi-dimensionnel marqué (par exemple en présence de chenaux d'écoulement secondaires importants dans le lit majeur), les modèles hydrauliques bi-dimensionnels (2D) sont plus adaptés. On peut citer Telemac-2D (Hervouet, 2007) ou MIKE21 (Warren and Bach, 1992) qui résolvent les équations de Saint-Venant 2D avec un schéma en différences finies (MIKE21) ou un schéma éléments finis (Telemac-2D). Dans les deux cas, les schémas de résolution du système d'équations se basent sur une représentation discrétisée dans l'espace appelé maillage de chacune des variables décrivant l'écoulement. Le maillage est construit à partir d'un MNT (*cf* Partie 1.2.4). Pour un modèle opérationnel, le maillage doit conserver une taille raisonnable pour limiter les temps de calcul. Sa densité est donc adaptée afin d'affiner les résultats fournis par le modèle dans les zones d'intérêt. Parmi les modèles hydrauliques à base physique les plus utilisés, on peut citer LISFLOOD-FP qui modélise l'écoulement dans le lit mineur avec un modèle 1D et dans le lit majeur avec un modèle 2D (Bates and De Roo, 2000; Durand et al., 2008).

Les modèles de prévision se basent sur des paramètres non-réifiables comme le coefficient de rugosité de Strickler (K_s en $m^{1/3}/s$), pour caractériser les pertes de charge relatives aux frottements de l'eau dans les lits mineurs et majeurs de la rivière dans un modèle hydraulique ou bien le Curve Number (CN) pour estimer la pluie nette d'un modèle pluie-débit avec la méthode SCS (Mishra and Singh, 2003) (Soil Conservation Service). Ces paramètres sont estimés lors de la procédure de calibration du modèle, appelée aussi phase de calage. La phase de calage vise, par une approche déterministe, à ajuster les valeurs des paramètres de façon à obtenir le meilleur accord possible entre les résultats simulés et ceux observés. De manière générale, cette phase consiste à choisir un jeu de données à utiliser pour la calibration appelé crues de calage, un ou plusieurs critères d'évaluation de la performance du modèle comme le critère de Nash-Sutcliffe (*cf* Partie 1.5.3), et enfin une méthode pour identifier les valeurs optimales de ces paramètres vis-à-vis des critères de performance retenus. Les paramètres retenus, dit "calés", sont par la suite évalués lors de la phase de validation en utilisant un jeu de données différent de celui du calage, appelé crues de validation.

1.4 La prévision opérationnelle des crues en France et ailleurs

L'objectif d'une prévision hydrologique est de quantifier de façon anticipée l'état futur ou l'évolution temporelle des débits et des hauteurs d'eau des cours d'eau. En comparant cette prévision chiffrée à une valeur seuil déterminée en fonction des enjeux, les organismes en charge de la veille hydrologique sont en mesure de prévenir les autorités d'un éventuel risque naturel. On qualifie d'opérationnel les organismes en charge de la veille hydrologique lorsqu'ils sont en mesure de produire et de diffuser en temps réel les informations utiles à une gestion optimisée de la ressource et des risques associés. Un système opérationnel de prévision hydrologique se compose :

- d'un réseau d'observations météorologiques et hydrométriques (*cf* Parties 1.2.1 et 1.2.2) ainsi que d'un système de collecte en temps réel de ces données ;
- de modèles hydrologiques et/ou de propagation (*cf* Parties 1.3.1 et 1.3.2) ;
- d'un centre de prévision dont le personnel a pour mission de contrôler la qualité des données d'entrée, de critiquer les prévisions issues des modèles et de produire l'information sous forme de bulletins de vigilance ou d'alerte ;
- d'une entité relevant des autorités locales dont le but est si nécessaire d'organiser les interventions.

1.4.1 Vue d'ensemble des centres opérationnels à l'échelle européenne

Au niveau européen, le projet EFAS (European Flood Awarness System), coordonné par le JRC (Joint Research Center) fournit des prévisions probabilistes de dépassement de seuil à une échéance de 3 à 10 jours pour les bassins fluviaux transnationaux en Europe avec une maille spatiale de l'ordre de 5 km^2 (De Roo et al., 2003; Gouweleeuw et al., 2005). Il a été lancé en 2003 suite entre autres aux inondations catastrophiques de l'Elbe et du Danube en 2002. EFAS utilise des prévisions météorologiques déterministes et d'ensemble en données d'entrée du modèle LISFLOOD (modèle hydrologique distribué, *cf* Partie 1.3.1). Depuis 2010, EFAS fait partie du projet Copernicus, programme européen qui vise à doter l'Europe d'une capacité opérationnelle et autonome d'observation de la Terre [10]. Les prévisions d'EFAS sont mises à disposition des services nationaux de prévision des crues. La résolution spatio-temporelle des prévisions n'étant pas cohérente avec les besoins du territoire français, le SCHAPI utilise ces prévisions à titre indicatif pour connaître la tendance de l'évolution des principaux cours d'eau.

En Angleterre et au Pays de Galles, l'Environment Agency (EA) a mis en place le National Flood Forecasting System (NFFS) en 2005 afin de coordonner au niveau national la prévision des crues (Werner et al., 2009). (Weerts et al., 2011) a développé une méthode de quantification des incertitudes pour les modèles de prévision des crues du NFFS. En Allemagne, une structure fédérale, le BFG (Bundesanstalt Für Gwässerkunde) est chargée de la coordination des services locaux et du développement d'outils et de modèles de prévision de crues et d'étiages [11]. La prévision opérationnelle et l'émission d'alertes sont de la responsabilité de structures propres à chaque *Land*

10. www.copernicus.eu
11. www.bafg.de

(division administrative de l'Allemagne). De nombreux exploitants de la ressource en eau disposent par ailleurs aussi de leurs propres systèmes de prévision comme les sociétés de production d'hydroéléctricité telles que HydroQuébec au Québec, EDF (Électricité de France) ou la CNR (Compagnie Nationale du Rhône) en France. En France, c'est le réseau Vigicrues [12] qui est en charge de la production et de la diffusion des bulletins de vigilance crues et des prévisions associées.

1.4.2 Rappel historique et législatif de la prévision des crues en France

L'annonce des crues a été initiée en France dans la deuxième moitié du XIX^{e} siècle suite aux crues exceptionnelles de la Loire de 1856 et de 1866 avec la création des Services d'Annonce de Crues (SAC). Suite à des crues meurtrières dans les années 90 (37 morts à Vaison-la-Romaine en 1992 dans le Vaucluse) et au début des années 2000 (24 morts dans les Cévennes en 2002), l'organisation des services de l'État dans ce domaine a été modifiée par la circulaire du 1^{er} octobre 2002 en faisant évoluer les 52 SAC en 22 SPC. Cette circulaire a permis d'intégrer la notion d'anticipation des crues ainsi qu'en créant à Toulouse un centre national dédié à la prévision des crues, le SCHAPI (Service Central d'Hydrométéorologie et d'Appui à la Prévision des Inondations).

La délimitation des territoires de compétence des SPC a été réalisée dans le contexte suivant : en 2000, l'adoption de la Directive Cadre sur l'Eau (DCE) par le Conseil et le Parlement européen a engagé les états membres de l'Union Européenne a atteindre un bon état écologique des cours d'eau d'ici 2015. La mise en œuvre de la DCE prévoyait entre autres un recensement et la définition de bassins hydrographiques. Le territoire français a donc été découpé en 6 bassins hydrographiques : Artois-Picardie, Adour-Garonne, Loire-Bretagne, Rhin-Meuse, Rhône-Méditerranée-Corse et Seine-Normandie. Suite à l'arrêté du 15 février 2005, dans chaque bassin, l'organisation de la prévision des crues a été définie par un Schéma Directeur de Prévision des Crues (SDPC) qui fixe notamment la délimitation des territoires de compétence des SPC. Cette dernière a été réalisée en deux étapes : la première a consisté en un découpage des six bassins hydrographiques en unités hydrologiques homogènes, la seconde, à les assembler pour constituer des secteurs présentant un volume critique d'activités afin de limiter le nombre de SPC intervenant par département. Le fonctionnement de chaque SPC est régi par un Règlement de surveillance de prévision et de transmission de l'Information sur les Crues (RIC). Le réseau Vigicrues, constitué entre autres, du SCHAPI et des SPC est opérationnel depuis juillet 2006.

Suite à une directive européenne portant sur l'évaluation et la gestion des risques d'inondation datant de 2007, des Territoires à Risques importants d'Inondation (TRI) ont été définis en 2012. L'objectif de cette directive est d'élaborer d'ici 2015 des plans de gestion des risques d'inondation visant à réduire les conséquences négatives des inondations sur les enjeux humains, économiques, environnementaux et culturels. Certains de ces TRI peuvent être concernés par des inondations ayant des conséquences de portée nationale.

12. www.vigicrues.gouv.fr

La mission des SPC en période de risque d'inondation est concentrée sur la surveillance, la prévision et la transmission de l'information pour les crues sur leur zone de compétence, qui est interdépartementale. Lors des contacts avec les gestionnaires de crises, les SPC peuvent compléter les informations diffusées régulièrement par des éclairages ponctuels, ce qu'ils peuvent difficilement assurer pour chacun des départements lorsque la crise est étendue. L'institution d'une personne relais au niveau départemental doit permettre d'améliorer sensiblement la connaissance des conséquences locales des crues prévues. Il a donc été convenu en 2011 de mettre en place au sein des DDT (Direction Départementale des Territoires) la mission de RDI (Référent Départemental pour l'appui technique à la préparation et à la gestion des crises d'Inondation) dans les départements couverts par un SPC. Le RDI, en période de crise, traduit en termes d'enjeux territoriaux et de conséquences à attendre, les données hydrologiques élaborées et transmises par les SPC. De plus, la mission du RDI pour la gestion de crises consiste à capitaliser les connaissances des enjeux locaux et les conséquences *a posteriori* des crues significatives.

1.4.3 Le réseau Vigicrues

Le réseau Vigicrues regroupe :

- le SCHAPI ;
- les 19 SPC rattachés (hormis un) aux Directions Régionales de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement (DREAL) ;
- les 28 unités d'hydrométrie (UH) rattachées aux DREAL et 5 outre-mer au DEAL (Direction de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement) ;
- les Cellules de Veille Hydrologique (CVH) en Corse et dans les Départements d'Outre-Mer (DOM).

A partir des observations et des prévisions météorologiques, hydrologiques et hydrauliques, les SPC affectent deux fois par jour une couleur de vigilance aux cours d'eau inclus dans le dispositif de la vigilance crue. Cette couleur caractérise le risque d'inondation durant les 24h à venir. Le choix de la couleur de vigilance est déterminé en croisant les prévisions hydrologiques issues des modèles et l'expertise des prévisionnistes de crue. Le choix de la couleur est ensuite validé par le SCHAPI. En-dehors de sa mission de veille hydro-météorologique, le réseau Vigicrues assure le développement, l'amélioration et la mise en place de nouveaux modèles de prévisions des crues ainsi que la mise à jour de la base nationale des données hydrométriques, la Banque Hydro [13]. Le réseau Vigicrues s'oriente actuellement vers un passage de la prévision des crues à une prévision des inondations en fournissant, en plus de sa prévision chiffrée, une carte de zone inondée potentielle. De plus, suite aux conclusions du groupe de travail sur l'estimation des incertitudes de prévision (réunissant le SCHAPI, les SPC et les UH entre 2012 et 2014), des méthodes ont été mises en place pour adjoindre aux prévisions une enveloppe d'incertitude. Le but de ces travaux est, dans un futur proche, d'afficher

13. www.hydro.eaufrance.fr

sur le site Vigicrues la courbe des hauteurs et/ou des débits prévus ainsi que l'enveloppe d'incertitude qui les encadre.

1.4.4 Le site internet Vigicrues et la carte de vigilance météorologique

L'objectif de la vigilance crue est d'informer sous une forme simple et claire, le public et les acteurs de la gestion de crise, en cas de risque de crues sur les cours d'eau surveillés par l'État dans le cadre de sa mission règlementaire de surveillance, de prévision et de transmission de l'information sur les crues. Cette vigilance crue est notamment destinée aux pouvoirs publics en charge de la sécurité civile qui déclenchent les alertes lorsque cela est nécessaire, et mobilisent les moyens de secours. Chaque cours d'eau inclus dans le dispositif de la vigilance crue (le plus souvent découpé en tronçons appelés tronçons règlementaires) apparaît sur la carte de vigilance (Figure 1.7) consultable sur le site Vigicrues [14].

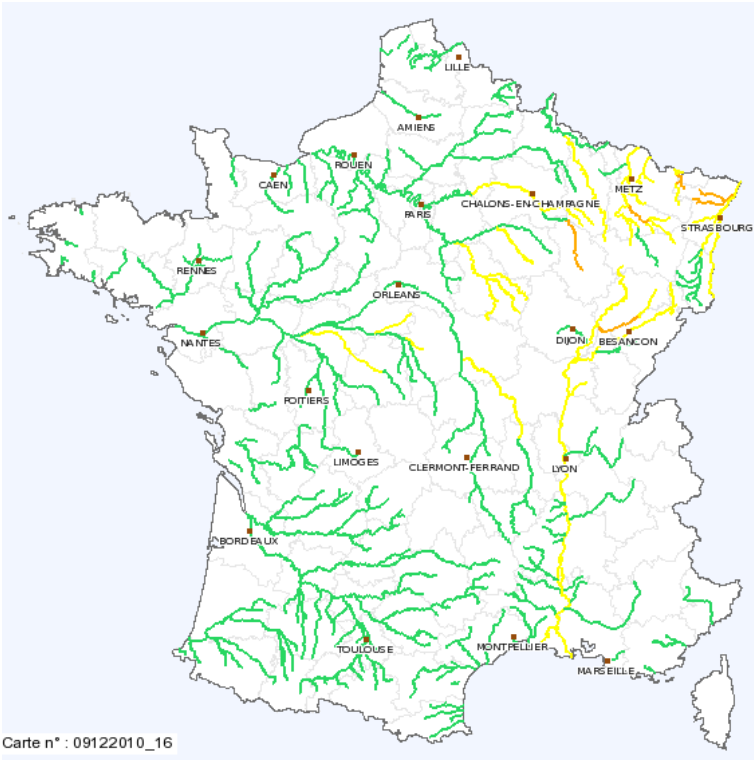


FIGURE 1.7 – Carte nationale de vigilance crue diffusée le 9 décembre 2010 à 16h sur le site Vigicrues.

Á chaque tronçon est affecté une couleur proposée par les SPC et validée par le SCHAPI : vert, jaune, orange et rouge, en fonction du niveau de vigilance adapté pour

14. www.vigicrues.gouv.fr

faire face au danger susceptible de se produire dans les 24h à venir. Sur cette échelle de risques, la couleur rouge caractérise un risque de crue majeur menaçant la sécurité des personnes et des biens. La couleur orange est affectée à un tronçon pour prévenir d'un risque de crue génératrice de débordements importants, susceptible d'avoir un impact significatif sur la vie collective et la sécurité des biens et des personnes. La couleur jaune signifie un risque de crue ou de montée rapide des eaux n'entraînant pas de dommage significatif. Lorsqu'il n'y a pas de vigilance particulière, le tronçon reste coloré en vert. La carte se présente sous une vue nationale ou locale (Figure 1.8). Les cartes locales sont accompagnées de bulletins d'information sur les domaines des SPC correspondants.

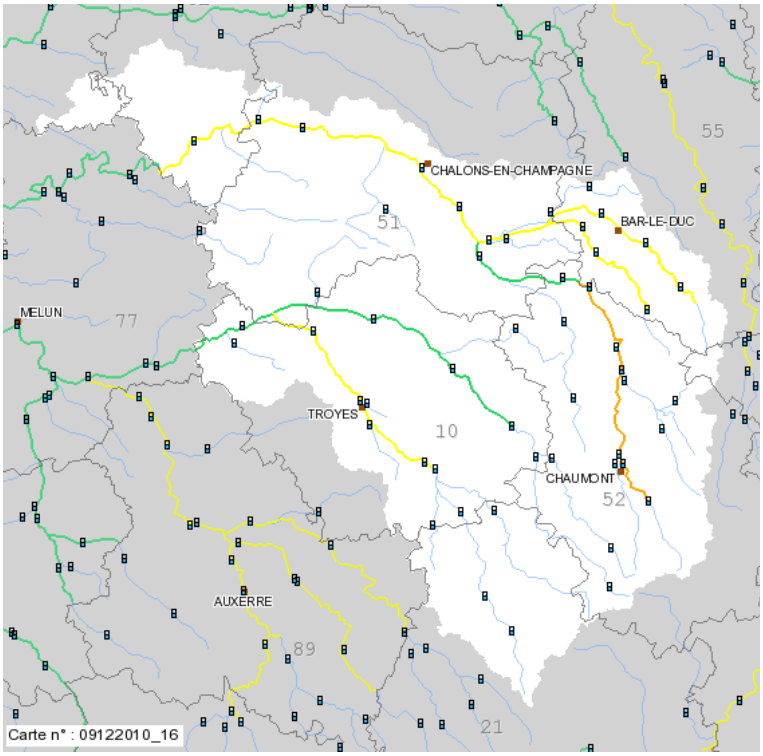


FIGURE 1.8 – Vue locale du SPC SAMA de la carte de vigilance crue diffusée le 9 décembre 2010 à 16h sur le site Vigicrue ; le tronçon Marne Amont est en vigilance orange et les tronçons Marne Moyenne (Châlons-en-Champagne), Saulx-Ornain (Bar-le-Duc), Seine Troyenne (Troyes) sont en vigilance jaune.

Il est possible en cliquant sur une station hydrologique de visualiser le graphique des dernières hauteurs d'eau et derniers débits mesurés à cette station (Figure 1.9). La carte est actualisée deux fois par jour, à 10h et 16h. La vigilance météorologique mise en place par Météo-France depuis 2001 a intégré la vigilance crue à travers la carte de vigilance météorologique [15] actualisée au moins deux fois par jour, à 6h et 16h. En cas

15. http ://vigilance.meteofrance.com

de passage en vigilance crue jaune, orange ou rouge, des pictogrammes pluie-inondation et inondation sont alors ajoutés sur la carte de vigilance météorologique en les localisant sur les départements concernés et en colorant ces derniers en adéquation avec le risque météorologique ; un exemple est montré sur la Figure 1.10.

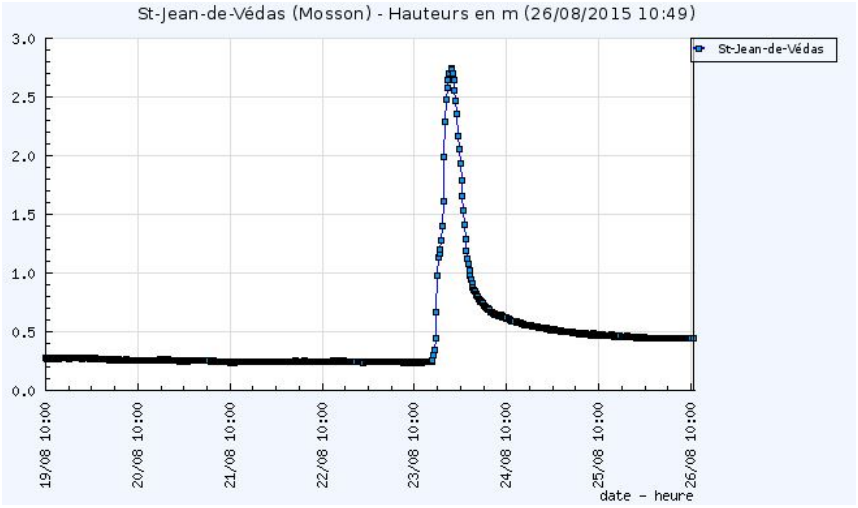


FIGURE 1.9 – Débits observés à St-Jean-de-Védas sur la Mosson dans l'Hérault entre le 19 et le 26 août 2015 à 10h.

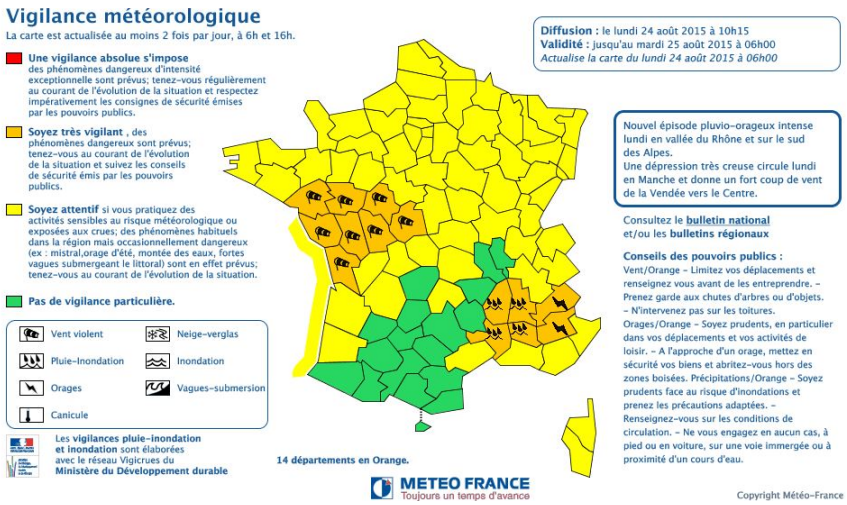


FIGURE 1.10 – Carte de vigilance météorologique diffusée par Météo-France le 24 août 2015 à 10h.

1.5 Limiter et anticiper les crues sur le bassin de la Seine

Le fleuve Seine, long de près de 800 km, prend sa source à une altitude de 446 m NGF à Source-Seine en Côte-d'Or sur le plateau de Langres (Figure 1.11). Il traverse les agglomérations de Troyes, Paris, Rouen et trouve son exutoire dans la Manche entre Le Havre et Honfleur. Son bassin versant couvre une surface de 97000 km^2 et présente un relief peu escarpé ainsi qu'une relative homogénéité géomorphologique et hydrologique. Les thèses de (Flipo, 2005; Brunstein, 1999) contiennent des éléments descriptifs détaillés du bassin versant de la Seine. Toutefois, on rencontre des situations de fortes singularités selon les vallées comme des pentes importantes ou un fonctionnement karstique notamment en tête de bassin. Le karst est une structure géomorphologique résultant de l'érosion des roches calcaires qui engendre entre autres, la formation de rivières souterraines, de pertes, de résurgences, de grottes et de gouffres. Ses principaux affluents, l'Oise, la Marne, l'Yonne et l'Eure, couvrent respectivement des surfaces de bassin versant de près de 17000 km^2, 12900 km^2, 10800 km^2 et de 6000 km^2.

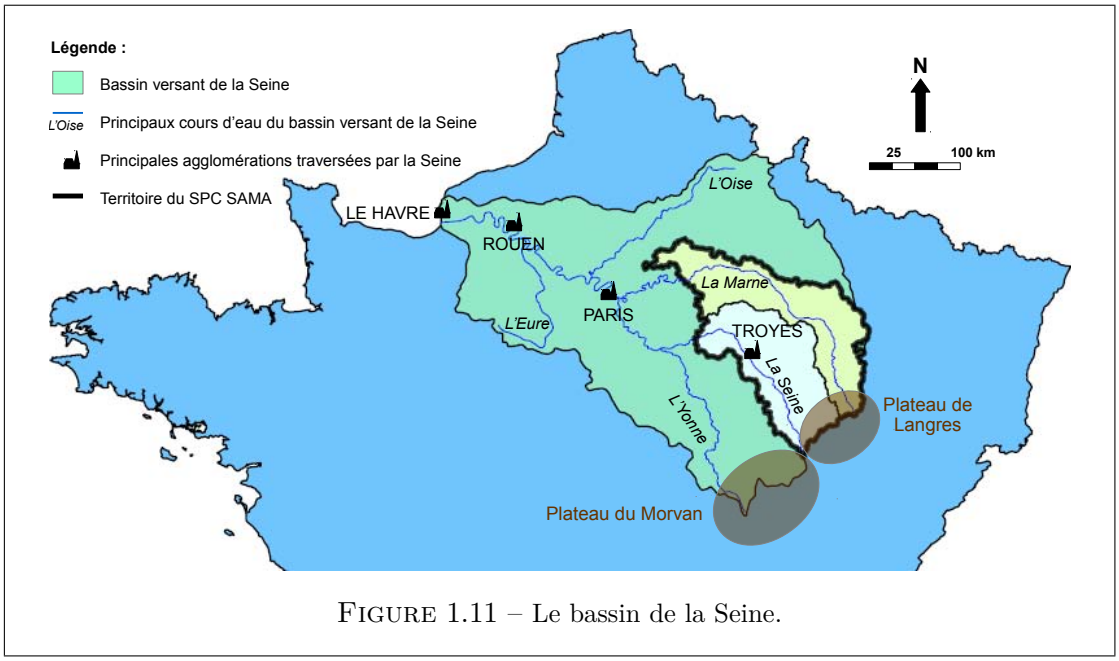


FIGURE 1.11 – Le bassin de la Seine.

Les crues de la Seine et de ses principaux affluents n'ont pas le caractère dangereux pour l'homme que peuvent avoir les cours d'eau à réponse rapide mais peuvent causer d'importants dommages à l'économie régionale. Le bassin de la Seine couvre 12% du territoire français et accueille le quart de la population française, un tiers de sa production agricole (Maybeck et al., 1998) et 40% de l'industrie nationale. Le premier risque de catastrophe naturelle menaçant le bassin est le risque inondation. Afin de développer une vision d'ensemble du fonctionnement du système formé par le réseau hydrographique de la Seine, son bassin versant et la société humaine qui l'investit, un ensemble de chercheurs de différents horizons (CNRS, INRA, CEMAGREF, Université et

Grandes Écoles) se sont réunis au sein du Programme Interdisciplinaire de Recherche sur l'Environnement de la Seine (PIREN Seine [16]). Si les grandes crues sont rares, leurs effets dévastateurs leur ont valu d'être consignés depuis longtemps : la crue la plus importante date de 1658 où la cote de 8.96 m a été atteinte à l'échelle du Pont d'Austerlitz à Paris, 34 cm au-dessus de celle de 1910, crue connue des Parisiens et référencée par des repères de crues où de nombreux quartiers de Paris étaient sous l'eau. Lors de cette grande crue, les députés, pour réamorcer la reprise du travail se sont rendus à l'Assemblée nationale en barque (Figure 1.12).



FIGURE 1.12 – Photographie de la crue de 1910 à Paris.

Deux autres fortes crues sont survenues en 1924 et 1955. Depuis, le bassin de la Seine n'a vécu aucune crue d'ampleur comparable, du fait de l'absence d'événements pluviométriques et hydrologiques aussi intenses. Le SPC SAMA (Service de Prévision des Crues Seine Amont Marne Amont) et l'EPTB (Établissement Public Territorial de Bassin) Seine Grands Lacs, entre autres, luttent contre ce risque en anticipant le risque inondation à partir de modèles hydrologiques et hydrauliques de prévision des crues ainsi qu'en limitant les inondations en retenant une partie du débit des rivières en crue dans les lacs-réservoirs Seine, Marne et Aube.

16. http ://sysiphe.jussieu.fr/internet/piren/

1.5.1 L'EPTB Seine Grands Lacs

L'EPTB Seine Grands Lacs est un Établissement Public Territorial de Bassin qui a une double charge : celle de garantir la ressource en eau potable en soutenant les étiages sur la Seine et ses affluents d'une part, et celle de lutter contre le risque inondation en écrêtant les crues d'autre part. Sur le territoire du SPC, les lacs-réservoirs Seine, Marne et Aube créés respectivement en 1966, 1974 et 1990 prélèvent et restituent près de 720 millions de m^3 d'eau chaque année dans le fleuve Seine et les rivières Marne et Aube (Figure 1.14). L'exploitation des lacs est déterminée par un règlement d'eau défini par arrêté inter-préfectoral. L'eau est dérivée et stockée de novembre à fin juin et restituée de juillet à octobre, ces périodes pouvant varier en fonction des aléas climatiques.

Le lac-réservoir Seine (ou lac de la Forêt d'Orient), d'une capacité de stockage de 208 millions de m^3 peut dériver jusqu'à 180 m^3/s de la Seine pour une restitution moyenne de 18 m^3/s en période d'étiage. En crues, jusqu'à 375 m^3/s peuvent être dérivés de la Marne (soit près de 80% du débit maximal connu) via le canal de prise (photo ***C*** Figure 1.13) et stockés dans le lac-réservoir Marne (ou lac du Der-Chantecoq, photos *A* et *B* Figure 1.13) d'une capacité de 349 millions de m^3. Le soutien d'étiage peut fournir une moyenne de 30 m^3/s supplémentaires en Marne.



FIGURE 1.13 – Le lac-réservoir Marne, photo ***A*** : vue aérienne du lac, photo ***B*** : l'église de Champaubert en période d'étiage, photo ***C*** : le canal de prise.

Les canaux de prise et de restitution sont placés de part et d'autre de l'agglomération de St-Dizier, limitant ainsi les inondations dans cette dernière. Le lac-réservoir

Aube, de création plus récente, est en capacité de dériver 135 m^3/s en crue et de restituer en moyenne 14 m^3/s en période d'étiage.

En cas de crue exceptionnelle, les études indiquent que les lacs-réservoirs permettraient un abaissement de 60 cm du niveau de la Seine à Paris par rapport au pic de la crue de 1910 (soit une diminution d'un tiers des dommages pour une crue comparable). Cependant, leur efficacité reste limitée à la capacité d'écrêtage des lacs (forte en début de saison hydrologique, faible en juin lorsque les lacs sont théoriquement pleins). L'EPTB Seine Grands Lacs gère les trois lacs situés sur le territoire du SPC. Un réseau de mesures hydrométriques qui lui est propre permet de contrôler les valeurs des débits entrant et sortant de ces ouvrages. L'EPTB informe le SPC SAMA de l'état de remplissage, des prises et des restitutions de chaque lac. Les deux structures s'échangent les données collectées au sein de leurs propres réseaux de mesure. Une convention définit les modalités de ces échanges d'information.

1.5.2 Le territoire de compétence du SPC SAMA

La délimitation des territoires de compétence des SPC du bassin de la Seine a été réalisée en deux étapes. La première a consisté en un découpage du bassin hydrographique Seine-Normandie en 16 unités hydrologiques homogènes ; la seconde, à les assembler pour constituer des secteurs présentant un volume critique d'activité afin de limiter le nombre de SPC intervenant par département. Ces secteurs sont devenus les quatre zones de compétence du bassin Seine-Normandie confiées aux SPC Oise - Aisne, SAMA, Seine Moyenne - Yonne - Loing et Seine Aval - Côtiers Normands. Le SPC SAMA exerce sa compétence sur les unités Seine Amont et Marne Amont (respectivement en bleu et en vert Figure 1.14).

La Seine traverse les départements de la Côte d'Or, de la Marne et de l'Aube et contrôle un bassin versant d'environ 9100 km^2 sur le territoire du SPC SAMA. Son principal affluent est la rivière Aube. Les crues de la Seine, causées par des pluies océaniques peu intenses mais durables, sont hivernales et printanières (de novembre à mai). Les précipitations moyennes annuelles sont d'environ 700 mm et peuvent atteindre 1000 mm an en tête de bassin. Le fonctionnement hydrologique du fleuve n'est pas uniforme : on distingue le linéaire de la source de la Seine à Bar-sur-Seine (réactif à la pluie qui représente la zone de genèse de la crue) du linéaire en aval de Bar-sur-Seine (où les crues en raison d'un élargissement du lit majeur et d'une pente faible sont lentes - le temps de propagation peut atteindre 4 à 5 jours entre Troyes et Nogent-sur-Seine - et durables - jusqu'à plusieurs semaines dans le Nogentais).

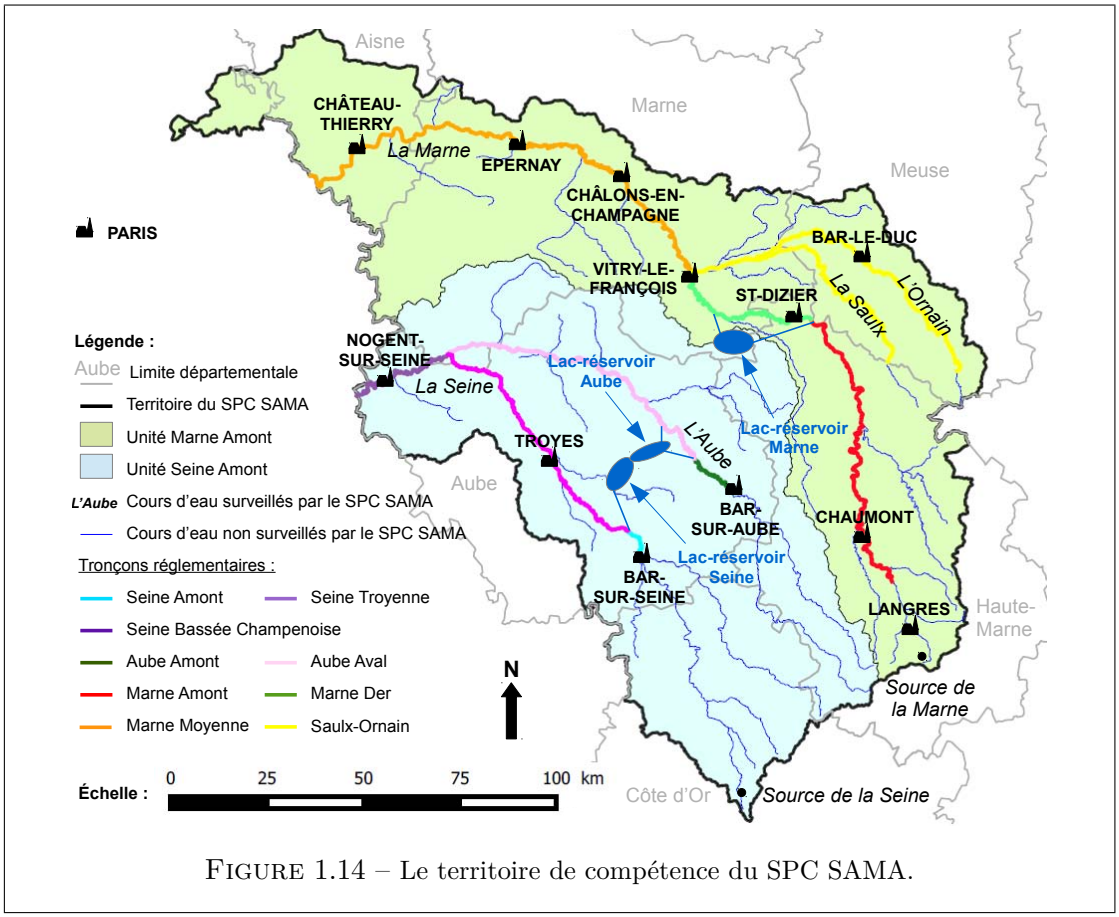


FIGURE 1.14 – Le territoire de compétence du SPC SAMA.

Les principaux enjeux humains, économiques et environnementaux se concentrent dans les agglomérations de Bar-sur-Seine, Troyes (qui depuis 2012 est nommée dans la liste des TRI *cf* Partie 1.4.2) et Nogent-sur-Seine (centrale nucléaire). Le fonctionnement hydrologique de l'Aube est comparable avec une dichotomie entre le linéaire en amont et en aval de Bar-sur-Aube. La Seine et l'Aube sont principalement exposées à des crues de débordement en lit majeur lentes et durables, caractéristiques des bassins de plaine. L'unité Seine Amont est composée de 5 tronçons règlementaires :

- **Seine Amont**, de Bar-sur-Seine au canal d'amenée du lac-réservoir Seine ;
- **Seine Troyenne**, du canal d'amenée à la confluence avec l'Aube ;
- **Seine Bassée Champenoise**, de la confluence à la limite départementale entre l'Aube et la Seine-et-Marne ;
- **Aube Amont**, de Bar-sur-Aube au canal d'amenée du lac-réservoir Aube ;
- **Aube Aval**, du canal d'amenée à la confluence avec la Seine.

La Marne prend sa source à Balesmes-sur-Marne sur le plateau de Langres à une altitude de 420 m NGF. Elle traverse 7 départements dont la Haute-Marne, la Meuse, la Marne et l'Aisne sur le territoire du SPC SAMA avant de se jeter dans la Seine sur le territoire du SPC Seine Moyenne - Yonne - Loing à une altitude de 27 m NGF. La

Saulx est son principal affluent en rive droite. Le climat de l'unité Marne Amont présente d'Ouest en Est une accentuation nette de la pluviométrie, avec une moyenne de 700 mm par an de pluie à Châlons-en-Champagne à 1100 mm par an sur les hauteurs des départements de la Haute-Marne et de la Meuse. Comme pour la Seine, le fonctionnement hydrologique de la rivière n'est pas uniforme : on distingue le linéaire de la Marne en amont de Vitry-le-François et l'ensemble du Perthois composé de la Saulx et de l'Ornain, karstique, réactif à la pluie, qui représente la zone de genèse des crues, du linéaire en aval de Vitry-le-François, zone crayeuse perméable où les apports intermédiaires sont rares et où la large vallée constitue un vaste champ d'expansion des crues. Les principaux enjeux humains, économiques et environnementaux se concentrent dans les agglomérations de Chaumont, Saint-Dizier, Bar-le-Duc, Châlons-en-Champagne, Epernay et Château-Thierry. Depuis 2012, Saint-Dizier et Châlons-en-Champagne sont citées dans la liste des TRI (*cf* Partie 1.4.2). L'unité Marne Amont est composée de 4 tronçons règlementaires :

- **Marne Amont**, de Marnay-sur-Marne au canal d'amenée du lac-réservoir Marne ;
- **Marne Der**, du canal d'amenée à la confluence avec la Saulx ;
- **Marne Moyenne**, de la confluence à la limite entre l'Aisne et la Seine-et-Marne ;
- **Saulx-Ornain**, de Montiers-sur-Saulx pour la Saulx et de Houdelincourt pour l'Ornain à la confluence avec la Marne.

Pour assurer ses missions, le SPC SAMA basé à Châlons-en-Champagne dispose d'une équipe de 6 prévisionnistes et d'un réseau de 56 stations limnimétriques (Figure 1.15 ci-dessous), gérées par les services d'hydrométrie des DREAL Champagne-Ardenne, Bourgogne et de la DRIEE (Direction Régionale et Interdépartementale de l'Environnement et de l'Énergie) Ile-de-France, dont les hauteurs et les débits sont visualisables sous Vigicrues. En cas de crise, le SPC peut s'appuyer sur les RDI (*cf* Partie 1.4.2) des départements de l'Aube, de la Haute-Marne, de la Marne, de l'Aisne et de la Meuse pour constater les dégâts. Météo-France gère et met à disposition les données de 40 postes pluviométriques, dont la moitié est concentrée sur les bassins des tronçons Marne Amont et Saulx-Ornain ainsi que les images de 4 radars de précipitation couvrant l'ensemble du territoire du SPC SAMA.

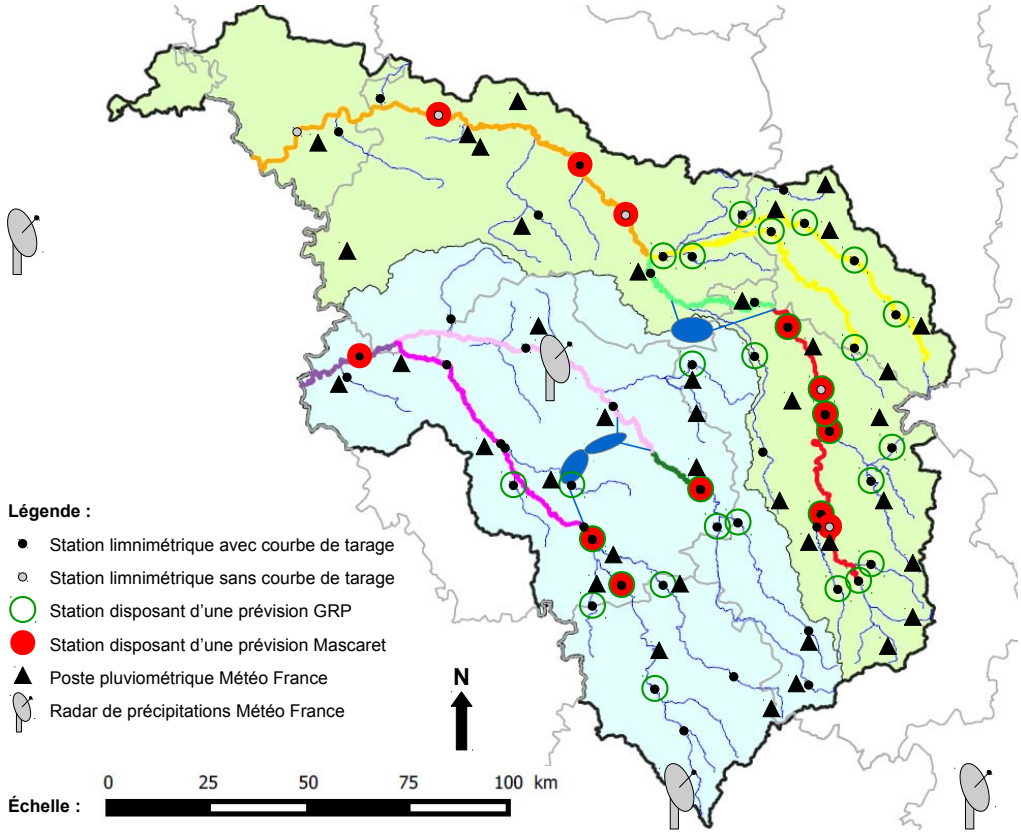


FIGURE 1.15 – Observations et prévisions au SPC SAMA.

A partir des données limnimétriques, débitmétriques et pluviométriques observées et des précipitations prévues par Météo-France, le SPC SAMA est en mesure de fournir des prévisions en hauteurs et/ou débits sur près de 35 stations issues de modèles hydrologiques pluie-débit GRP (*cf* Partie 1.3.1) à une échéance maximale de prévision de 24h et de modèles hydrauliques 1D Mascaret (*cf* Partie 1.3.2) à des échéances comprises entre 5 et 48h. Afin d'accroître les échéances de prévision des modèles hydrauliques, il est possible d'enchaîner les modèles GRP et Mascaret en imposant en condition limite amont du modèle hydraulique les prévisions des modèles hydrologiques (*cf* Partie 5.1.4). Les 2 modèles hydrauliques sur lesquels s'appliquent ces travaux vont être présentés dans les Parties 1.5.3 et 1.5.4 ci-dessous.

1.5.3 Le modèle Marne Amont Global

Le modèle Marne Amont Global (MAG) est utilisé en opérationnel pour effectuer des prévisions depuis 2011 sur le tronçon Marne Amont (linéaire rouge sur la Figure 1.14). Ce tronçon est sensible aux précipitations où l'on peut rencontrer des réactions hydrologiques soudaines (de 5 à 120 m^3/s sur une période de 24h en octobre 2006 à Condes). Ce tronçon est constitué de plateaux forestiers calcaires incisés par des vallées et comporte des zones karstiques au comportement hydrologique non linéaire et délicat à anticiper. A l'origine, sur ce secteur, les prévisions étaient effectuées avec les modèles Marne Valage (linéaire de la Marne débutant à Condes et s'achevant à Chamouilley) crée en 2007 et mis à jour en 2010 et Marne Amont (linéaire de la Marne entre Marnay et Condes) conçu en 2008 (Figure 1.16).

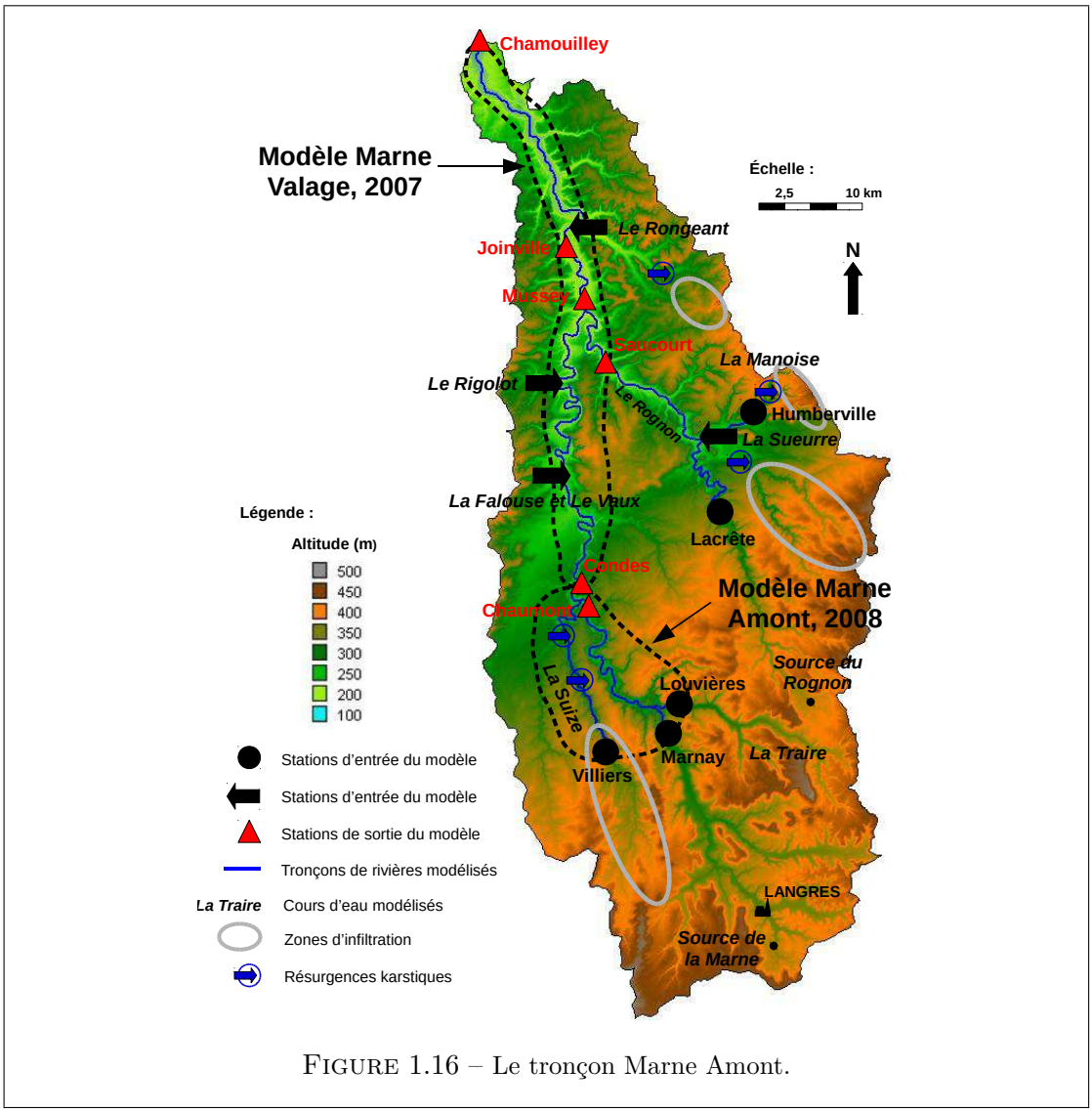


FIGURE 1.16 – Le tronçon Marne Amont.

Ces deux sous-bassins versants ont été modélisés avec le code numérique d'hydraulique mono-dimensionnel Mascaret développé par EDF et le CEREMA (Centre d'Études et d'expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement, ex-CETMEF) qui résout les équations de St-Venant (*cf* Parties 1.3.2 et 2.1). Ils ont été calés indépendamment en utilisant les observations de hauteur d'eau aux stations de Chaumont, Condes, Mussey, Joinville et Chamouilley. La non prise en compte des apports intermédiaires, qui conduit à une sous-estimation des hauteurs et des débits modélisés, a été compensée en réduisant localement les coefficients de Strickler, accroissant ainsi artificiellement le niveau d'eau. Ces deux modèles, utilisés à l'opérationnel au SPC SAMA de 2007 à 2011, ont donné des prévisions satisfaisantes en hauteur mais les débits étaient sous-estimés et le temps de prévision maximum n'était qu'au mieux de 15h. Afin d'augmenter le temps de prévision maximum et d'obtenir des prévisions à Saucourt, les deux modèles ont été fusionnés en un modèle global (MAG), en incluant le bassin karstique du Rognon, qui peut, en crue, apporter autant de débit que la Marne.

Le modèle MAG est limité en amont par les stations hydrométriques de Marnay, Villiers, Louvières, Lacrête et Humberville, stations d'entrée du modèle (ronds noirs sur la Figure 1.16). Les stations de Chaumont, Condes, Saucourt, Mussey, Joinville et Chamouilley sont des stations de sortie du modèle (triangles rouges). La courbe de tarage de Chamouilley a été appliquée en condition limite aval du modèle. Le modèle comporte 5 conditions limites amont, 9 biefs, 4 confluences et 6 points de sortie (Figure 1.17). Les données topographiques se composent de 111 profils en travers géoréférencés en lit mineur et majeur qui ont été capitalisés par le SPC auprès de l'Entente Marne (syndicat de rivière) et de la DDT de la Haute-Marne pour un linéaire modélisé d'environ 180 km.

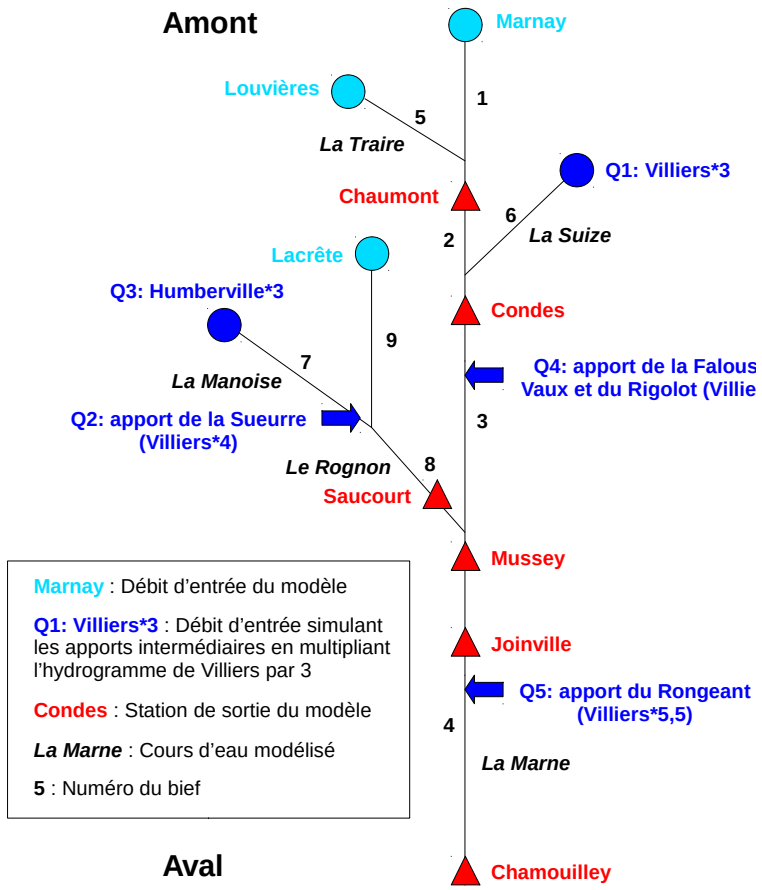


FIGURE 1.17 – Le modèle Marne Amont Global.

La Suize est un cours d'eau karstique. Le SPC SAMA dispose de la station de Villiers en amont des principales pertes. Après jaugeage, le service d'hydrométrie de la DREAL Champagne-Ardenne estime que le débit de la Suize au niveau de la confluence de la Marne est en moyenne deux à trois fois celui de Villiers, 30 km en amont. On rencontre le même type de phénomène pour la station d'Humberville sur le bassin versant de la Manoise. Le modèle global s'étend sur 2250 km^2 mais la surface contrôlée par les cinq stations amont n'est que de 750 km^2. Les erreurs liées à la non prise en compte des apports intermédiaires vont engendrer un déficit de débit croissant de l'amont vers l'aval. Les apports de la Falouse, du Vaux, du Rigolot, du Rongeant et de la Sueurre ont dû être intégrés à la modélisation ainsi que les apports des résurgences situées en aval des stations de Villiers et Humberville. La modélisation des apports intermédiaires en l'absence de modèle pluie-débit sur ces cours d'eau non-jaugés a représenté une étape clef pour obtenir des prévisions satisfaisantes.

Les chroniques de hauteur et de débit des stations d'entrée et de sortie nécessaires au calage et à la validation du modèle ont été fournies par le service d'hydrométrie

de la DREAL Champagne-Ardenne. Il faut noter que les données observées en débit ne sont pas disponibles aux stations de Chaumont et de Joinville du fait de l'absence de courbe de tarage valide. On dispose de 20 épisodes de crue au pas de temps horaire pour les phases de calage et validation du modèle présentés dans le Tableau 1.2 où les couleurs jaunes et orange indiquent si les seuils de vigilance crue jaunes et orange ont été dépassés aux stations de Condes, Mussey et Chamouilley lors de ces événements.

Épisode de crue	Q maximum à Condes (m3/s)	Q maximum à Mussey (m3/s)	Q maximum à Chamouilley (m3/s)	Utilité
mars 2001	70	160	200	calage
avril 2001	70	160	210	validation
mai 2001	50	105	135	calage
janvier 2004	90	210	300	validation
décembre 2004	60	120	130	calage
février 2006	55	130	160	calage
mars 2006	90	200	260	calage
octobre 2006 - 1	110	200	220	calage
octobre 2006 - 2	55	60	65	calage
février 2007	65	115	165	validation
mars 2007	90	190	250	validation
décembre 2007 - 1	50	95	115	calage
décembre 2007 - 2	70	130	220	validation
mars 2008	70	160	190	calage
janvier 2009	50	120	110	validation
février 2009	45	120	120	calage
décembre 2010	80	210	275	validation
décembre 2011	130	220	310	validation
janvier 2013	100	200	310	validation
avril 2013	130	230	310	validation

TABLE 1.2 – Épisodes de crues utilisés pour le calage et la validation du modèle MAG. Les seuils de vigilance jaunes et orange sont de respectivement 60 et 120 m^3/s à Condes, 120 et 210 m^3/s à Mussey et 170 et 350 m^3/s à Chamouilley.

Le calage du modèle a été réalisé en deux temps. La première phase a consisté à quantifier les apports intermédiaires : la majorité des crues résultant du passage d'un épisode pluvieux océanique homogène sur le bassin de la Marne, on a considéré qu'il était possible de décrire le comportement des apports à partir d'un hydrogramme élémentaire multiplié par un coefficient. Les débits Q_1, Q_2, Q_3 simulent respectivement les contributions de la Suize, de la Sueurre et de la Manoise, Q_4 représentent les apports de la Falouse, du Vaux et du Rigolot et Q_5 ceux du Rongeant (Figure 1.17). Ils ont été simulés à partir des hydrogrammes de Villiers et Humberville multipliés par des coefficients moyens A_i déterminés à partir des 10 crues de calage présentées dans le Tableau 1.2. Les coefficients moyens A_i obtenus sont illustrés dans le Tableau 1.3 ci-dessous.

Q_i	Hydrogramme élémentaire	A_i	Écart-type
Q_1	Villiers	3	0.8
Q_2	Villiers	4	1.3
Q_3	Humberville	3	1.8
Q_4	Villiers	2.5	1.4
Q_5	Villiers	5.5	2

TABLE 1.3 – Coefficients multiplicatifs A_i d'apports et leurs écarts-types avec $i \in$ [1,5].

La seconde étape du calage a consisté à ajuster les coefficients de rugosité de Strickler K_s, des lits mineurs et majeurs (nommés respectivement **m** et **n** dans cette étude) de façon à accélérer ou ralentir les ondes de crues afin de mettre en phase pour chaque crue de l'amont vers l'aval les hydrogrammes et limnigrammes modélisés et observés aux 6 stations de sorties en utilisant les débits Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 et Q_5 multipliés par les coefficients A_i obtenus dans le Tableau 1.3. Par la suite, les K_s locaux hérités de l'ancienne modélisation ont été affinés en hauteur au voisinage des stations de sortie afin de pouvoir compenser une description topographique et bathymétrique incomplète entachant la relation hauteur-débit. Cette modification locale impacte les hauteurs d'eau mais n'influe quasiment pas sur les débits modélisés.

Les K_s ont été optimisés pour chaque crue de calage. On obtient les K_s **m** et **n** moyens présentés dans le Tableau 1.4 ci-dessous ainsi que les critères de Nash-Sutcliffe moyens à partir des 10 crues de validation aux stations de Chaumont, Condes, Mussey, Joinville, Chamouilley et Saucourt. Le critère de Nash exprime la différence relative entre l'erreur du modèle et l'erreur d'un modèle de référence défini par la moyenne des débits ou des hauteurs. Plus la valeur est proche de 1, meilleur est l'accord entre la simulation et l'observation (Hingray et al., 2009). La formule du critère de Nash N est la suivante :

$$N = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n}(Q_{obs}(i) - Q_{sim}(i))^2}{\sum_{i=1}^{n}(Q_{obs}(i) - \bar{Q}_{obs})^2} \,. \tag{1.2}$$

D'autres indicateurs auraient pu être utilisés pour évaluer la qualité d'un modèle de prévision des crues comme le calcul de l'erreur sur l'heure d'occurence des pics de crue ou encore le calcul du biais sur la hauteur maximale observée ou au dépassement des seuils de vigilance jaune, orange et rouge. Le critère de Nash-Sutcliffe a été retenu car il permet d'évaluer l'erreur du modèle sur l'ensemble de la crue. Le calcul de ce score sur des épisodes de crue seulement permet d'avoir une vision globale des performances du modèle (aussi bien en montée, au pic qu'en décrue) sans accroître artificiellement sa valeur en analysant des périodes hydrologiquement stables où les résultats sont excellents.

Bief	Portion	Longueur (m)	**m**	**n**	Station de sortie	Critère de Nash	
						H	Q
1	1	5172	24	14			
2	1	21753	24	14	Chaumont	0.922	
3	1	660	36	22	Condes	0.821	0.835
	2	44842	24	14			
4	1	578	20	13	Mussey	0.544	0.743
	2	8200	24	18			
	3	300	14	8	Joinville	0.531	
	4	26383	24	14	Chamouilley	0.614	0.621
5	1	4150	24	14			
6	1	27101	24	14			
7	1	7600	9	7			
8	1	16266	9	7			
	2	500	13	8	Saucourt	0.797	0.821
	3	5680	9	7			
9	1	10819	9	7			

TABLE 1.4 – Coefficients de Strickler moyens des lits mineurs (**m**) et majeurs (**n**) retenus au calage pour le modèle Marne Amont Global en fonction des biefs décrits dans la Figure 1.17.

On obtient des couples de valeurs de **m** et **n** proches de [25-15], valeurs usuelles pour une rivière sinueuse et un lit majeur en prairie avec une végétation éparse (Bedient and Hubert, 2002). Lors de la validation, on a observé peu de décalage temporel entre les ondes de crues observées et modélisées. Les K_s moyens déterminés au calage ont été validés. D'après la Figure 1.18, l'application des coefficients multiplicatifs A_i du Tableau 1.3 permet de mieux appréhender la quantification des apports intermédiaires. Toutefois, les erreurs liées à l'estimation de ces apports se cumulant, les critères de Nash se dégradent de l'amont vers l'aval.

Le forçage local des K_s au droit de la station de Mussey pour limiter une sous-estimation récurrente des hauteurs modélisées ne permet pas d'améliorer la simulation de la relation hauteur-débit sur l'ensemble de la crue de janvier 2004 (Figure 1.19). Les hauteurs d'eau simulées à Mussey sont inférieures à celles observées à partir du jour 4 : les deux pics de crue étant correctement simulés en débit, la description géométrique éparse au droit de la station de Mussey doit engendrer une sous-estimation de la simulation des hauteurs d'eau. Cette sous-estimation récurrente a été détectée lors de la phase de calage. Les K_s des lits mineurs et majeurs ont donc été localement diminués afin d'augmenter le frottement et élever la ligne d'eau mais ce forçage ne permet de satisfaire la modélisation des hauteurs d'eau pour toutes les gammes de débits. Avec le couple de K_s 20-13, les hauteurs d'eau sont légèrement surestimées entre 50 et 150 m^3/s et sous-estimées au delà.

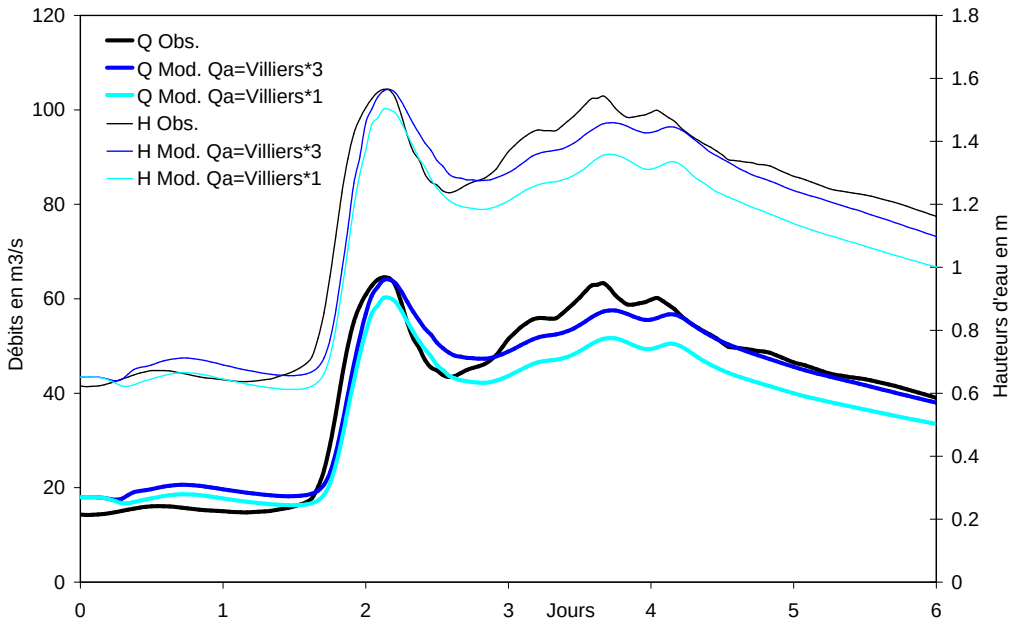


FIGURE 1.18 – Débits et hauteurs modélisés à Condes lors de la crue de validation d'avril 2001 avec et sans prise en compte des apports intermédiaires.

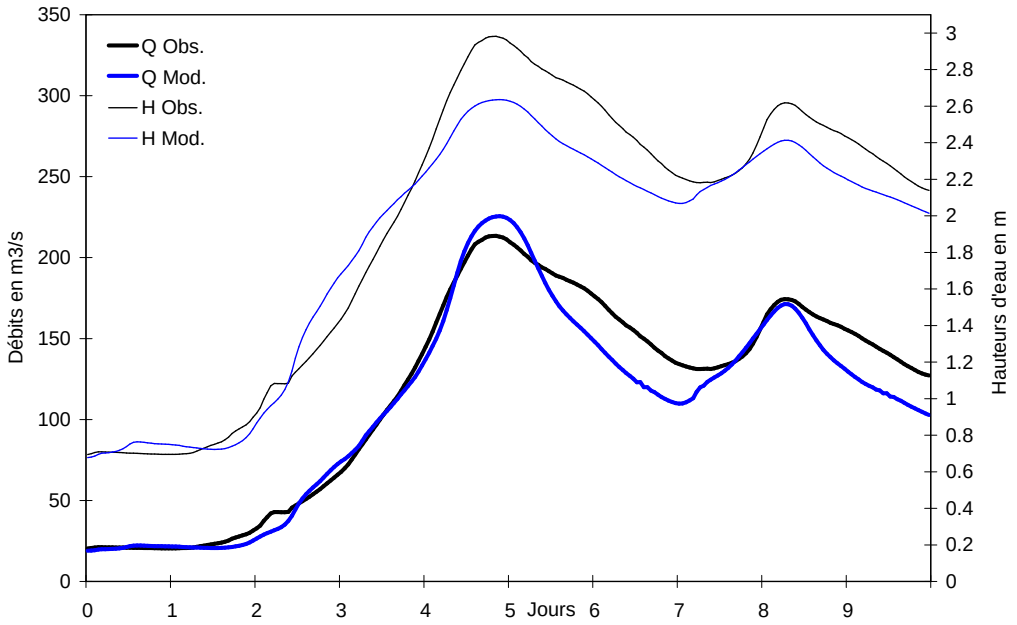


FIGURE 1.19 – Débits et hauteurs observés et modélisés à Mussey pour la crue de validation de janvier 2004.

On montrera dans le Chapitre 3, que la correction des forçages amont Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 et Q_5 où ont été intégrés les apports intermédiaires avec les coefficients multiplicatifs A_i par une méthode séquentielle d'assimilation de données améliore les prévisions des hauteurs d'eau et des débits sur l'ensemble du modèle MAG. Cette correction va être effectuée via un nouveau coefficient multiplicatif a contrôlé par assimilation de données, qui une fois appliqué aux forçages amont Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 et Q_5, va permettre une variabilité temporelle de la prise en compte des apports intermédiaires, essentielle par exemple pour des événements estivaux ou de début d'automne quand le comportement du karst est complexe ou quand la station de Villiers n'est pas représentative de l'ensemble de la dynamique du bassin. En dépit de profils topographiques et bathymétriques supplémentaires, au même titre que les forçages amont, le contrôle des K_s locaux par assimilation de données permettrait de modifier le forçage local.

1.5.4 Le modèle Marne Moyenne

Le SPC SAMA utilise le modèle Mascaret Marne Moyenne (MM) pour effectuer en temps réel des prévisions de hauteur d'eau aux stations de La Chaussée, Châlons-en-Champagne et Damery et de débit uniquement à Châlons-en-Champagne sur la partie moyenne de la rivière Marne en aval du lac-réservoir Marne (*cf* Partie 1.5.1). Ces stations sont représentées par des triangles rouges sur la Figure 1.20). Les stations de La Chaussée et de Damery ne disposent pas de courbe de tarage. La largeur du lit majeur au droit de la station de La Chaussée (plus de 2 km) ne permet pas d'effectuer des jaugeages en crue, lorsque la Marne sort de son lit. Damery se situe une dizaine de mètres en aval d'un barrage manuel utile à la navigation sur le canal de la Marne, zone difficilement jaugeable par l'UH de la DREAL Champagne-Ardenne.

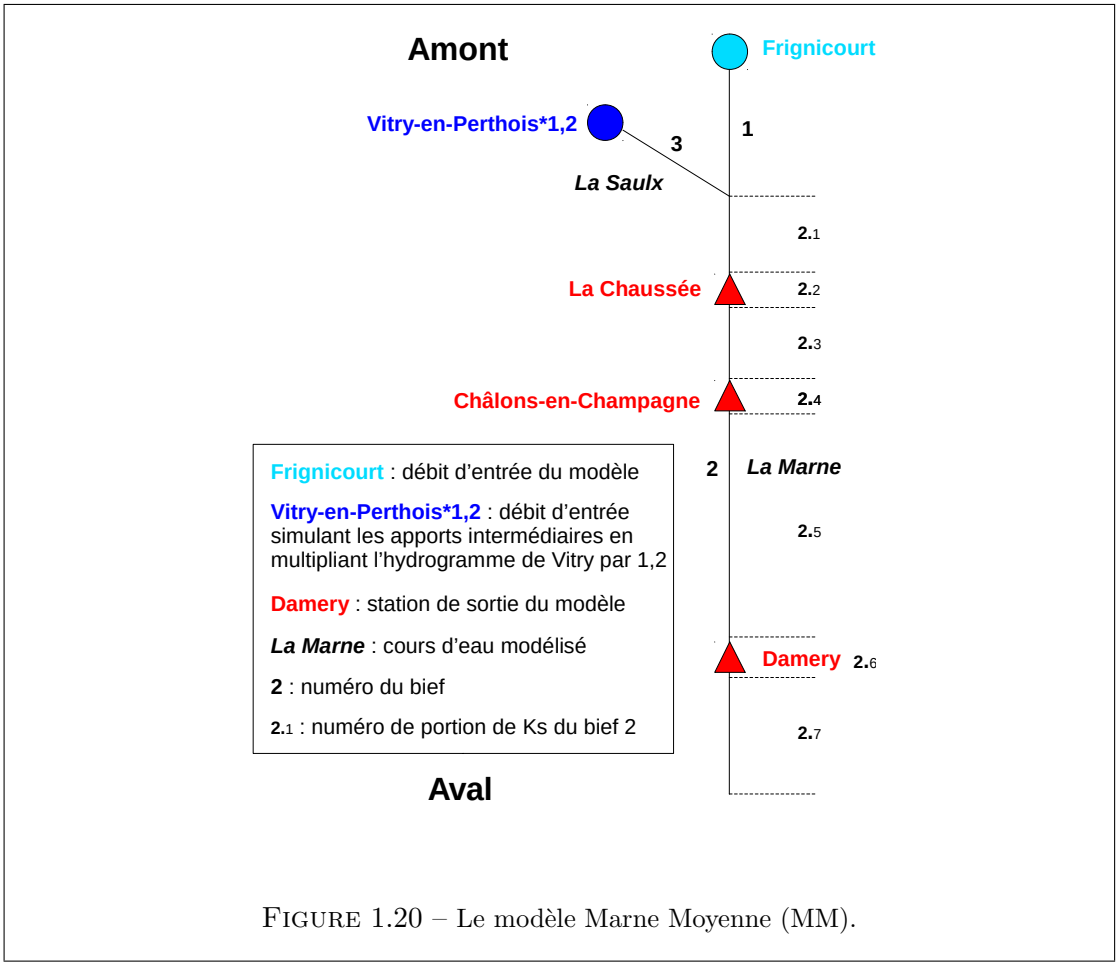


FIGURE 1.20 – Le modèle Marne Moyenne (MM).

Ne disposant pas de stations hydrométriques pour simuler les débits des quelques affluents crayeux de la Marne, les apports intermédiaires ont été pris en compte dans le modèle en affectant un coefficient multiplicatif moyen, nommé A_{MM}, de 1.2 aux débits de la station d'entrée de Vitry-en-Perthois. On considère alors que la même quantité d'eau

s'écoule aux trois stations de sortie du modèle. Ce coefficient moyen a été déterminé en comparant les hydrogrammes simulés et observés à Châlons-en-Champagne pour les douze épisodes de crues de calage présentés dans le Tableau 1.5 ci-dessous où les couleurs jaunes et orange indiquent si les seuils de vigilance crue jaunes et orange ont été dépassés à la station de Châlons-en-Champagne lors de ces événements.

Épisode de crue	Q maximum à Châlons-en-Champagne (m3/s)	Utilité
avril 1983	650	validation chapitre 4
mars 2001	338	calage
avril 2001	305	calage
décembre 2001	295	calage
janvier 2002	346	calage
mars 2002	338	calage
décembre 2002	247	calage
janvier 2003	354	calage
janvier 2004	288	calage
mars 2006	260	validation
janvier 2007	230	calage
février 2007	272	validation
mars 2007	332	calage
décembre 2007	329	validation
février 2008	217	calage
mars 2008	294	validation
février 2010	264	calage
décembre 2010	412	validation
décembre 2011	330	validation
décembre 2012	319	validation
février 2013	375	validation

TABLE 1.5 – Épisodes de crues utilisés pour le calage et la validation du modèle MM. Les seuils de vigilance jaunes et orange sont de respectivement 340 et 550 m^3/s à la station de Châlons-en-Champagne. La crue d'avril 1983 sera utilisée pour valider la maquette de correction des paramètres du modèle MM par assimilation de données dans le Chapitre 4.

Ce coefficient multiplicatif permet d'intégrer dans le modèles MM les écoulements de surface des cours d'eau non-instrumentés mais aussi les apports sous-terrains de l'aquifère crayeux. Ces derniers sont effectifs et relativement constants dans le temps sur un épisode de crue. Il est envisageable d'utiliser les mesures piézométriques pour estimer une valeur approximative des échanges nappes-rivières mais cette piste n'a pas encore été explorée. Dans un second temps, la calage a consisté à mettre en phase, pour chaque crue de l'amont vers l'aval, les limnigrammes et hydrogrammes simulés et observés aux trois stations en adaptant les K_s des lits mineurs **m** et majeurs **n** afin d'obtenir des K_s moyens. Enfin, comme pour le modèle MAG, des K_s locaux ont été affectés au droit de chaque station pour compenser des erreurs récurrentes au niveau des hauteurs d'eau modélisées, liées en partie à une description topo-bathymétrique incomplète. On obtient les K_s présentés dans le Tableau 1.6 ci-dessous.

Bief	Portion	Longueur (m)	**m**	Écart-type **m**	**n**	Écart-type **n**	Station de sortie
1	1	586	40	0	30	0	
2	1	14000	30	3.6	13	2.5	
	2	2999	26	1	12	2.1	La Chaussée
	3	14999	27	5.3	12	1.8	
	4	2999	40	0	15	0	Châlons-en-Champagne
	5	46999	40	2.6	15	4.3	
	6	2999	40	1.4	15	2.2	Damery
	7	67469	40	0	20	0	
3	1	3691	40	0	30	0	

TABLE 1.6 – Coefficients de Strickler moyens des lits mineurs (**m**) et majeurs (**n**) retenus au calage pour le modèle MM.

Les K_s de la portion 1 des biefs 1 et 3 ont été déterminés à partir de la littérature, car d'une part leurs distances respectives sont faibles (elles ont donc peu d'impact sur l'écoulement) et d'autre part on ne dispose pas de station d'observation juste en aval pour les caler correctement (idem pour les K_s de la portion 7 du bief 2). Les K_s de la portion 4 du bief 2, au droit de la station de Châlons-en-Champagne, ont été déterminés afin de simuler au mieux la courbe de tarage (Figure 1.21). Il est à noter que les K_s n'ont donc pas été modifiés lors du calage. Les K_s des portions 1, 3 et 5 du bief 2 ont été déterminés de façon à mettre en phase les hydrogrammes simulés et observés aux stations de La Chaussée, Châlons-en-Champagne et Damery. On obtient des écarts-types importants aussi bien pour **m** que **n**. Enfin, les K_s des portions 2 et 6 du bief 2 sont des forçages locaux qui impactent juste les hauteurs modélisées au droit des stations de La Chaussée et de Damery, leurs écarts-types étant plus faibles.

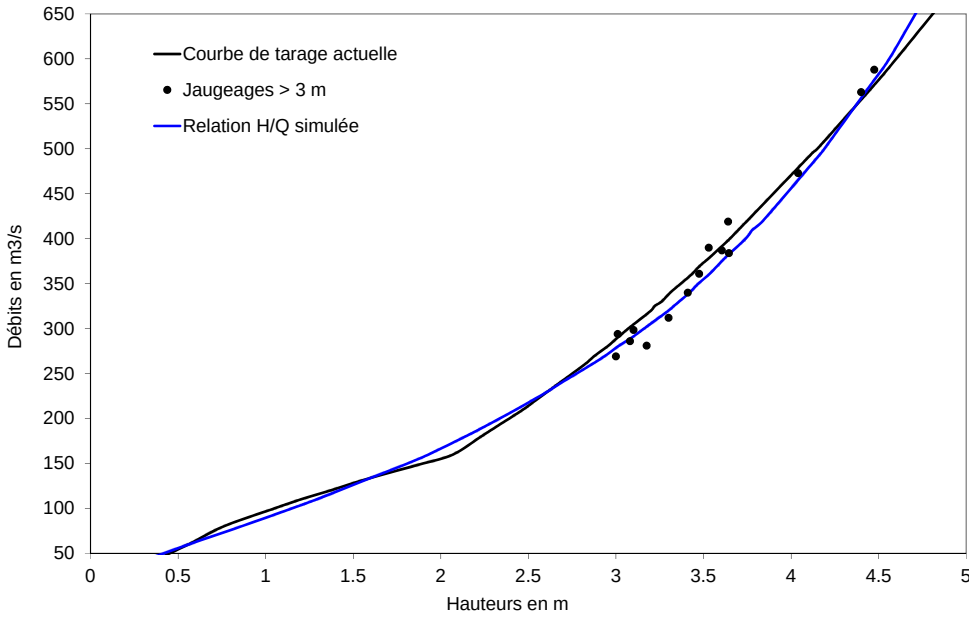


FIGURE 1.21 – Comparaison entre la courbe de tarage de Châlons-en-Champagne et la relation H/Q simulée par le modèle MM.

Le modèle a été validé à partir d'un jeu de 8 crues différentes de celles ayant participées au calage avec le coefficient multiplicatif d'apport A_{MM} de 1.2 affecté à la station de Vitry-en-Perthois et les K_s moyens présentés dans le Tableau 1.6. Les résultats sont satisfaisants en hauteurs à La Chaussée, en hauteurs et en débits à Châlons-en-Champagne. Ils sont mitigés en hauteurs à Damery du fait d'une part d'une description topo-bathymétrique incomplète du secteur dans le modèle, et d'autre part de la présence du barrage manuel à aiguilles situé une dizaine de mètres en amont de la station. La loi de l'ouvrage théorique est connue et intégrée dans le modèle mais bien souvent différente des manipulations pratiquées par les barragistes en basses et moyennes eaux (le barrage est couché en crue aux alentours de 2 m à l'échelle limnimétrique de Damery). Les résultats simulés à ces trois stations lors de la crue de validation de décembre 2010 sont présentés dans les Figures 1.22, 1.23 et 1.24. A La Chaussée, la dynamique du limnigramme modélisé est respectée. On observe toutefois une mauvaise simulation du second pic de crue. A Châlons, les débits simulés au premier pic sont surestimés d'environ 20 m^3/s et en retard de 12h au franchissement du seuil jaune au second. On a ici simultanément un problème de quantité et de dynamique avec une prédominance de "trop de débit" avec un coefficient multiplicatif moyen de 1.2 surement trop élevé au premier pic et de "retard" avec des K_s trop faibles en amont de Châlons-en-Champagne pour le second.

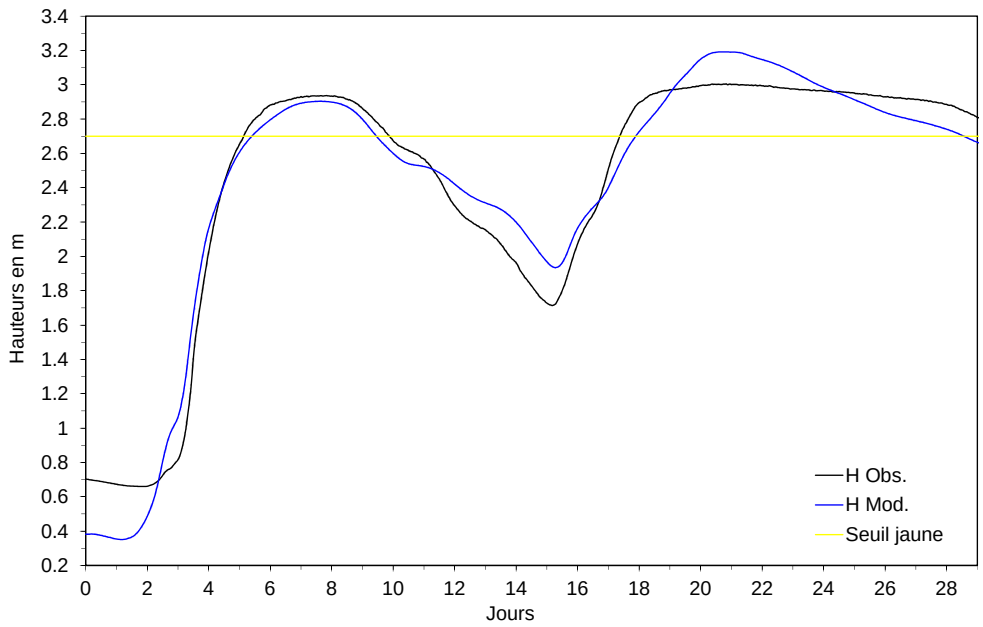


FIGURE 1.22 – Hauteurs observées et modélisées à La Chaussée pour la crue de décembre 2010.

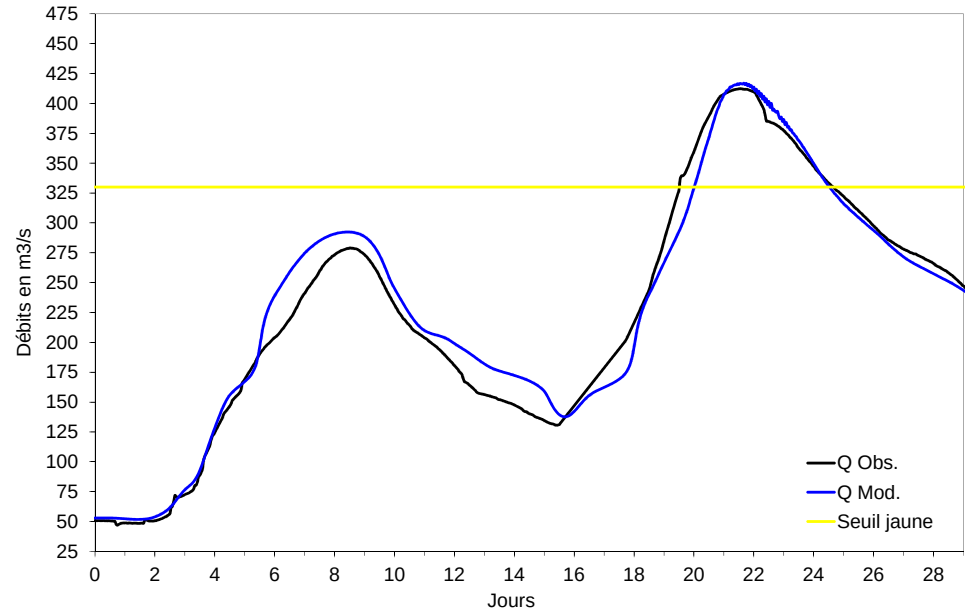


FIGURE 1.23 – Débits observés et modélisés à Châlons-en-Champagne pour la crue de de décembre 2010.

A Damery (Figure 1.24), le manque de données topo-bathymétriques et les manœuvres du barrage rendent la simulation hasardeuse avec une surestimation d'un mètre au premier pic de crue. Au second, le barrage est couché, l'écoulement est de nouveau naturel. La simulation est améliorée malgré un retard de l'onde de crue comme à Châlons-en-Champagne.

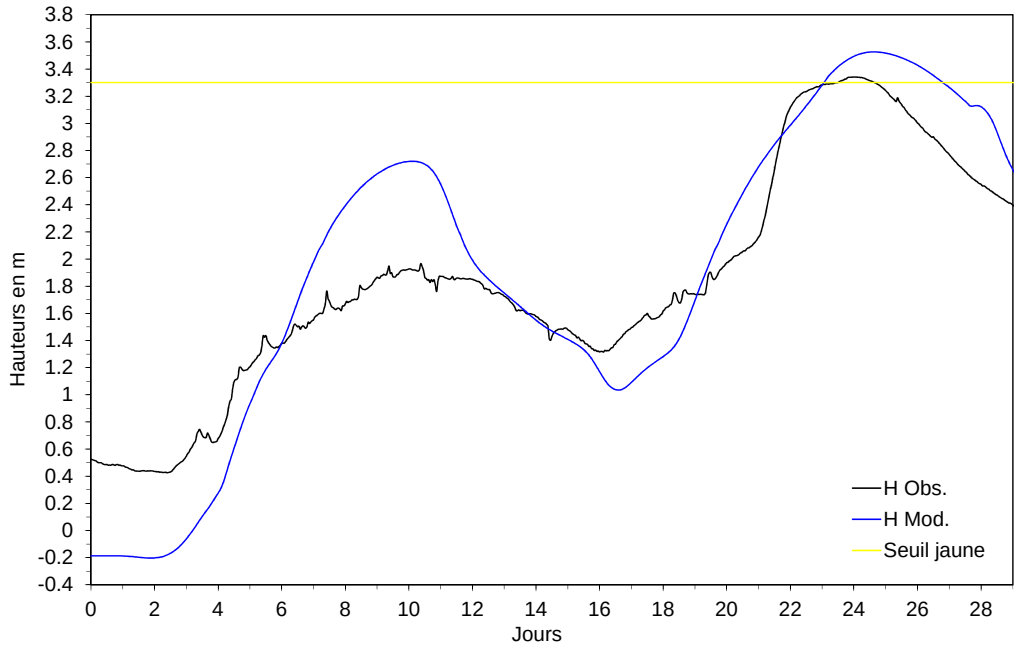


FIGURE 1.24 – Hauteurs observées et modélisées à Damery pour la crue de décembre 2010.

Au vu des écarts-types obtenus lors du calage (*cf* Tableau 1.6) et du déphasage constaté lors de la validation du modèle, il semble que les K_s ont aussi une part de responsabilité importante dans les erreurs de modélisation. Au même titre que les forçages amont du modèle MAG, le contrôle des K_s **m** et **n** du modèle MM par assimilation de données permettrait de faire varier temporellement les rugosités des lits mineurs et majeurs et ainsi freiner ou accélérer l'onde de crue simulée. On montrera dans le Chapitre 3 que l'enchaînement de la correction des débits de la station de Vitry-en-Perthois (où ont été intégrés les apports intermédiaires via le coefficient multiplicatif $A_M M$ de 1.2) et des K_s par assimilation de données va réduire les erreurs liées à l'estimation des quantités et à la dynamique.

Chapitre 2

Contexte et implémentation de l'assimilation de données

Sommaire

2.1 Le code d'hydraulique 1D Mascaret 56
2.1.1 Forme non-conservative des équations de Saint-Venant 56
2.1.2 Données nécessaires à un calcul 57
2.2 Les incertitudes liées aux observations et à la modélisation . 61
2.2.1 Incertitudes et erreurs 61
2.2.2 Les incertitudes liées aux observations 61
2.2.3 Les incertitudes liées à la modélisation hydraulique 62
2.3 L'assimilation de données 63
2.3.1 État de l'art de l'assimilation de données appliquée à l'hydraulique fluviale 64
2.3.2 Formalisme de l'assimilation de données de type filtrage 66
2.3.3 La méthode d'assimilation BLUE 67
2.3.4 Le filtre de Kalman 67
2.3.5 Le coupleur OpenPALM 68
2.4 Implémentation de la maquette d'assimilation de données DAMP 71
2.4.1 Correction des forçages amont 71
2.4.2 Correction des coefficients de Strickler 73
2.4.3 Correction de la ligne d'eau 74
2.4.4 Cyclage de l'analyse 75

2.1 Le code d'hydraulique 1D Mascaret

Développé depuis plus de 20 ans par EDF R&D (Réseau et Distribution) et le CEREMA (Centre d'Études et d'expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement, ex-CETMEF), le logiciel Mascaret est un code de modélisation hydraulique mono-dimensionnelle (1D) à surface libre, basé sur la résolution des équations de Saint-Venant. Il permet des calculs en régime fluvial permanent, fluvial non-permanent et torrentiel. Mascaret est un logiciel libre téléchargeable depuis le site internet du projet [1] avec son interface Fudaa-Mascaret qui facilite la construction et l'exploitation des modèles hydrauliques, ainsi que la visualisation des résultats du calcul. Les équations de Saint-Venant [2] sont dérivées de celles de Navier-Stokes. Les équations de Navier-Stokes sont les équations de base de la mécanique des fluides établies par le mathématicien Henri Navier et le physicien Georges Stokes. Elles sont couramment utilisées en sciences et en ingénierie pour modéliser l'océan, l'atmosphère, l'écoulement des rivières ; elles sont composées de trois équations : une équation de conservation de la masse (ou équation de continuité), une équation de conservation de la quantité de mouvement et une équation de conservation de l'énergie. Le code Mascaret n'utilise pas cette dernière, car celle-ci exprime les variations de température dans le fluide, paramètre que Mascaret ne simule pas.

2.1.1 Forme non-conservative des équations de Saint-Venant

On se place dans le cas d'un bief unique composé d'un lit mineur et d'un lit majeur en régime non-permanent (appelé aussi régime transitoire) où le débit varie en fonction du temps. La modélisation d'un écoulement en rivière via un modèle hydraulique dans le contexte de la prévision des crues est typiquement un problème de calcul en régime non-permanent.

Les équations de Saint-Venant 1D sous la forme non-permanente sont composées :

- d'une équation de continuité qui traduit la conservation des débits (équation 2.1) :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_a \ , \tag{2.1}$$

avec $Q(x,t)$ le débit en m^3/s, S la surface mouillée en m^2 et $q_a(x,t)$ les apports latéraux.

- d'une équation de conservation de la quantité de mouvement (équation 2.2) qui correspond à l'équation fondamentale de la dynamique (les deux premiers membres représentent l'accélération d'une tranche d'eau, le second la somme des forces appliquées) telle que :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gS(\frac{\partial Z}{\partial x} + J + J_s) = 0 \ , \tag{2.2}$$

1. http ://openmascaret.org

2. Adhémar Barré de Saint-Venant est un ingénieur, physicien et mathématicien français du XIX^{e} siècle)

avec $V(x,t)$ la vitesse en m/s, g l'accélération de la pesanteur en m/s^2, $Z(x,t)$ la cote de la surface de l'eau en m et J représentant les pertes de charge linéiques. Ces pertes résultent du frottement sur le fond et les berges du cours d'eau, elles sont évaluées par la loi de Strickler (équation 2.3) :

$$J = \frac{Q^2}{K_s^2 S^2 R^{4/3}} \, , \tag{2.3}$$

avec K_s le coefficient de rugosité de Strickler en $m^{1/3}/s$ et R le rayon hydraulique en m (Thual, 2010). Des pertes de charges singulières peuvent se produire en présence d'obstacles, de variations brusques de sections, de confluents ; elles sont notées J_s et s'ajoutent à J.

On considère que la répartition des vitesses calculées dans une section est uniforme. Le coefficient β traduit l'hétérogénéité de la vitesse dans une section en travers où :

$$\beta = \frac{\iint v^3 ds}{V^3.S} \, . \tag{2.4}$$

β vaut 1 si la répartition des vitesses dans la section est homogène, on appliquera par conséquent dans ces travaux un coefficient β égal à 1.

Ces équations sont résolues dans Mascaret par une méthode de différences finies utilisant un schéma implicite. Le lecteur intéressé par les principes et les méthodes numériques développées dans Mascaret pour la résolution des équations de Saint-Venant, notamment en régime non-permanent, pourra se reporter à la thèse de HDR (Habilitation à Diriger des Recherches) de Nicole Goutal (Goutal, 2014) ainsi qu'à la note de principe de Mascaret (EDF-CETMEF, 2011).

2.1.2 Données nécessaires à un calcul

Pour calculer l'évolution d'une ligne d'eau dans une rivière en régime fluvial à un instant donné à partir d'une condition initiale, il est nécessaire de décrire la géométrie du cours d'eau, de renseigner certains paramètres propres à la modélisation hydraulique et de fixer la condition initiale et les conditions limites amont et aval.

Description géométrique

Dans Mascaret, on nomme bief un tronçon de rivière délimitée à ses extrémités par une condition limite ou une confluence, et composée de profils en travers décrivant les lits mineurs et majeurs du cours d'eau. Les bornes des lits mineurs et majeurs sont fixées par le modélisateur (Figure 2.1).

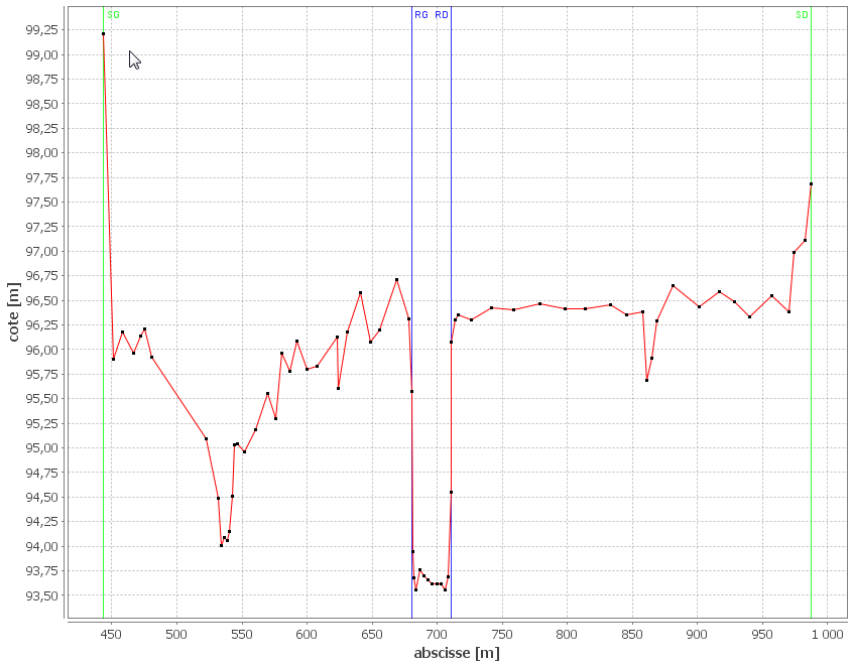


FIGURE 2.1 – Profil en travers de la rivière Saulx (affluent de la Marne pris en compte dans le modèle MM). Les droites verticales bleues correspondent aux limites extérieures du lit mineur ; les droites vertes correspondent aux limites du lit majeur.

Une confluence correspond à la convergence de deux cours d'eau. Elle est modélisée par un nœud et est composée de trois extrémités libres appartenant à trois biefs. Les équations résolues aux nœuds en régime fluvial non-permanent sont la continuité des débits ainsi que l'égalité des cotes à chaque extrémité libre. Ainsi dans l'exemple ci-dessous, Figure 2.2, les inconnues sont $(Z_2, Q_2), (Z_3, Q_3) et (Z_6, Q_6)$ et les équations du nœud n_1 sont :

- la répartition des débits : $Q_2 + Q_6 = Q_3$;
- l'égalité des cotes : $Z_2 = Z_3 = Z_6$.

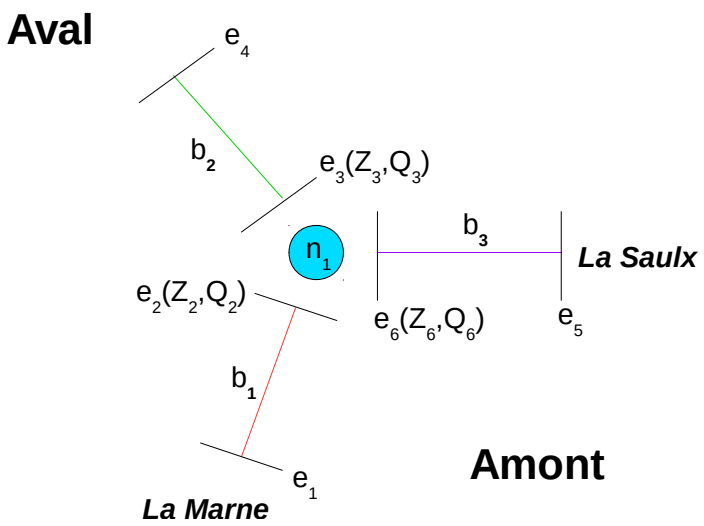


FIGURE 2.2 – Schéma de la confluence entre la Marne et la Saulx du modèle MM. Le modèle est composé de 3 biefs (b) ; deux hydrogrammes ont été imposés en condition limite amont aux extrémités libres e_1 et e_5 ; une courbe de tarage a été imposée en condition limite aval à l'extrémité libre e_4. Le nœud n_1 composé des extrémités libres e_2, e_3 et e_6 modélise la confluence.

Traitement des singularités hydrauliques

On appelle singularité hydraulique tout phénomène et/ou aménagement hydraulique influent, ne pouvant pas être traité directement par la résolution des équations de Saint-Venant et nécessitant par conséquent un traitement particulier. On peut citer par exemple les seuils et les vannes qui sont décrits dans Mascaret par leur géométrie, leur localisation et leur comportement hydraulique sous forme d'abaques, ou bien encore les apports ponctuels de débit lorsque les affluents ne sont pas représentés dans la géométrie. On utilise notamment cette singularité pour intégrer les apports intermédiaires des cours d'eau non-jaugés du modèle Marne Amont Global (*cf* Partie 1.5.3). Ces apports peuvent être ponctuels ou linéiques c'est-à-dire répartis sur une certaine longueur. Les autres pertes de charge singulières peuvent être prises en compte en les localisant et en indiquant un coefficient de perte de charge. Pour tenir compte des pertes de charges régulières, il est obligatoire d'affecter un coefficient de rugosité à chaque bief.

Discrétisation spatiale

La discrétisation spatiale du domaine est effectuée à travers le planimétrage et le maillage. On appelle planimétrage la discrétisation verticale des profils en travers, où dans chaque tranche d'eau, la section mouillée, le périmètre mouillé et le rayon hydraulique sont évalués. Pour calculer l'évolution d'une ligne d'eau d'un cours d'eau, le

domaine doit être discrétisé spatialement le long de l'abscisse curviligne en sections de calcul, formant le maillage. Le pas de maillage indiquera la distance de discrétisation entre deux sections de calcul le long de l'écoulement.

Conditions initiales et aux limites

Pour un calcul en régime transitoire, l'état initial dans la rivière doit être connu, c'est-à-dire que le modélisateur doit renseigner la cote et le débit en chaque point du maillage. Cette condition initiale peut être obtenue à partir d'une simulation préliminaire de Mascaret en régime permanent. A chaque extrémité libre, le modélisateur doit imposer une condition limite : on cherche à connaître l'évolution de la hauteur d'eau et du débit à une section aval en propageant les débits observés en amont, on impose donc en condition limite amont des hydrogrammes (*cf* Partie 1.2.2). En guise de condition limite aval, il est possible d'imposer un limnigramme, une courbe de tarage ou bien un marégramme (*cf* Partie 1.2.3) pour les modèles estuariens.

2.2 Les incertitudes liées aux observations et à la modélisation

Le recensement des différents types d'incertitudes et leur éventuelle quantification se base sur le document (SCHAPI-SPC, 2014) rédigé dans le cadre d'un chantier commun entre le SCHAPI et les SPC sur l'estimation des incertitudes de prévision des crues.

2.2.1 Incertitudes et erreurs

Erreurs et incertitudes se réfèrent à une donnée vraie, une norme. L'erreur affirme le décalage (re)connu ou constaté entre une affirmation (une prévision passée par exemple) et cette donnée vraie sans introduire de notion de doute. Au contraire, l'incertitude fait référence au doute. L'erreur d'une prévision à une échéance de prévision tp est donc la différence entre la valeur réelle du débit (ou de la hauteur d'eau) à venir Q_{t+tp} et la prévision faite à t à l'échéance $t + t_p$. Cette erreur ne peut être connue qu'à $t + tp$, c'est-à-dire trop tard dans le contexte opérationnel de prévision des crues. L'incertitude est une information sur la prévision *a priori* (avant la réalisation de l'événement) alors que la connaissance de l'erreur relève d'un constat *a posteriori*. L'incertitude anticipe l'erreur et les erreurs connues permettent d'évaluer notre incertitude. Par exemple, la connaissance d'une série de prévisions passées et des erreurs qui ont été faites peut aider, en partie à mieux quantifier les incertitudes de prévision en opérationnel (*cf* Partie 4.1). Une source d'incertitudes est un élément utilisé dans la construction de la prévision (données, hypothèses de modélisation...) incertain pouvant altérer nos prévisions en sortie. Les prévisions peuvent être fournies avec un certain intervalle de confiance témoignant le degré de confiance ou d'incertitude dans l'information fournie. On distingue deux types de sources d'incertitude en prévision des crues : la première concerne les données observées présentées dans la Partie 2.2.2 ; la seconde est liée à la représentation des phénomènes que nous utilisons pour construire notre prévision, notamment celle liée à la modélisation hydraulique et aux paramètres hydrauliques non-réifiables qu'on utilise (voir Partie 2.2.3).

2.2.2 Les incertitudes liées aux observations

Nos modèles hydrauliques prennent en compte :

- des observations directes de la hauteur d'eau au droit des stations de mesure ;
- des estimations de variables physiques indirectement mesurées, comme le débit via les courbes de tarage ;
- des données topographiques et bathymétriques nécessaires à la construction des modèles ;
- des prévisions, notamment pour les marégraphes et les valeurs de surcotes.

Ces données sont utilisées d'une part en temps réel en guise de condition limite amont (ou aval pour les données maritimes), mais aussi lors de la phase de calage du

modèle. Dans le cadre de cette thèse et de la participation au groupe de travail sur l'estimation des incertitudes organisé par le SCHAPI, nous avons tenté d'estimer l'incertitude liée aux hauteurs d'eau et aux débits mesurés. La hauteur d'eau mesurée par le capteur est parfois différente de celle relevée visuellement. Les capteurs qui dérivent sont alors recalés par les agents des UH lors de leur passage toutes les six semaines. Le SPC SAMA dispose d'observateurs de crue (personnes physiques qui relèvent la hauteur à l'échelle) aux stations importantes du réseau hydrométrique, notamment à la station de Mussey (*cf* Figure 1.16). Les hauteurs d'eau relevées une fois par semaine par l'observateur de crue de Mussey ont été comparées à la hauteur brute mesurée par le capteur utilisé en opérationnel sur plusieurs années. En considérant que la hauteur relevée par l'observateur est précise, l'écart-type de l'erreur liée à la hauteur brute à la station de Mussey est de 0,025 m. L'UH de la DREAL Champagne-Ardenne établit et tient à jour la courbe de tarage de Mussey à partir de jaugeages au moulinet (micro-moulinet ou saumon) ou par ADCP (*cf* Partie 1.2.2) qui ont lieu en moyenne une fois par mois. La partie de la courbe de tarage de Mussey relative aux moyennes et hautes-eaux est constituée d'un nuage d'une vingtaine de points de jaugeages. L'écart moyen calculé entre les débits mesurés lors des jaugeages et les débits calculés par la courbe de tarage à partir des hauteurs relevées par les jaugeurs est de 4,62 %, c'est-à-dire que pour une hauteur d'eau brute, le débit calculé via la courbe de tarage varie en moyenne de plus ou moins 4,62 %. Concrètement, pour une hauteur brute de 2 m à Mussey mesurée par le capteur, on peut considérer que la hauteur réelle est comprise entre 1,975 et 2,025 m. Après transformation en débit via la courbe de tarage et en tenant compte de l'écart moyen de 4.62 %, on obtient un débit compris entre 107 et 122 m^3/s, intervalle qui est loin d'être négligeable. Toutefois, cette erreur peut être fortement réduite en dissipant l'incertitude liée à la dérive du capteur en interrogeant l'observateur de crue.

La géométrie du lit mineur est réalisée par des relevés terrestres (nivellements classiques ou relevés GPS) et pour la partie sous l'eau (la bathymétrie) par sondage. La précision des mesures dépend des contraintes imposées au géomètre dans le cahier des charges : densité de points, précision de la mesure altimétrique et planimétrique. En général, la précision altimétrique demandée est meilleure que 10 cm et la précision planimétrique est de l'ordre du mètre. La description du lit majeur se fait traditionnellement par des relevés terrestres, souvent dans le prolongement du lit mineur. La précision de ces levés est du même ordre que ceux réalisés pour le lit mineur. Depuis quelques années, l'utilisation du LIDAR s'est imposée dès lors que les surfaces à couvrir sont importantes. La précision de ces relevés est meilleure que le mètre en planimétrie et de l'ordre de 10 à 20 cm en altimétrie.

2.2.3 Les incertitudes liées à la modélisation hydraulique

Notre représentation mentale du système d'écoulement (bassin versant, chenal d'écoulement par exemple) est très imparfaite (incertitude épistémique). C'est pourtant notre premier outil, même si nous l'oublions parfois, pour établir nos prévisions : nos modèles de prévision découlent de cette représentation et présentent par conséquent de nombreux défauts qui génèrent une incertitude de prévision. On peut distinguer les

incertitudes liées :

- à des approximations physiques non négligeables, comme par exemple les équations de Saint-Venant dérivées des équations de Navier-Stokes avec certaines hypothèses simplificatrices ou l'application d'équations physiques à des échelles où elles ne sont pas valides ;
- à une représentation simplifiée du système d'écoulement par divers paramètres : la géométrie du cours d'eau est représentée à partir de profils en travers parfois épars, les profils sont alors interpolés pour créer des sections de calcul intermédiaires dans le maillage.

L'estimation des coefficients de Strickler et la quantification des apports intermédiaires pour les cours d'eau non-jaugés sont des paramètres entrant dans cette seconde catégorie. Le fait de prendre en compte ou de négliger la modélisation d'un apport intermédiaire peut déjà être, en soi, une source d'incertitude. Leurs valeurs sont approchées lors de la phase de calage du modèle (*cf* Partie 1.3.2) où en optimisant ces derniers pour chaque crue de calage, on détermine une valeur moyenne de K_s et de coefficient d'apport intermédiaire, adjointe d'un écart-type (*cf* Tableaux 1.3 et 1.4), ce qui permet d'avoir une idée de l'incertitude propre à ces paramètres. Ces paramètres peuvent également être estimés, au mieux, en utilisant des méthodes d'assimilation de données, ce qui correspond à une estimation dynamique des paramètres au fil de l'acquisition des observations permettant une prise en compte de la variabilité temporelle des erreurs, comme détaillé dans la section suivante.

2.3 L'assimilation de données

Un modèle hydraulique de prévision des crues représente l'évolution temporelle de l'écoulement d'une rivière à partir de la résolution des équations de Saint-Venant. Cependant, du fait de la discrétisation du modèle, de certaines hypothèses d'approximation, et de certains paramètres mal connus entrant en compte dans la modélisation, ces modèles ne sont pas exacts. D'autre part, les observations de manière analogue aux modèles sont entachées d'incertitudes. L'objet de l'assimilation de données est alors de combiner les résultats du modèle et des données observées en tenant compte des incertitudes qui leurs sont propres, afin d'obtenir une estimation optimale de l'état prévu du système.

On distingue deux familles de méthodes d'assimilation de données : d'une part, les méthodes variationnelles (les plus utilisées sont, en météorologie notamment, les méthodes 3D-Var (Sasaki et al., 1955; Sasaki, 1958) et 4D-Var (Le Dimet and Talagrand, 1986)) dans lesquelles la meilleure estimation de l'état du système est obtenue en minimisant une fonctionnelle (les méthodes variationelles ne seront pas abordées ici, les lecteurs peuvent se référer aux thèses de (Ricci, 2004; Mirouze, 2010) qui explicitent entre autres les différentes méthodes variationnelles d'assimilation de données). D'autre part, les méthodes basées sur le filtrage tels que le filtre de Kalman où les observations sont assimilées de manière séquentielle au cours du temps via une formule analytique

pour déterminer la correction à imputer à la variable d'intérêt. Dans les deux approches, les observations sont assimilées de manière séquentielles dans le temps. Dans le filtre de Kalman, la matrice de covariance d'erreur d'ébauche évolue explicitement au fil des cycles d'analyses. Cette étape peut-être effectuée algébriquement en utilisant le linéaire tangent du modèle ou bien stochastiquement au sein d'ensemble d'intégrations dans le cas d'un filtre de Kalman d'Ensemble (EnKF).

2.3.1 État de l'art de l'assimilation de données appliquée à l'hydraulique fluviale

L'assimilation de données est appliquée depuis une dizaine d'années à l'hydraulique fluviale pour corriger l'état hydraulique du modèle et, dans une moindre mesure, pour corriger les incertitudes sur les forçages et les paramètres nécessaires aux modèles hydrauliques.

On nomme état hydraulique la ligne d'eau simulée par le modèle. La correction de l'état hydraulique consiste en la correction des hauteurs d'eau et/ou des débits en fonction d'observations *in situ* ou de données satellitaires sans chercher quel forçage ou paramètre est entaché d'erreur. On peut distinguer les études basées sur l'assimilation de données *in situ* et satellitaires. (Madsen and Skotner, 2005) assimilent des observations *in situ* pour corriger l'état d'un modèle opérationnel de prévision des crues à Metro Manila (Philippines) en appliquant un filtre de Kalman invariant. Cette méthode est justifiée pour son faible coût de calcul en vue de son application dans un contexte opérationnel. Elle est combinée à un système de prévision de l'erreur qui permet d'améliorer les résultats à plus long terme en mode prévision. (Neal et al., 2007) appliquent un filtre de Kalman d'ensemble sur un modèle hydraulique 1D qui simule les crues de la rivière Crouch au Royaume-Uni pour corriger l'état hydraulique du modèle en assimilant des hauteurs d'eau mesurées par quatre capteurs de pression. Ils montrent aussi que l'EnKF permet d'augmenter la précision des prévisions de l'ordre de 50% à 70%. De nombreuses études s'intéressent à l'assimilation de données satellitaires afin notamment d'exploiter les futurs résultats de la mission SWOT (*cf* Partie 1.2.2). Des travaux basés sur l'assimilation de données synthétiques SAR (Synthetic Aperture Radar), qui seront le type de données produites par la mission SWOT, ont été publiés ces dernières années pour corriger l'état hydraulique (Matgen et al., 2010). Le SCHAPI, dans le cadre de l'opération Prévision2015, a pour objectif d'afficher sur le site Vigicrues les prévisions associées à une fourchette d'incertitude et de passer de la prévision des crues à la prévision des inondations en fournissant des cartes de zones inondées potentielles en fonction de la crue. La validation pré-opérationnelle du modèle MM avec assimilation de données fera aussi l'objet de tests de méthodes de quantification des incertitudes et de production dynamique de cartes de zones inondées potentielles. (Biancamaria et al., 2011) assimilent des données SWOT virtuelles pour corriger les hauteurs d'eau simulées par un couplage des modèles hydrologique ISBA et hydraulique LISFLOOD-FP (*cf* Parties 1.3.1 et 1.3.2) sur la partie aval de la rivière Ob située en Sibérie occidentale. Ils montrent une amélioration de la RMSE (*Root Mean Square Error*) par rapport au modèle sans assimilation. Les données satellitaires de la mission SWOT ayant une résolu-

tion horizontale comprise entre 50 et 100 m, ne pourront pas être utilisées pour corriger l'état hydraulique de modèle hydraulique de cours d'eau ayant une largeur inférieure à 50 m. De plus, la fréquence de revisite des satellites est de 22 jours, il peut donc s'écouler plusieurs jours entre deux passages successifs. Ainsi les données satellitaires ont un intérêt pour surveiller les cours d'eau ayant des dimensions suffisamment importantes et peuvent être complétées par des données *in situ*. En accélérant la mise à disposition des données SWOT, avec en complément des données observées *in situ*, on peut imaginer une utilisation opérationnelle des données altimétriques pour la prévision des crues.

L'assimilation de données a aussi été utilisée pour corriger les forçages et les paramètres qui engendrent des erreurs de la ligne d'eau simulée par le modèle hydraulique. (Jean-Baptiste et al., 2011), dans une étude menée sur le Rhône, incluent les forçages dans le vecteur d'état en plus des hauteurs d'eau et des débits, pour les corriger par assimilation de données en utilisant soit un filtre de Kalman soit un filtre particulaire. Dans les deux cas, les résultats sont satisfaisants : le filtre de Kalman se distinguant par son coût de calcul relativement faible, tandis que le filtre particulaire est en mesure de prendre en compte les non-linéarités du modèle. On peut également citer l'étude de (Lai and Monnier, 2009) qui assimile des observations satellitaires de hauteurs d'eau avec un algorithme 4D-Var pour corriger notamment les apports latéraux d'un modèle hydraulique 2D. Dans (Durand et al., 2008) et (Yoon et al., 2012), les auteurs ont montré que l'assimilation de données altimétriques visant à corriger la bathymétrie de modèles hydrodynamiques sur les fleuves Amazone et Ohio permettait d'améliorer la simulation des hauteurs d'eau et des débits. (Ricci et al., 2011) utilise un filtre de Kalman Étendu pour corriger les forçages amont de deux modèles hydrauliques Mascaret de prévisions des crues combiné avec une procédure de correction de l'état hydraulique utilisant un filtre de Kalman où la matrice de covariance d'erreur d'ébauche est invariante au cours du temps. Cette procédure en deux temps permet d'améliorer les hauteurs d'eau prévues sur les rivières Adour et Marne à des échéances de 6 et 12h (Figure 2.3).

Ces travaux se sont concrétisés avec la récente mise en place en opérationnel de cette méthodologie pour la prévision des crues à travers la maquette DAMP (Data Assimilation for Mascaret Prototype, *cf* Partie 2.4) au SPC SAMA ainsi qu'au SCHAPI au sein de la POM (Plate-forme Opérationnelle pour la Modélisation) qui sera présentée dans le Chapitre 5. Au niveau de la recherche, les publications sur l'application de l'assimilation de données aux modèles hydrauliques sont nombreuses, mais à ce jour, très peu de services opérationnels de prévision des crues utilisent à notre connaissance ces méthodes en temps réel pour améliorer les prévisions de hauteurs d'eau et de débits.

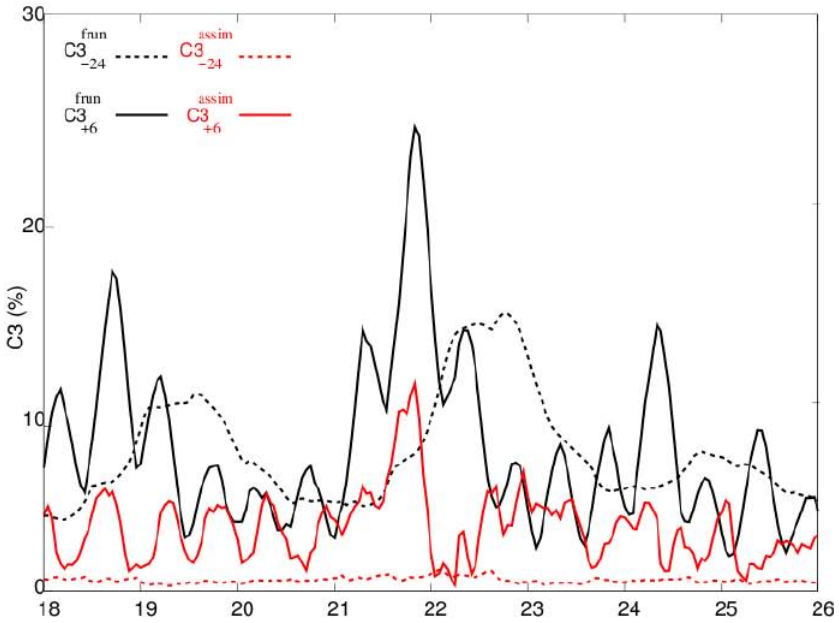


FIGURE 2.3 – Diminution du pourcentage de l'erreur moyenne sur une période de 26 jours avec la méthode de correction des forçages amonts (en rouge) en réanalyse (à $-24h$, en pointillés) et en prévision (à $+6h$ en trait plein) présentée dans (Ricci et al., 2011).

2.3.2 Formalisme de l'assimilation de données de type filtrage

L'assimilation de données permet d'identifier la valeur optimale d'une variable inconnue x. Cette valeur est optimale lorsque sa variance est minimale. Le vecteur de contrôle est noté x, le vecteur d'ébauche x^b (valeur de la variable x avant assimilation), le vecteur d'observation y^o et la solution du BLUE est le vecteur analysé noté x^a (valeur de la variable x après application de l'analyse d'assimilation de données). Cette terminologie est aussi utilisée pour les filtres de Kalman. $\mathbf{R}$, $\mathbf{B}$ et $\mathbf{A}$ sont respectivement les matrices de covariance des erreurs d'observation, d'ébauche et d'analyse. Cette modélisation des erreurs implique que ces erreurs sont supposées de nature gaussienne, décrits par une moyenne nulle. En supposant que les erreurs d'ébauche et d'observation sont non-biaisées, on écrit :

$$x^a = x^b + \mathbf{K}d\,, \tag{2.5}$$

où $\mathbf{K}$ est la matrice de gain et d le vecteur d'innovation,

$$d = \mathrm{y}^o - \mathcal{H}(x^b)\,. \tag{2.6}$$

$\mathcal{H}$, appelé opérateur d'observation représente l'opérateur qui permet de passer des quantités modélisées dans l'espace des quantités observées.

2.3.3 La méthode d'assimilation BLUE

L'analyse BLUE (Best Linear Unbiased Estimator, (Gelb, 1974; Talagrand et al., 1997)) est optimale quand la variance des erreurs est minimum. La matrice $\mathbf{K}$ qui minimise la variance de l'état analysé est donnée par l'expression :

$$\mathbf{K} = \mathbf{B}\mathbf{H}^T \left(\mathbf{H}\mathbf{B}\mathbf{H}^T + \mathbf{R}\right)^{-1} . \tag{2.7}$$

$\mathbf{H}$ est la matrice jacobienne de $\mathcal{H}$ autour de l'ébauche x^b et peut s'écrire :

$$\mathbf{H} = \frac{\partial y}{\partial x} = \frac{\partial \mathcal{H}(x)}{\partial x} . \tag{2.8}$$

La matrice des covariances d'erreur de l'état analysé s'écrit :

$$\mathbf{A} = (\mathbf{I} - \mathbf{K}\mathbf{H})\,\mathbf{B} . \tag{2.9}$$

2.3.4 Le filtre de Kalman

Le filtre de Kalman (Kalman, 1960; Cohn, 1974) est une extension sous certaines hypothèses de la méthode BLUE aux problèmes d'évolution temporelle. Tout comme dans le BLUE, l'opérateur d'observation $\mathcal{H}$ est supposé linéaire, tout comme le modèle dynamique. On peut alors décrire le filtre de Kalman. Celui-ci se décompose en deux étapes : une étape d'analyse pour déterminer le vecteur de contrôle optimal et une étape de prévision pour déterminer l'évolution potentielle du système à partir de cette analyse. L'analyse au temps $(i-1)$ est propagée par le modèle dynamique $M_{i-1,i}$ supposé linéaire afin de déterminer l'ébauche au temps i (équation 2.10), puis l'analyse x_i^a au temps i est fournie par l'équation 2.12 :

$$x_i^b = M_{i-1,i}(x_{i-1}^a) , \tag{2.10}$$

$$\mathbf{B}_i = \mathbf{M}_{i-1,i}\mathbf{A}_{i-1}\mathbf{M}_{i-1,i}^T . \tag{2.11}$$

La matrice des covariances d'erreur d'analyse au temps $(i-1)$ est propagée par le modèle dynamique afin de déterminer la matrice de covariance d'erreur d'ébauche au temps i (équation 2.11) où $\mathbf{M}_{i-1,i}$ est l'approximation du linéaire tangent de $M_{i-1,i}$.

$$x_i^a = x_i^b + \mathbf{K}_i \left(y_i^o - \mathcal{H}_i x_i^b\right) , \tag{2.12}$$

avec

$$\mathbf{K}_i = \mathbf{B}_i\mathbf{H}_i^T \left(\mathbf{H}_i\mathbf{B}_i\mathbf{H}_i^T + \mathbf{R}_i\right)^{-1} , \tag{2.13}$$

$$\mathbf{A}_i = (\mathbf{I}_i - \mathbf{K}_i\mathbf{H}_i)\,\mathbf{B}_i , \tag{2.14}$$

où $\mathbf{B}_i$, $\mathbf{R}_i$ représentent les matrices de covariance d'erreurs d'ébauche et d'observation au temps i et $\mathbf{H}_i$ est le linéaire tangent de l'opérateur d'observation $\mathcal{H}_i$ au temps i. La matrice des covariances d'erreur d'analyse $\mathbf{A}_i$ est calculée à chaque pas d'assimilation par l'équation 2.14. Les équations 2.10 et 2.14 sont les équations du filtre de Kalman (Todling and Cohn, 1994). A travers la matrice des covariances d'erreur d'analyse $\mathbf{A}_i$, le filtre de Kalman donne une estimation de la qualité de l'état analysé à chaque temps i sur une fenêtre d'assimilation. Le filtre de Kalman étendu (ou *extended Kalman filter, EKF*) consiste en l'extension du filtre de Kalman aux modèles et/ou opérateurs d'observations faiblement non-linéaires. Le filtre de Kalman d'ensemble (EnKF, (Evensen, 2007)) consiste en la version stochastique du filtre de Kalman, c'est-à-dire que la matrice de gain $\mathbf{K}$ est estimée stochastiquement par un ensemble de réalisations du modèle. Cette méthode étant coûteuse en terme de puissance de calcul, des efforts sont actuellement poursuivis au niveau recherche pour limiter son coût. Comme cette thèse vise une application opérationnelle, nous nous intéresserons plus particulièrement à l'EKF qui nécessite moins de réalisations du modèle et qui prend en compte en partie les non-linéarités. Les lecteurs peuvent se référer aux thèses de (Barthélémy, 2015; Rochoux, 2014) qui explicitent, entre autres, les différentes méthodes basées sur le filtrage.

2.3.5 Le coupleur OpenPALM

Pour mener à bien la correction de la ligne d'eau, des forçages amont et des K_s par assimilation de données, Mascaret et les routines d'assimilation codés en Fortran 90 doivent pouvoir échanger certaines informations comme par exemple, l'impact de la perturbation du débit de l'un des membres à l'issue de l'étape de propagation. Pour réaliser ce travail de manière simple, le coupleur de codes OpenPALM a été utilisé. OpenPALM (Buis et al., 2006; Duchaine et al., 2015) est développé conjointement par le CERFACS (Centre Européen de Recherche et de Formation Avancée en Calcul Scientifique) et l'ONERA [3] (Office National d'Études et de Recherches Aérospatiales).

OpenPALM est composé de quatre fonctionnalités complémentaires : la librairie PALM, la librairie CWIPI, la fonctionnalité PARASOL et l'interface graphique PrePALM. La librairie PALM permet de coupler différentes unités de calcul, qui peuvent être des modèles ou des unités algorithmiques, en échangeant les différentes informations entre ces unités via la mémoire et non via des fichiers. Ces différentes unités peuvent aussi bien être des routines Fortran, C, C++ développées par l'utilisateur que des codes de calcul industriels comme Mascaret. La librairie CWIPI (Coupling With Interpolation Parallel Interface) offre à OpenPALM une fonctionnalité d'interpolation spatiale pour des champs s'appuyant sur des maillages non structurés. Dans ce travail, nous avons utilisé la fonctionnalité PARASOL d'OpenPALM. Il s'agit d'une fonctionnalité permettant de lancer en parallèle sur les différents processeurs de la machine utilisée, différentes instances du même code de calcul. L'interface graphique PrePALM permet de mettre en place et de visualiser de manière claire les échanges entre les différentes unités, ce qui permet une prise en main aisée par l'utilisateur. C'est dans PrePALM que l'on définit

3. www.onera.fr

par exemple le nombre de composants utilisés, si ces derniers sont lancés de manière séquentielle ou parallèle. Les composants sont des unités appartenant à une branche. Plusieurs unités disposées à la suite sur une même branche sont lancées séquentiellement, des unités disposées sur des branches différentes sont lancées en parallèle. Les unités communiquent via des connexions mettant en relation les données produites par un code avec celles nécessaires à un autre. Lors de la création de l'exécutable OpenPALM, les unités sont encapsulées comme sous-programme d'un programme généré par OpenPALM. La Figure 2.4 représente l'interface PrePALM de la maquette DAMP développé par le CERFACS qui permet l'utilisation de méthode d'assimilation de données pour la prévision des crues. Le coupleur OpenPALM est peu intrusif, c'est-à-dire qu'il ne nécessite pas de réaliser des modifications importantes des codes existants.

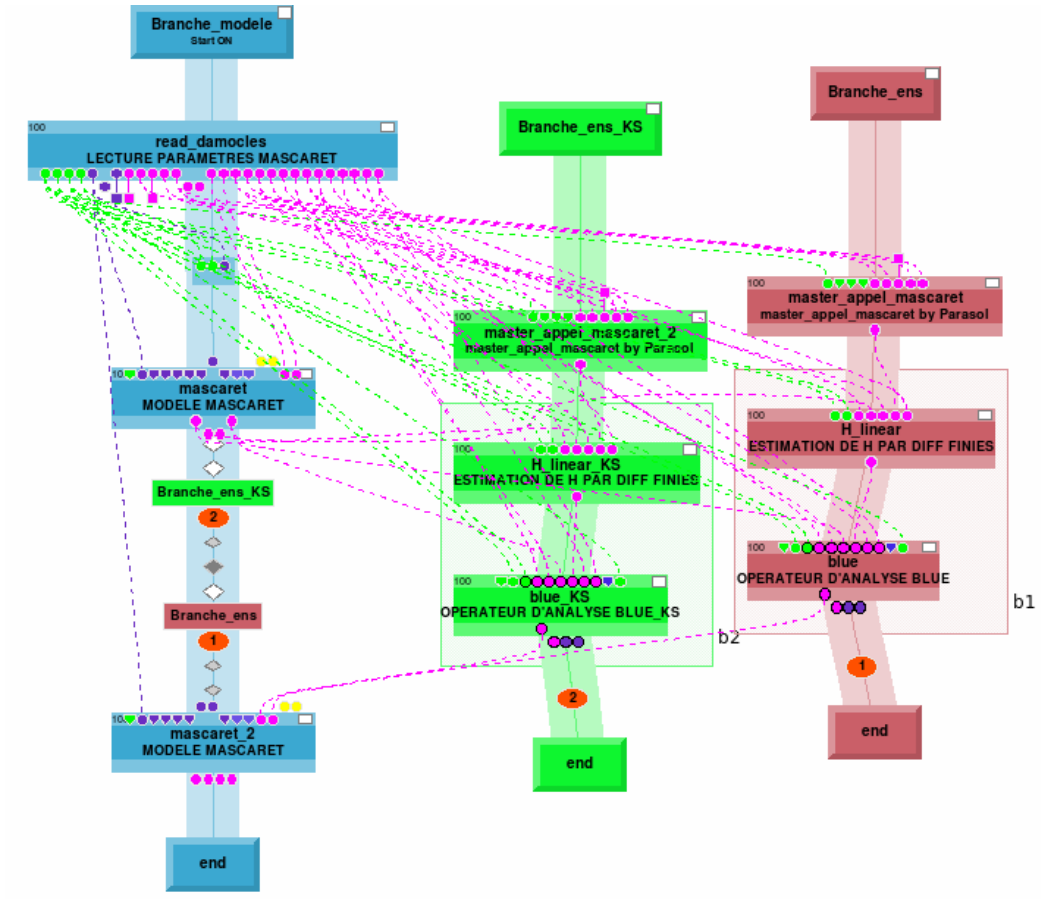


FIGURE 2.4 – Schéma PrePALM de la maquette DAMP.

Le schéma PrePALM de la maquette DAMP est composé de trois branches. Les paramètres relatifs à la mise en données, au vecteur de contrôle (paramètres a pour la correction des forçages amont, $\mathbf{m}$ et $\mathbf{n}$ pour la correction des K_s), à sa taille du vec-

teur, au nombre de simulations perturbées sont lus dans la boite read_damocles de la branche principale (en bleu). La simulation d'ébauche est calculée au niveau de la boite Mascaret et les résultats envoyés dans la branche verte si l'on souhaite corriger les K_s ou la branche rose si l'on souhaite corriger les forçages amont. C'est dans l'une de ces deux branches, munies de la fonctionnalité PARASOL afin de lancer en parallèle les simulations perturbées, que sont calculés les vecteurs analysés. Les paramètres analysés sont envoyés dans la boite mascaret_2 pour le calcul de la simulation analysée. Des indices de synchronisation (ovales oranges 1 et 2) permettent d'indiquer à la branche principale que les calculs dans les branches PARASOL sont terminés. Les communications entre les différentes branches et boites sont représentées par des traits de couleur en pointillés.

2.4 Implémentation de la maquette d'assimilation de données DAMP

L'application de la chaîne d'assimilation de données au modèle Mascaret sera présentée dans cette partie. En se basant sur une approche d'assimilation de type BLUE, c'est-à-dire un filtre de Kalman sans évolution des matrices de covariance d'erreur d'ébauche **B**, deux types d'assimilation ont été mis en place à l'intérieur de la même chaîne (Ricci et al., 2011). D'une part, l'assimilation modifie l'état hydraulique du système, c'est-à-dire les hauteurs d'eau et les débits simulés par le modèle, au cours de son évolution temporelle de façon à se rapprocher des mesures aux stations d'observations au fur et à mesure qu'elles sont disponibles. Nous appellerons dans la suite cette correction "correction de la ligne d'eau". On ne cherche pas avec cette approche à corriger les sources d'erreur qui engendrent l'écart entre l'état hydraulique simulé et les observations. D'autre part, avec la seconde approche, on assimile les observations sur un intervalle de temps pour corriger dynamiquement les forçages amont ou les coefficients de Strickler qui impactent les simulations du modèle sur cet intervalle. On tente ici de corriger les paramètres qui sont potentiellement des sources d'erreur du modèle afin d'avoir une meilleure performance du modèle en prévision. Pour mener à bien ces corrections, le CERFACS a développé la maquette DAMP (Data Assimilation for Mascaret Prototype) qui englobe le code Mascaret, les routines d'assimilation, le schéma PrePALM, les fichiers de paramètres relatifs au modèle Mascaret et à l'assimilation de données ainsi qu'un pilote qui permet de cycler les calculs avec ou sans assimilation de données c'est-à-dire de décaler la fenêtre temporelle au fur et à mesure que les étapes d'analyse et de prévision sont effectuées.

2.4.1 Correction des forçages amont

La première approche d'assimilation implémente une méthode de type BLUE pour la correction dynamique des lois hydrauliques imposées aux extrémités à partir des observations aux stations de mesure sur un intervalle de temps (que l'on nommera ici fenêtre d'assimilation) précédant le temps de début de la prévision. On cherche ici à comparer sur un intervalle de temps les valeurs modélisées et observées afin d'estimer des paramètres correctifs du modèle comme par exemple, un coefficient multiplicatif. On affecte ces derniers aux forçages amont du modèle puis on ré-intègre le modèle et en conséquence, l'état hydraulique est corrigé. Au vu des écarts-types calculés dans le Tableau 1.3 lors du calage des coefficients multiplicatifs moyens A du modèle MAG (Marne Amont Global), l'assimilation des débits (ou de hauteurs d'eau) aux stations d'observations sur un intervalle de temps précédant la prévision permettrait de faire évoluer temporellement l'estimation des apports intermédiaires et de réduire les écarts entre les valeurs simulées et observées sur la fenêtre d'assimilation. Si on voulait contrôler les valeurs des lois à tout instant, on obtiendrait un vecteur de contrôle de taille égale au nombre de lois multiplié par le nombre de pas de temps du modèle, ce qui serait excessif. Pour cette raison, les corrections des lois ont été restreintes à des transformations

paramétriques linéaires de type :

$$\bar{loi}(t) = a * loi(t - c) + b \, , \tag{2.15}$$

Le but étant d'estimer de manière séquentielle les paramètres (a, b, c). Les valeurs d'ébauche des paramètres de contrôle sont $x^b = (a^b, b^b, c^b) = (1, 0, 0)$. La taille de la matrice d'erreur de covariance d'ébauche est de $(3 * s)^2$ où s est le nombre de forçages amont à corriger. On peut utiliser les écarts-types des coefficients A calculés lors du calage pour spécifier les valeurs de la matrice $\mathbf{B}$. On considère que les erreurs des paramètres d'ébauche (a^b, b^b, c^b) ne sont pas corrélées et que leurs variances sont déterminées statistiquement afin de représenter la variabilité des forçages amont.

L'opérateur d'observation non-linéaire généralisé G relie les éléments du vecteur de contrôle aux observations aux stations de mesure. Il peut être vu comme une intégration du modèle Mascaret sur toute l'étendue de la simulation avec des lois déterminées aux extrémités libres par le contrôle, accompagnée d'une sélection des hauteurs d'eau ou des débits calculés aux points d'observations dans l'intervalle temporel d'assimilation. L'opérateur G est la composition de deux fonctions mathématiques dont la première est le modèle numérique $\mathcal{M}$ et la seconde la sélection aux points d'observations $\mathcal{S}$ où $G(x) = \mathcal{S} \circ \mathcal{M}(x)$. $\mathbf{G}$ est le linéaire tangent de G calculé au voisinage de l'ébauche. La valeur de la matrice Jacobienne $\mathbf{G}$ peut être approchée au voisinage de l'ébauche x^b de la façon suivante :

$$G(x^b + \Delta x) \approx G(x^b) + \mathbf{G}|_b \Delta x \, , \tag{2.16}$$

où $\mathbf{G}|_b$ est discrétisé en utilisant un schéma de différences finies non-centré tels que pour le $j^{ème}$ paramètre de contrôle, et pour la $i^{ème}$ station d'observation :

$$\mathbf{G}_{ij}|_b = \frac{\partial y_i}{\partial x_j} = \frac{\partial G_i(x^b)}{\partial x_j} \approx \frac{G_i(x^b + \Delta x) - G_i(x^b)}{\Delta x_j} = \frac{\Delta y_i}{\Delta x_j} \, . \tag{2.17}$$

Δy_i correspond à la modification du débit ou de la hauteur d'eau engendrée à la station i par une modification de Δx_j de l'un des paramètres de contrôle a, b, c. L'approximation de l'opérateur d'observation jacobien est une hypothèse forte. Le calcul de $\mathbf{G}$ requiert une intégration supplémentaire du modèle hydraulique pour chaque paramètre de contrôle et pour chaque stations i, soit 3 perturbations du vecteur de contrôle et 3 intégrations supplémentaires du modèle.

L'algorithme BLUE repose sur l'hypothèse que l'opérateur d'observation G est linéaire sur l'intervalle $[x^b, x^a]$. On considère ici que la relation entre la perturbation des forçages amont (via les paramètres a, b, c de l'équation 2.15) et la réponse hydraulique du modèle peut être raisonnablement approchée par une fonction linéaire aux alentours de x^b. Il est important aussi de signaler que l'utilisateur peut imposer des valeurs minimales et maximales de débits aux forçages amont après correction pour éviter un passage en régime torrentiel engendré par des paramètres de correction analysés a, b, c excessifs, synonyme d'arrêt du calcul Mascaret. Ceci revient à considérer des distributions gaussiennes tronquées sur nos paramètres de contrôle, ce qui est couramment fait en pratique.

Ces valeurs sont un moyen de limiter les corrections en dehors de la zone de validité de linéarité. En considérant que ces paramètres analysés évoluent peu pour des échéances courtes, en conservant ces paramètres constants durant la période de prévision, on peut espérer une amélioration des débits et des hauteurs prévues par le modèle, au moins à courte échéance. La stationnarité des erreurs relatives aux paramètres analysés est donc une hypothèse essentielle pour améliorer les hauteurs d'eau et les débits prévus aux stations d'observations.

2.4.2 Correction des coefficients de Strickler

Tout comme la correction des forçages amont, on cherche à se fixer un intervalle sur lequel comparer les résultats du modèle et les observations comme critère pour l'estimation optimale des paramètres de frottement du modèle, les K_s des lits mineurs $\mathbf{m}$ et majeurs $\mathbf{n}$. Chaque portion de K_s est composée des coefficients $\mathbf{m}$ et $\mathbf{n}$. Nous avons vu dans les Parties 1.5.3 et 1.5.4 que les K_s ont été déterminés lors de la phase de calage d'une part afin de mettre en phase pour chaque crue de l'amont vers l'aval les limnigrammes et hydrogrammes simulés et observés en accélérant ou en freinant l'onde de crue. D'autre part, les K_s ont été forcés localement pour compenser des erreurs récurrentes au niveau des hauteurs d'eau modélisées, liées en partie à une description topo-bathymétrique incomplète. Au vu des écarts-types calculés sur les K_s dans les Tableaux 1.4 et 1.6 et des Figures 1.23 et 1.19, l'assimilation des débits ou de hauteurs d'eau aux stations d'observation sur un intervalle de temps précédant la prévision permettrait d'adapter temporellement les paramètres de frottement des lits mineur $\mathbf{m}$ et majeur $\mathbf{n}$ afin de réduire les écarts entre les valeurs simulées et observées sur la fenêtre d'assimilation.

Les valeurs d'ébauche x^b des paramètres de contrôle $\mathbf{m}$ et $\mathbf{n}$ sont respectivement notés $x^b_{\mathbf{m}}$ et $x^b_{\mathbf{n}}$. Elles correspondent aux valeurs de $\mathbf{m}$ et $\mathbf{n}$ déterminées lors de la procédure de calage. $x^a_{\mathbf{m}}$ et $x^a_{\mathbf{n}}$ correspondent aux valeurs optimales déterminées par assimilation de données via l'estimation de $\mathbf{m}$ et $\mathbf{n}$. Les valeurs analysées $x^a_{\mathbf{m}}$ et $x^a_{\mathbf{n}}$ d'une portion de K_s sont calculées simultanément. L'analyse peut aussi porter sur seulement l'une des deux valeurs. On obtient donc autant de paramètres de contrôle que de valeurs $\mathbf{m}$ et $\mathbf{n}$ à déterminer. On peut utiliser les écarts-types des $\mathbf{m}$ et $\mathbf{n}$ calculés lors du calage pour spécifier les valeurs de la matrice $\mathbf{B}$. Les valeurs de $x^a_{\mathbf{m}}$ et $x^a_{\mathbf{n}}$ sont déterminées de la même manière que les paramètres de contrôle a, b, c pour la correction des forçages amont. La différence réside au niveau de l'équation 2.17 pour l'approximation de $\mathbf{G}_{i,j}|b$, où Δy_i correspond à la modification du débit ou de la hauteur d'eau engendrée à la station i par une modification de Δx_j du $j^{\text{ème}}$ paramètre de contrôle ($\mathbf{m}$ ou $\mathbf{n}$). Tout comme la correction des forçages amont, l'utilisateur peut imposer des valeurs minimales et maximales aux coefficients de frottement des lits mineurs $\mathbf{m}$ et majeurs $\mathbf{n}$ après correction pour éviter un arrêt du calcul Mascaret (sections à sec ou passage en régime torrentiel) engendré par des valeurs de K_s analysées non-représentables par le modèle.

Le chargement des observations pour la correction des forçages amont et des K_s est partagé avec la correction de la ligne d'eau. On rejette les observations en-dessous d'un seuil minimal spécifié par l'utilisateur. De plus, pour éviter de prendre en compte des

observations aberrantes, on rejette les valeurs d'observation qui diffèrent excessivement de l'ébauche. La sélection s'effectue en comparant le vecteur d'innovation avec la valeur de l'ébauche à la station d'observation. Si le vecteur d'innovation dépasse un pourcentage de la valeur l'état hydraulique calculé avec les K_s de l'ébauche, l'observation n'est pas assimilée. En considérant que les K_s des lits mineur et majeur évoluent peu dans le temps pour des échéances courtes, on peut espérer une amélioration des valeurs prévues par le modèle, au moins à courte échéance, en conservant ces paramètres constants durant la période de prévision. La stationnarité des erreurs relatives aux K_s analysés est donc une hypothèse essentielle pour améliorer les prévisions des hauteurs d'eau et des débits aux stations d'observations.

2.4.3 Correction de la ligne d'eau

La troisième approche d'assimilation permet de corriger l'état hydraulique simulé par le modèle (hauteurs et débits) aux instants où l'on dispose d'observations *in situ*. On assimile ici les observations de hauteurs d'eau aux stations d'observations pour corriger la condition initiale du modèle composé des valeurs de la cote de l'eau Z et du débit Q sur chacune des n sections de calcul du maillage.

Pour corriger la ligne d'eau à un instant donné, il faut donc contrôler les n valeurs de Z et les n valeurs de Q, le vecteur de contrôle est de taille $2n$. On dispose d'observations de Z à p stations d'observation. Pour comparer les observations aux valeurs simulées, on utilise une approximation de type "plus proche voisin" : soit ABS_k l'abscisse curviligne de la station k, nous faisons correspondre l'observation à la section du modèle dont l'abscisse diffère le moins de ABS_k. Le vecteur d'observation est donc représenté par un vecteur y^o de taille p.

Les valeurs de la matrice $\mathbf{R}$ sont spécifiées en indiquant des écarts-types d'erreurs d'observations pour chaque station p et sont communes aux trois types de correction. Ces valeurs peuvent être approchées en comparant les hauteurs brutes fournies par le capteur d'une station avec les hauteurs lues visuellement à l'échelle (*cf* Partie 2.2.2). Pour éviter de prendre en compte des valeurs d'observation non-représentables par le modèle, on rejette les observations en-dessous d'un seuil minimal spécifié par l'utilisateur. De plus, pour éviter de prendre en compte des observations aberrantes, on rejette les valeurs d'observation qui diffèrent excessivement de l'ébauche. La sélection s'effectue en comparant le vecteur d'innovation avec l'écart-type d'erreur d'ébauche à la station d'observation. Si le vecteur d'innovation dépasse un multiple donné de l'écart-type d'erreur d'ébauche, l'observation n'est pas assimilée. Pour la matrice $\mathbf{B}$, on indiquera les écarts-types absolus en mètres des erreurs d'ébauche de Z qui est la variable observée ainsi que les fonctions de covariance d'erreur d'ébauche aux stations d'observations. Ces dernières sont modélisées par deux demi-gaussiennes de longueurs de portées différentes en amont et en aval du point d'observation (Barthélémy, 2015) et permettent de répartir l'incrément δZ sur la ligne d'eau de part et d'autre de la station d'observation. Le modélisateur ou le prévisionniste qui utilise le modèle peut avoir une idée de l'écart-type de l'erreur d'ébauche de son modèle.

On calcule l'incrément d'analyse δZ par interpolation optimale, c'est-à-dire par

multiplication matricielle $\delta Z = \mathbf{K}d$ où d est le vecteur d'innovation de taille p d'écart aux observations $d = y^o - \mathcal{H}(x^b)$ et K la matrice de gain définie par l'équation 2.7. δZ correspond au vecteur de correction de la hauteur d'eau aux points d'observation avec $\delta Z = (\delta Z_1, ..., \delta Z_i, ..., \delta Z_p)$, $i \in 1, ..., p$. Une fois l'incrément analysé, ce dernier est spatialisé de part et d'autre du point d'observation pour répartir la correction sur la ligne d'eau. L'incrément d'analyse relatif à δQ est par la suite obtenu par linéarisation de la courbe de tarage à partir de l'incrément de δZ et spatialisé en amont et en aval de la station d'observation.

2.4.4 Cyclage de l'analyse

Pour résumer, la maquette d'assimilation de données DAMP permet de corriger à partir d'une ou plusieurs observations de hauteurs d'eau ou de débits :

- les forçages amont, de façon paramétrique (a, b, c) ;
- les coefficients de frottement des lits mineur et majeur ($\mathbf{m}$, $\mathbf{n}$) ;
- la ligne d'eau simulée par le modèle.

L'une des deux premières corrections peut être enchaînée automatiquement avec la troisième. DAMP permet de rejouer un événement passé pas à pas en cyclant automatiquement les calculs (mode réanalyse). Il permet aussi, dans un contexte opérationnel, de lancer une analyse à un seul pas de temps correspondant au moment où l'on souhaite avoir une prévision, nommé temps de base ($Tbase$) du modèle hydraulique Mascaret de l'état hydraulique d'un cours d'eau donné.

L'utilisation de DAMP se fait par l'intermédiaire d'un pilote qui permet de lancer les calculs avec ou sans assimilation de données. Ce pilote repose sur un script KornShell. Il est chargé non seulement de lancer l'exécutable OpenPALM mais aussi de modifier en fonction des données fournies en entrée par l'utilisateur, les fichiers de paramètres utilisés par Mascaret. Pour l'assimilation, c'est aussi lui qui gère les fichiers de sortie ainsi que les répertoires destinés à les accueillir. L'utilisateur doit renseigner au pilote cinq paramètres temporels et un mot-clé dans un fichier de paramétrage en fonction de ce qu'il veut calculer :

- $Tbase_ini$: date du premier temps de base qui est l'instant à partir duquel on souhaite bénéficier d'une prévision ;
- $Tbase_end$: date du dernier temps de base ;
- $Time_step_replay$: pas de temps du cyclage de l'analyse ;
- $Spinup_length$: durée de la simulation avant le temps de base, pour un cycle, le calcul débutera à $Tbase - Spinup_lengths$;
- $Forecast_length$: échéance de prévision au-delà du temps de base ;
- Run_type : type de méthode d'assimilation, $DRYRUN$ (sans assimilation de données), $CTL_WATERLINE$ (correction de la ligne d'eau), CTL_LOI (correction des forçages amont), CTL_KS (correction des K_s) ou l'un des enchaînements $CTL_LOI_WATERLINE$ ou $CTL_KS_WATERLINE$.

Le pilote permet de cycler l'analyse entre un premier temps de base $Tbase_ini$ et un dernier temps de base $Tbase_end$ avec un pas d'avancement $Time_step_replay$ qui correspond à la durée entre chaque cycle (ou fenêtre temporelle). On appelle fenêtre temporelle la période simulée entre $Tbase - Spinup_length$ et $Tbase + Forecast_length$. Pour effectuer un calcul à un seul temps de base, comme en condition opérationnelle, $Tbase_ini = Tbase_end$. La simulation débutera à $Tbase_ini$ - $Spinup_length$ et se terminera à $Tbase_end$ + $Forecast_length$ et le paramètre $Time_step_replay$ n'est dans ce cas pas utilisé. Les périodes sur lesquelles les données observées sont assimilées et comparées aux valeurs simulées pour la correction de la ligne d'eau et pour les corrections des forçages amont ou des K_s sont paramétrables ; elles sont appelées périodes d'assimilation. La période comprise entre le début de la simulation et la fenêtre d'assimilation est appelée période d'ajustement du modèle ou temps d'initialisation du modèle. Ce laps de temps permet de réduire (voire de s'affranchir) de l'effet de la condition initiale. Les périodes d'ajustement et d'assimilation constituent le $Spinup_length$.

L'implémentation de l'enchaînement des deux étapes d'assimilation est présentée dans la Figure 2.5 ci-après. On considère une fenêtre d'assimilation de quatre jours composée d'une période de réanalyse de trois jours et d'une période de prévision d'une journée. On dispose d'observations et d'une simulations horaires des hauteurs d'eau.

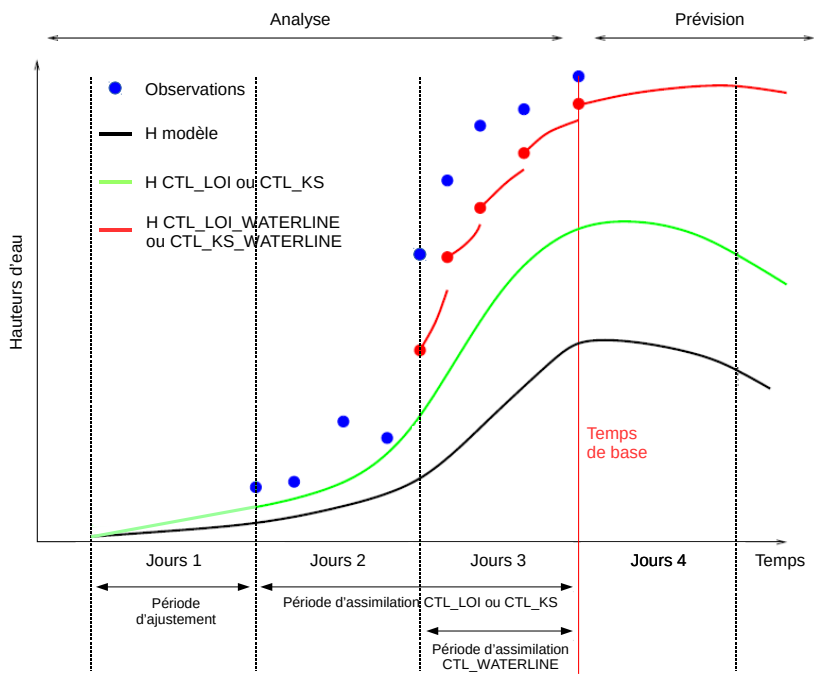


FIGURE 2.5 – Représentation schématique de l'enchaînement de la correction des paramètres a, b, c ou $\mathbf{m}$, $\mathbf{n}$ (courbe verte) et de la correction de la ligne d'eau (courbe rouge) sur un cycle d'analyse.

Durant les trois premiers jours de l'événement, la simulation débute avec une condition initiale standard fixée par l'utilisateur mais au bout de trois jours, le cycle suivant pourra utiliser l'état hydraulique sauvegardé en tant que condition initiale. Dans un premier temps, une intégration des hauteurs d'eau simulées par le modèle est réalisée (courbe noire). Á partir des valeurs observées durant les deuxième et troisième jours, on détermine les paramètres (a, b, c) ou $(\mathbf{m}, \mathbf{n})$ optimaux. Une nouvelle simulation utilisant ces corrections est alors réalisée. On obtient la courbe verte de la Figure 2.5. En sélectionnant les mots-clés CTL_LOI ou CTL_KS, l'analyse s'arrêterait ici et on obtiendrait les valeurs prévues par la courbe verte à partir du jour 4.

L'utilisateur souhaite ajouter la correction de l'état hydraulique avec les mots-clés $CTL_LOI_WATERLINE$ ou $CTL_KS_WATERLINE$. La première étape de correction des paramètres est alors suivie d'une seconde étape. Une nouvelle intégration des hauteurs d'eau simulées par le modèle aux paramètres corrigés est alors réalisée. Durant le troisième jour, les observations à chaque pas de temps sont assimilées pour corriger la condition initiale du modèle. Le modèle repart d'un état plus proche de l'observation et évoluent de façon discontinue en fonction de la prochaine observation disponible. Au temps de base, la simulation repart d'une condition initiale plus proche de la dernière observation. Les paramètres analysés avec les mots-clés CTL_LOI et CTL_KS sont appliqués sur la période de prévision. L'effet de la correction de la ligne d'eau se dissipe rapidement en prévision car le modèle n'est plus contraint au-delà du temps de base contrairement à la correction paramétrique où on conserve les paramètres (a, b, c) ou ($\mathbf{m}$ et $\mathbf{n}$) analysés sur la période de prévision.

Lors d'un rejeu d'un événement passé, il est possible de cycler l'analyse. Dans ce cas, la fenêtre temporelle est décalée temporellement du $Time_step_replay$ et une nouvelle analyse est alors effectuée.

Il est aussi possible d'enchaîner les trois types de corrections. Le calcul des paramètres optimaux et la correction de l'état ne sont pas effectués en une seule fois par l'intermédiaire d'un nouveau mot-clé $CTL_LOI_KS_WATERLINE$ mais en deux temps : on corrige dans un premier temps les forçages amont par assimilation de données (CTL_LOI), puis dans un second temps, on corrige les K_s et l'état hydraulique ($CTL_KS_WATERLINE$) en utilisant en guise d'ébauche les coefficients (a, b, c) analysés auparavant. Dans la suite de cette étude, on nommera **étape 1**, la correction des forçages amont, **étape 2** la correction des K_s par assimilation de données et **étape 3** la correction de la ligne d'eau. Avant d'appliquer la maquette d'assimilation de données DAMP à des modèles de prévision des crues, les algorithmes de correction ont été validés à partir d'expériences jumelles réalisées avec des modèles d'onde de crue, notamment dans le cadre de la thèse de Sébastien Barthélémy (Barthélémy, 2015).

Chapitre 3

Application de la correction des apports intermédiaires et des K_S par assimilation de données

Sommaire

3.1 Estimation des apports intermédiaires par assimilation de données pour le modèle Marne Amont Global (MAG) 80
3.1.1 Introduction 80
3.1.2 Article publié dans le cadre de la conférence SimHydro 2012 . . 81
3.1.3 Conclusion 93
3.2 Application d'un K_s local contrôlé par assimilation de données pour le modèle Marne Amont Global (MAG) 94
3.2.1 Introduction 94
3.2.2 Article publié dans la revue Journal of Hydrology 94
3.2.3 Conclusion 108
3.3 Correction de la dynamique du modèle par assimilation de données pour le modèle Marne Moyenne (MM) 109
3.3.1 Impact d'une modification des K_s de longues distances 110
3.3.2 Correction des K_s sur de longues distances par assimilation de données 118

3.1 Estimation des apports intermédiaires par assimilation de données pour le modèle Marne Amont Global (MAG)

3.1.1 Introduction

L'article (Habert et al., 2013) ci-dessous a été publié suite à la conférence SIMHYDRO 2012 [1] organisée par la SHF (Société Hydrotechnique de France). Il fait suite aux premiers travaux sur l'assimilation de données menés au CERFACS en partenariat avec le SCHAPI. Ils portaient sur la correction des forçages et de l'état d'un modèle hydraulique de prévision des crues. Les travaux de (Ricci et al., 2011) ont montré que, sur le bassin de l'Adour, l'assimilation de données de hauteurs d'eau avec un filtre de Kalman étendu (EKF) pour le modèle hydraulique 1D Mascaret (*cf* Partie 2.3.4) a permis d'améliorer les prévisions à une échéance d'une heure de 60% et de 25% à une échéance de prévision de 12h.

L'article (Habert et al., 2013) présente l'adaptation de ces travaux pour le bassin versant de la Marne. La présence de zones karstiques rend difficile la quantification des débits amont et des apports intermédiaires dans le modèle MAG (*cf* Figure 3.1). Le besoin d'une estimation cohérente des apports karstiques et des affluents non-modélisés a motivé la mise en place d'une procédure d'assimilation de données en utilisant les observations de débit de quatre stations hydrométriques. On montrera dans cet article que la correction des forçages amont (Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 et Q_5) via ces coefficients multiplicatifs A_i (*cf* Partie 1.5.3) par une méthode séquentielle d'assimilation de données (avec le mot-clé CTL_LOI, *cf* Partie 2.4.4) améliore les prévisions des hauteurs d'eau et des débits sur l'ensemble du modèle. Cette correction permet une variabilité temporelle de la prise en compte des apports intermédiaires, essentielle par exemple pour des événements estivaux ou de début d'automne, quand le comportement du karst est complexe ou quand la station de Villiers n'est pas représentative de l'ensemble de la dynamique du bassin.

1. www.simhydro.org

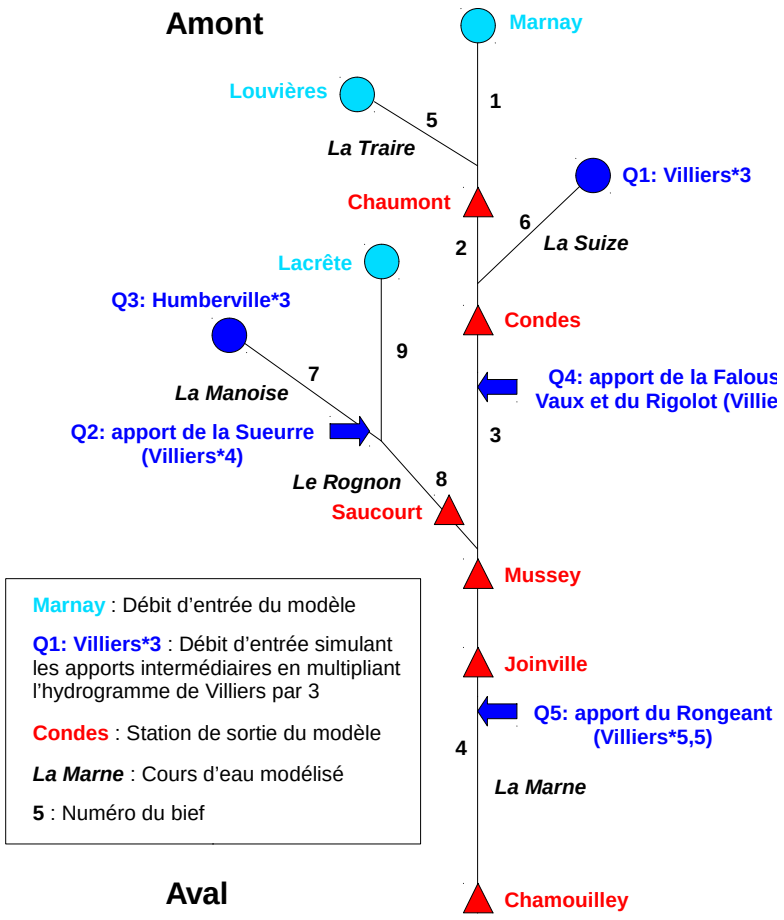


FIGURE 3.1 – Le modèle Marne Amont Global.

Une estimation réaliste, variant dans le temps, des apports intermédiaires en utilisant une approche séquentielle d'assimilation de données sur les 10 crues de validation présentées dans le Tableau 1.2, permet, en dépit de certaines limitations décrites par la suite, une estimation correcte des apports et améliore les prévisions à des échéances adéquates pour un usage opérationnel.

3.1.2 Article publié dans le cadre de la conférence SimHydro 2012

Estimation of lateral inflows using data assimilation in the context of real-time flood forecasting for the Marne catchment in France.

Estimation des apports latéraux via assimilation de données pour le bassin versant de la Marne dans un contexte opérationnel de prévision des crues.

Johan Habert[1]
DREAL Champagne-Ardenne, Chalons-en-Champagne, France
johan.habert@developpement-durable.gouv.fr

Sophie Ricci, Andrea Piacentini, Gabriel Jonville
URA 1875/CERFACS, Toulouse, France
ricci@cerfacs.fr, piacentini@cerfacs.fr, jonville@cerfacs.fr

Etienne Le Pape
SCHAPI, Toulouse, France
Etienne.lepape@developpement-durable.gouv.fr

Olivier Thual
URA1875/CERFACS and INPT, CNRS, IMFT, Toulouse, France
thual@imft.fr

Nicole Goutal, Fabrice Zaoui, Riadh Ata
LNHE EDF-R&D, Chatou, France
nicole.goutal@edf.fr, fabrice.zaoui@edf.fr, riadh.ata@edf.fr

KEY WORDS

Flood forecasting, Data assimilation, Kalman filter, Karstic catchment.

Abstract

The present study describes the assimilation of discharge in-situ data for operational flood forecasting. The study was carried out on the Marne river (France) catchment where lateral inflows's uncertainty are important due to karstic areas. This source of error was partly accounted for using an Extended Kalman Filter algorithm built on the top of a monodimensional hydraulic model. The lateral inflows were sequentially adjusted over a sliding 48-hour time window. The correction leads to a significant improvement in the simulated water level and discharge in re-analysis and forecast modes. These results pave the way for the operational use of the data assimilation procedure for real-time forecasting at the French flood forecasting service.

1. INTRODUCTION

In 2006, 9% of the French population was exposed to flood risk, one of the greatest natural risks causing damage and human loss [21]. The French flood forecasting service (SCHAPI - Service Central d'Hydrométéorologie et d'Appui à la Prévision des Inondations), in collaboration with the 22 local flood forecasting centers (SPC- Service de Prévision des Crues) produces a twice-daily broadcast vigilance map available to governemental authorities and general public (http://www.vigicrues.gouv.fr).

In order to effectively support emergency management and decision making it is essential to properly characterize the different sources of uncertainty in hydrologic forecasts [3][25]. The reliability of flood forecasting strongly depends on the quality of the hydraulics model, its boundary conditions (upstream and

[1]Corresponding author

lateral inflow), hydrological initial conditions and numerical parameters. Much effort has been directed towards the estimation of hydrologic and hydraulic model parameters especially for the statistical analysis of parameters uncertainties usually using a historical batch of data, assuming time-invariant parameters [6][24]. In practice, in addition to model simulation and batch calibration, the reliable operation of a watershed system requires a continuous correction of the forecast as observational data become available [18]. The application of data assimilation (DA) [1], which optimally merges information from model simulations and independent observations with appropriate uncertainty modelling, has proved promising in improving prediction accuracy and quantifying uncertainty [11][13][14][16]. Still, the use of such methods by operational agencies is rare and the need for implementing effective DA in the flood forecast process is increasing when flood frequency is likely to increase as a result of altered precipitation patterns triggered by climate change [5].

DA offers a convenient framework to overcome some of the limits of the calibration processes: observations and simulation outputs are combined to estimate an optimal set of model parameters and consequently reduce uncertainties in the simulation. With the increasing abundance of new in-situ and remote sensing observations, DA was applied in several studies formulated in an operational framework. A great number of implementations were made on top of hydrogical models in order to improve soil moisture initial conditions. Thirel et *al.* (2010a,b) [22][23] assimilated past discharges to obtain a better initial soil moisture state and improve ensemble streamflow simulations. Dechant and Moradkhani (2011a) [4] used SNOTEL data to improve the estimation of snow water storage and consequently improve the ensemble streamflow prediction from the National Weather Service River Forecast System (USA). Seo et *al.* (2003, 2009) [19][20] explored variational assimilation of hydrologic and hydrometeorologic data into operational hydrologic forecast. The Kalman Filter (KF) [8] algorithm is the most commonly used sequential DA algorithm which results in the optimal estimation for linear dynamic models with Gaussian uncertainties. It was extended to non linear problems using a first order approximation of Taylor series, namely Extended Kalman Filter (EKF), or an ensemble approach for the Ensemble Kalman Filter (EnKF) [7]. These algorithms are also now widely being used in hydrology and hydraulics for the estimation of model states [10][12] as well as model parameters [15].

In the context of hydrodynamics modelling, Ricci et *al.* (2011) [17] showed that the EKF assimilation of water level observations on the Adour catchment with the 1D hydraulic model MASCARET [9] developed by LNHE (Laboratoire National d'Hydraulique et d'environnement) from EDF-R&D (Electricité De France Recherche et Développement) enabled to improve flood forecasting of 60% at a one hour lead time and of 25% at a twelve-hour lead time. In the present study, a similar approach is applied to flood forecasting in the Marne catchment where the presence of karstic areas makes it hard to correctly specify upstream and lateral inflows to the model. In the framework of operational flood forecasting, the SAMA (Seine Amont Marne Amont) SPC has developed two different models on two limited areas of the Marne catchment described in Figure 1. On these limited areas, the batch calibration of the model was possible and the uncertainties due to lateral inflow were accounted for by artificially adjusting the Strickler coefficients. Still, in order to increase the forecast time on the Marne catchment, both models were recently merged into a global model far more difficult to calibrate. The need for a coherent estimation of the so far neglected inflows, which represent the dynamics of the karstic areas, and the unmodeled tributaries, which represent the dynamics of catchment areas, motivates the use of a DA procedure using in situ measurements. A realistic and time varying estimation of the lateral inflows is then achieved using a sequential data assimilation approach on 10 flood events over 2001-2010. It is shown that, in spite of certain limitations described further on, this approach provides a reliable estimate of the lateral inflows and leads to the improvement of the flood forecast at meaningful lead times for operational use.

The structure of the paper is as follows. Section 2 provides a description of the Marne catchment. It also provides the arguments for building a DA scheme to estimate lateral inflows. The DA method is described in Section 3 along with the choices made for the implementation of the algorithm. Section 4 gives an overview of the results, highlighting the merits of the approach for flood forecasting along with its limitations on a representative flood event. Conclusions are given in Section 5.

2. MODELING OF THE MARNE CATCHMENT

The Marne catchment is a karstic basin located East of the Paris basin. The Marne river is a 525 km long tributary of the Seine river, its source is located in the Langres Plateau in the Haute-Marne department (Figure 1). The study is carried out on the upstream part of the river that is strongly sensitive to local precipitation and where flash floods (5 to 120 $m^3.s^{-1}$ within a 24h period in October 2006 at Condes) occur. The landscape of the catchment is defined by forested plateaus, incised valleys and presents numerous limestone outcrops. Therefore the catchment area includes karstic areas and tributaries whose behaviour is highly non linear and thus difficult to forecast.

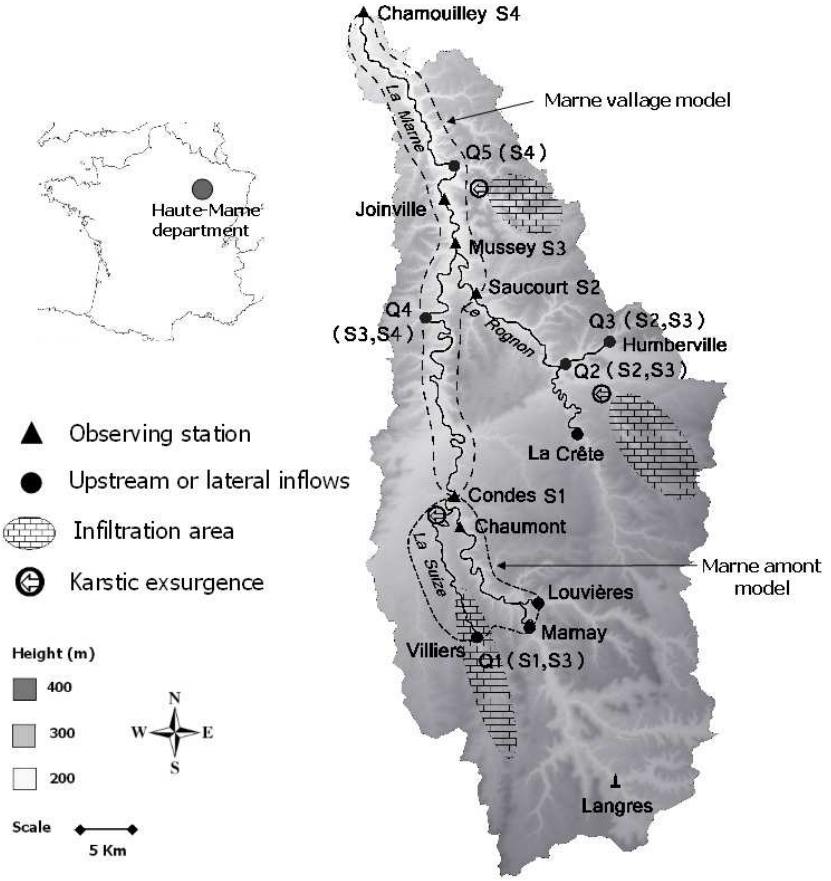


Figure 1: The Marne catchment, the sub-models are circled with dashed lines. The hydrological observing stations S_1, S_2, S_3 and S_4 are represented by black triangles. Lateral inflows Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 and Q_5 are represented by black dots and the observing stations on which they depend are in parentheses.

As of today, the operational forecast relies on the integration of two sub-models on the Marne Amont and Marne Vallage areas (Figure 1). These models are based on the mono-dimensional numerical code MASCARET for hydraulics describing the Saint-Venant (Shallow Water) equations and developed by EDF-R&D and CETMEF (Centre d'Etudes Techniques Maritimes Et Fluviales). They were calibrated independently using water level in-situ measurements from five hydrological observing stations (Chaumont, Condes, Mussey, Joinville and Chamouilley). The underestimation of the lateral inflow that leads to the underestimation of the simulated water levels and discharge was partly corrected by reducing the Strickler coefficients and thus artificially increasing the water level. These sub-models are used for operational forecast at SAMA SPC since 2008. They provide a satisfying water level signal, still discharges are usually underestimated and the maximum lead time for the forecast is 15 hours.

In order to extend the maximum lead time and benefit from measurements at Saucourt, the sub-models were merged into a global model extending from Villiers to Chamouilley and including the karstic areas of the Rognon. The upstream flows are specified at five upstream stations (Marnay, Louvières, Villiers, La Crête and Humberville). This global model underestimates the discharges of 50% on average over ten significant events as presented in Figure 2 for a representative event for Condes and Mussey observing stations (observations are in blue and simulations, denoted by Free Run, in black). Indeed, the global model area is about 2250 km^2 when the area controled by the five upstream stations is only about 755 km^2. Thus it appears that the modeling of lateral inflows, despite the lack of hydrologic rainfall-runoff model on the area,

represents a key step towards the use of the global model for the Marne catchment. Five lateral inflows were then added to the model to represent the exsurgences of the Suize (Q_1), the Seurre on the Rognon catchment (Q_2 and Q_3), and tributaries upstream Musey (Q_4) and Chamouilley (Q_5).

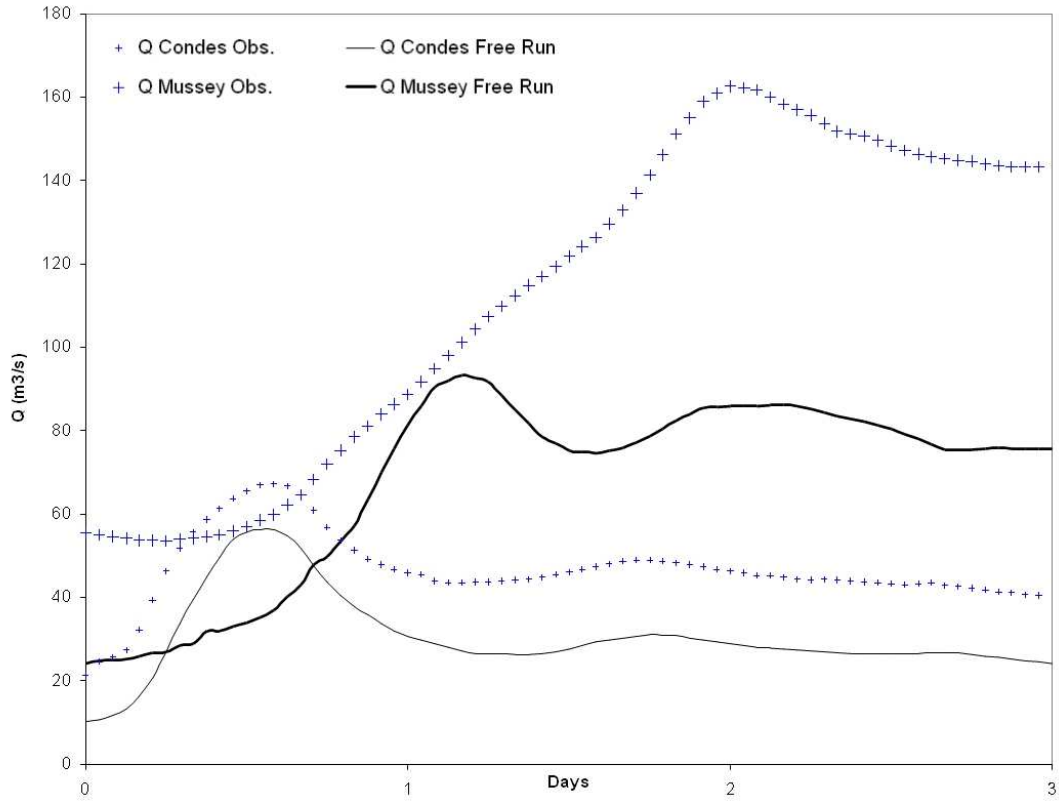


Figure 2: Observed (blue crossed curves) and simulated discharges for Free Run (black solid curves) in Condes (thin curves) and Mussey (thick curves). March 2008 event.

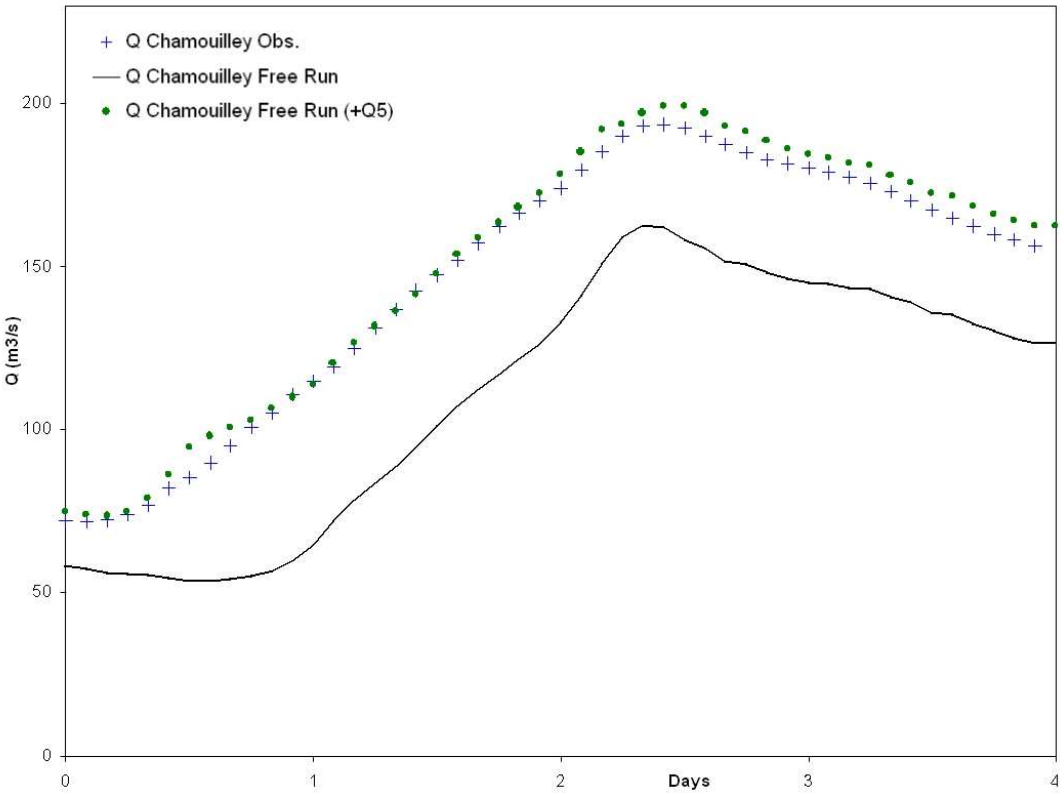


Figure 3: Discharge at Chamouilley, observation (blue crossed curve), Free Run (black solid curve) and Free Run with Q_5 (green dotted curve). March 2008 event.

Given the homogeneous response of the catchment to an oceanic rainfall event, a water budget approach enables to describe a coherent, yet perfectible, behavior of the catchment. For instance, adding the lateral inflow Q5 estimated as eight times bigger than the hydrograph at Villiers leads to a satisfying simulation of the discharge at Chamouilley as illustrated in Figure 3 where observation is represented by the blue crossed curve, the Free Run simulation is in black and the Free Run simulation with the addition of the lateral inflow Q5 is represented in green by the dotted curve. Similar approach using Villiers and Humberville as elementary hydrographs to estimate each lateral inflow was used to identify multiplicative coefficients A_i(where $Q_{i,new}(t)= A_iQ_i(t)$), with i∈ [1, 5] and their statistics, from a batch calibration over the 10 flood events. These values presented in Table 1 can be greatly improved with a sequential method that allows for temporal variability of the coefficients, essential for instance for summer and early automn events when the karst behavior is complex and the Villiers station may not be representative of the entire catchment's dynamics.

Q_i	Elementary hydrograph	A_i	Std
Q_1	Villiers	3	0.8
Q_2	Villiers	4	1.3
Q_3	Humberville	3	1.8
Q_4	Villiers	2.5	1.4
Q_5	Villiers	5.5	2

Table 1: Multiplicative corrective coefficients A_i for lateral inflows and standard deviations with i ∈ [1, 5].

3. SEQUENTIAL DATA ASSIMILATION METHOD

Data assimilation approaches aim at identifying the optimal estimate of the true value of the unknown variable $\mathbf{x}$ that includes, in this work, the set of corrective coefficients A_i with i∈ [1, 5]. The a priori knowledge on these coefficients given in Table 1 describes the background vector $\mathbf{x}^b$. The observation vector $\boldsymbol{y}^o$ is composed of hourly discharge measurements, a conservative variable, at Condes, Saucourt, Mussey and Chamouilley (respectively denoted by S_1, S_2, S_3 and S_4 in Figure 1). The analysis is performed on a sliding time window, over which the A_i coefficients are assumed to be constant. Assuming that the background, the observation and the analysis are unbiased, the analysis vector $\mathbf{x}^a$ for cycle k can be formulated as a correction to the background parameters:

$$\mathbf{x}_k^a = \mathbf{x}_k^b + \mathbf{K}_k\left(\mathbf{y}_k^o - H_k\left(\mathbf{x}_k^b\right)\right)$$

where $\mathbf{K}_k = \mathbf{B}_k\mathbf{H}_{k,b}^T\left(\mathbf{H}_k\mathbf{B}_k\mathbf{H}_k^T + \mathbf{R}_k^{-1}\right)$ is the gain matrix, $\mathbf{B}_k, \mathbf{R}_k$ are the background and observation errors covariance matrixs and $\mathbf{y}_k = H_k(\mathbf{x}_k)$ is the model equivalent of the observations, generated by the observation operator H_k.

The observation operator consists of two operations, the costliest of which is the non-linear integration of the hydraulics model given the upstream and lateral flow conditions over the assimilation window. The second operation is the selection of the calculated discharges at the observation points and at the observation times. $H_k\left(\mathbf{x}_k^b\right)$ represents the discharges at the observation points and times computed by MASCARET using the background parameters $A_i = 1$.

The Jacobian matrix $\mathbf{H}_{k,b}$ is the tangent linear of the hydraulics model computed in the vicinity of $\mathbf{x}_k^b$ as follows:

$$H_k\left(\mathbf{x}_k^b + \Delta\mathbf{x}\right) = H_k\left(\mathbf{x}_k^b\right) + \mathbf{H}_{k,b}\Delta\mathbf{x}$$

and $\mathbf{H}_{k,b}^b$ can be approximated using a finite differences scheme written as:

$$\mathbf{H}_{k,b} = \frac{\partial y}{\partial x} = \frac{\partial H_k\left(\mathbf{x}_k^b\right)}{\partial x} \approx \frac{H_k\left(\mathbf{x}_k^b + \Delta\mathbf{x}\right) - H_k(\mathbf{x}_k^b)}{\Delta x} = \frac{\Delta y}{\Delta x}$$

The local estimation of the tangent linear dynamics of the model with respect to the boundary conditions of the domain is a strong hypothesis. This method can be seen as an EKF algorithm without model errors (the model is considered as perfect). Since there is no propagation model for the parameters, the usual propagation steps of the KF algorithm are irrelevant here: the background error covariance matrix is invariant between the cycles.

The analysis is cycled over the period covering the entire flood event, thus allowing A_i to vary between the cycles. For cycle k, the observations over the first 8 hours (the re-analysis period) are used to estimate the optimal coefficients and a 24-hour forecast is carried out. Each of the five lateral inflows Q1, Q2 , Q3, Q4 and Q5 is controlled using downstream measurements from the hydrological observing station as described in Figure 1; Q1 is controlled by Condes and Mussey, Q2 and Q3 are controlled by Saucourt and Mussey, Q4 is controlled by Mussey and Chamouilley and Q5 is controlled by Chamouilley only. A 5 $m^3.s^{-1}$ standard deviation error is assumed on the discharge measurements to account for errors in misadjustment of pressure tube and extrapolation of water level-discharge rating curves. The background error covariance is described by a diagonal matrix with the same standard deviation error on every A_i estimated as the mean of those described in Table 1. The data assimilation algorithm was implemented using the Open-PALM dynamic coupler developed at CERFACS and designed to couple independent code components with a high level of modularity in the data exchanges while providing a straightforward parallelization environment [2].

4. RESULTS

The benefits from the application of the sequential analysis over the 10 floods events for the Marne cacthment are summarized in Table 2 presenting the Nash-Sutcliffe criteria computed with data assimilation (DA) and without (Free Run) at the maximum lead time for the forecast at each observing station. It was shown that the assimilation of discharge measurements allows for a significant improvement of the simulated discharges in re-analysis (not shown) and forecast mode; with an the average improvement of 0.91 at the maximum lead time.

Observing station	Condes	Mussey	Joinville	Chamouilley	Saucourt
Forecast lead time	+6h	+12h	+13h	+21h	+10h
Free Run	0.61	0.01	0.14	-1.38	-0.20
DA	0.87	0.78	0.55	0.47	0.80
Improvement	0.26	0.77	0.69	1.85	1.

Table 2: Nash-Sutcliffe criteria for Free Run and DA simulations averaged over 10 flood events over 2001-2010 at maximum lead time for each observing station.

For the major flood event in December 2010, the use of the DA procedure for real-time forecast would have improved both discharge peak forecasts of 15 % as illustrated in Figure 4 (only the first peak is shown). The discharges are presented on the left vertical axis and water levels are on the right vertical axis with solid thin and thick lines, respectively. Observations are represented by blue crossed curves, the Free Run 12 hour forecast by black solid curves and the analysis 12 hour forecast by red dashed curves. For the discharge and water level, the area between observation and Free Run is shaded in red when the model underestimates the signal and in blue when it overestimates the signal. The corrective coefficients for Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 and Q_5 represented in Figure 5 are globally smaller than 1 when the Free Run overestimates the observed dischage and bigger than 1 where the Free Run underestimates the observed discharge. These values also depend on the sensitivity of the discharge at the observing station with respect to each A_i; this information is accounted for within the linearized observation operator **H**.

Still, the assumption of a constant correction of the lateral inflows over a DA analysis cycle can lead to an inappropriate correction as displayed in Figure 4 for Day 3. The 12-hour forecasted discharge at Day 3, resulting from the DA procedure (175 $m^3.s^{-1}$ where the solid vertical line intersects the thick red dotted curve) is computed using the corrected inflows resulting from the assimilation of the difference between the Free Run and the observation during the 8-hour period in Figure 4 represented in grey between the two thin vertical lines at Day 2 + 2h and Day 2 + 10h. Over this period, the average discharge (thick curves) difference is bigger than that at Day 3, thus the DA procedure leads to an over correction of the discharge (an over decrease in this case): the solid red line at Day 3 is below the blue crossed line. To sum it up, if the model-observation error is not monotonous over the re-analysis and forecast period, the DA procedure can lead to an under or over correction. A possible leverage for this problem is to shorten the re-analysis period and thus allow for more temporal variability of the corrective coefficient.

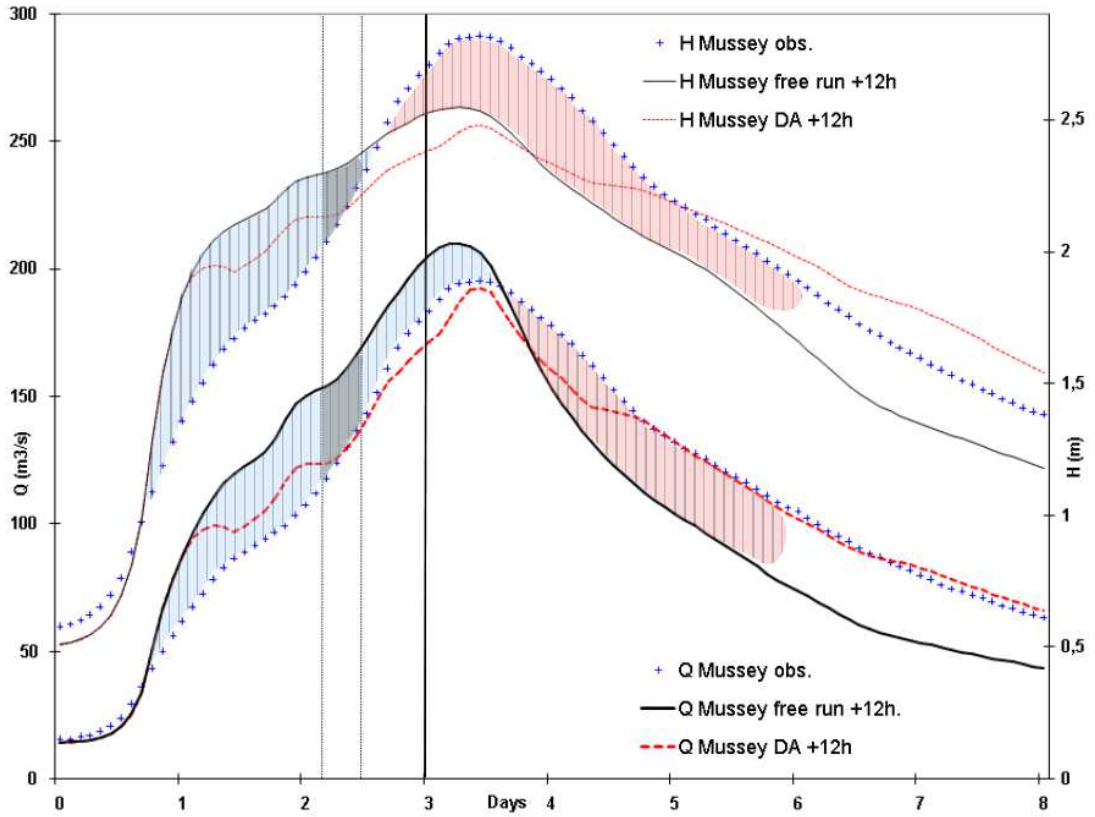


Figure 4: Discharge (thick curves) and water level (thin curves) at +12h, December 2010 (Mussey): Observations (blue crossed curves), Free Run (black solid curves), DA analysis (red dashed curves).

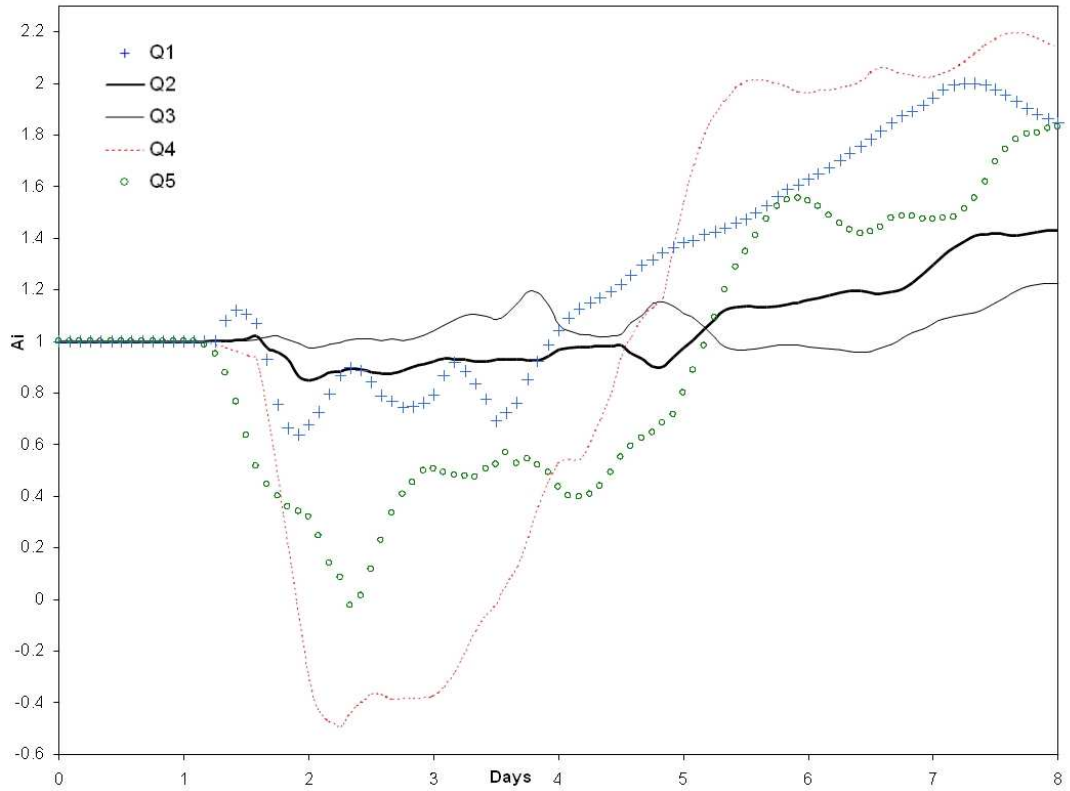


Figure 5: A_i coefficients for Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 and Q_5 during December 2010 event.

Globally in Figure 4, the water level is also significantly improved (thin curves), still the correction of the lateral inflows with assimilation of the discharge measurements does not improve the water level peak simulation, it even degrades the first peak at Day 3 + 12h. Indeed, when the relation between water level and

discharge in the model is not coherent with the relation between water level and discharge in the observation, the sign of model-observation error on discharge is different from the sign of the model-observation error on water level. This is the case from Day 2.5 to Day 3.5; the Free Run simulation overestimates the discharge (blue area in Figure 4) but underestimates the water level (red area in Figure 4). Here, the DA correction tends to decrease the lateral inflow in order to decrease the simulated discharge, thus leading to the decrease of the simulated water level when the latter was already too small.

The friction coefficients (Ks) of the hydraulic model are mean values obtained from the calibration procedure using discharge data, over 10 flood events. The resulting values for the hydraulic section containing Mussey are 20 for the river channel and 13 for the flood plain. These values are potentially not well suited for high discharge events and might be responsible for a non-physical local relation between discharge and water level. To account for uncertainty in the topography and bathymetry, a local correction of the Ks coefficient at Mussey is applied (over a 200m section downstream of the observing station). As illustrated in Figure 6, a change in Ks allows to improve the simulated water level while the discharge is left unchanged by this local modification. Once the lateral inflows were corrected through the DA procedure, the simulated discharge is improved over the whole flood event, still the water level is overestimated (red areas in Figure 6) from day 1 to 2.5 and 5 to 9 and underestimated at the flood peak (blue area in Figure 6). An approximate calibration of the Ks coefficients is achieved to obtain the green curves in Figure 6; the river channel and the flood plain coefficients are increased to 27 and 15 respectively over the overestimation periods and decreased to 16 and 9 over the underestimation period. The local correction of the Ks coefficients improves water level forecasts without changing discharges. Based on these results, ongoing work aims at including the Ks coefficients within the DA control vector of the previously described procedure.

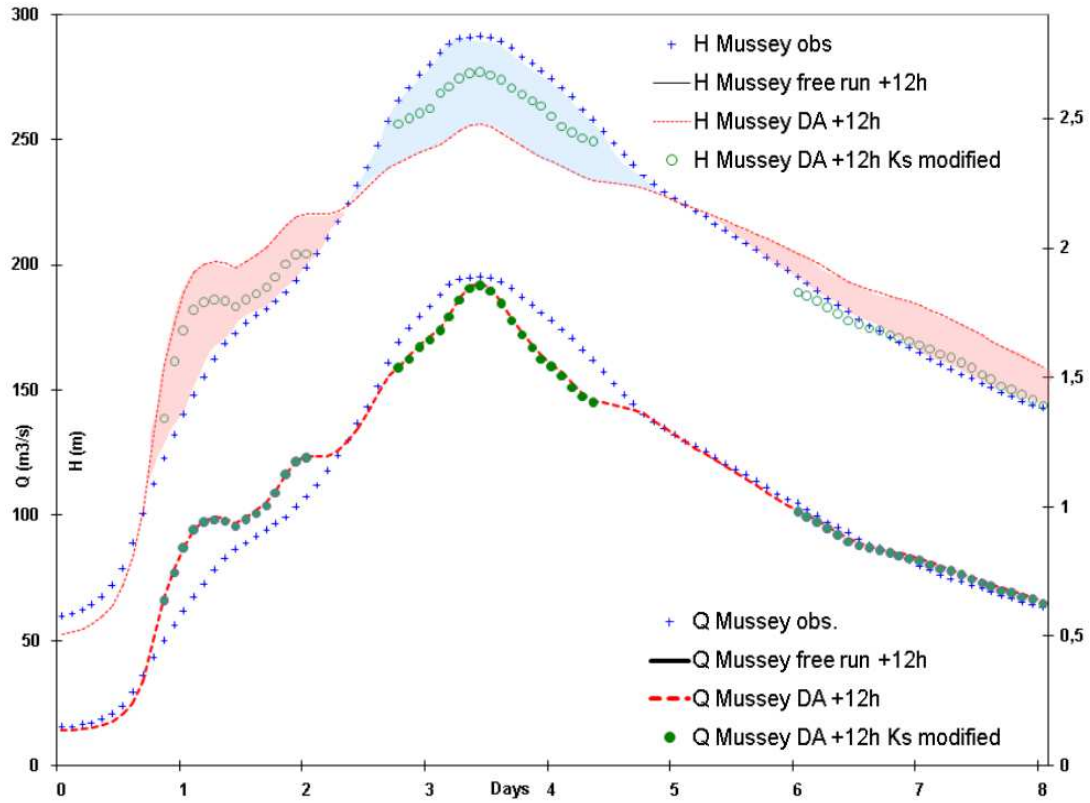


Figure 6: Discharge (thick curves) and water level (thin curves) at +12h, December 2010 (Mussey): observations (blue crossed curves), DA analysis (red dasched curves) and DA analysis with modified Strickler coefficient (green dotted curves).

As the correction of lateral inflows, Ks coefficients must be corrected sequentially as observations become available. The linear approximation of the relation between the Ks coefficients and the simulated hydraulic state should be investigated. Figure 7 illustrates the nonlinear impact of the perturbation of the

river channel Ks at the flood peak, at Mussey, around the reference value Ks = 20. For instance, a perturbation of 4 leads to a maximum discrepancy in water level of 2cm with respect to the linear approximation computed for dKs = 2 (pink dashed line in Figure 7). For a positive perturbation in Ks, the non linearity is significantly smaller than for negative perturbations with a water level difference of 6 cm when the Ks is increased from 20 to 32 and up to 33 cm when the Ks is decreased from 20 to 8. In order to keep the non linearity impact small on the EKF analysis, the correction to the Ks coefficient should remain in a limited interval such as [-5, 5].

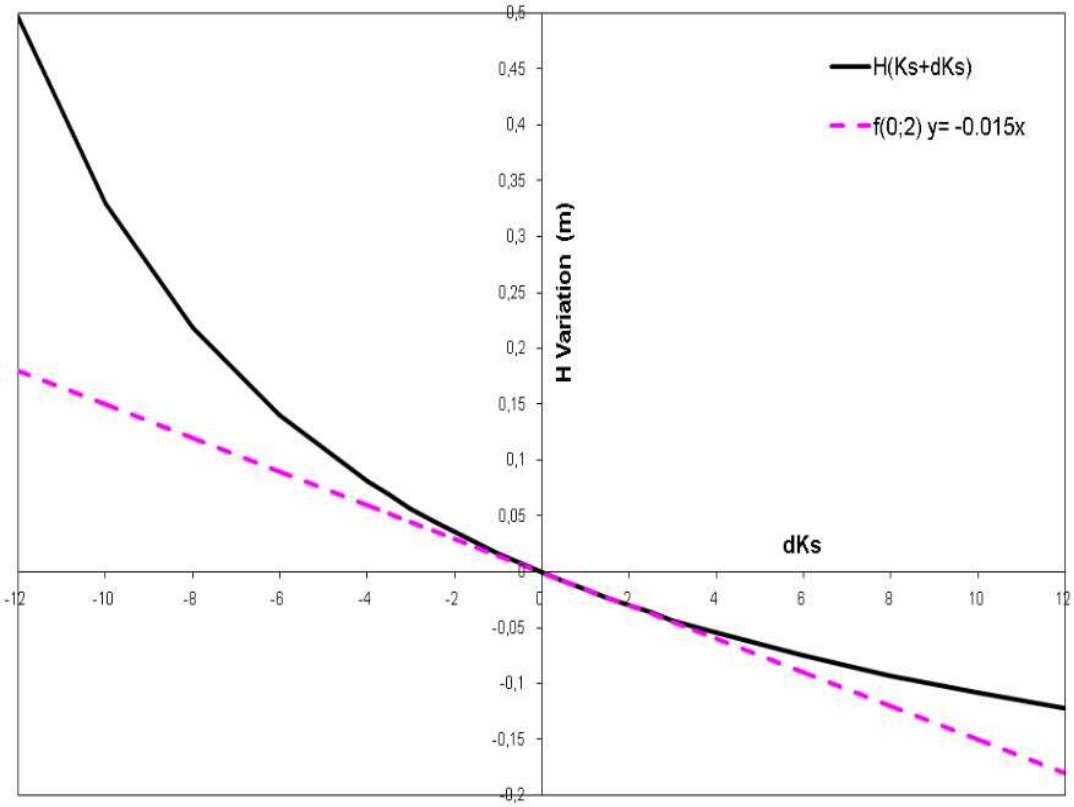


Figure 7: Impact on the water level on the peak of the perturbation of the river channel Ks coefficient for dKs[-12;12] (black curve) and dKs=2 (pink dashed line).

5. CONCLUSION

The sequential assimilation of discharge measurements in real time mode was presented in this paper. The study focuses on the application of an Extended Kalman Filter (EKF) algorithm for the Marne catchment under the assumption that the relation between the lateral boundary conditions of the domain and the simulated discharge is fairly linear. It was shown that the estimation of the time varying contributions of the karstic areas and the neglected tributaries can be achieved. This leads to the improvement of the hydraulic state forecast at meaningful lead time for operational use. Since the method developed here is not catchment dependent, it was applied for other French catchments and it is currently being integrated in the real-time forecasting platform for operational use at SCHAPI. The reduced computational cost of the procedure is also a strong advantage. The extension of the control vector to model parameters such as the Strickler coefficients is one of the perspectives for further works as it will allow to correct the relation between water level and discharge within the model.

REFERENCES

[1] F. Bouttier and P. Courtier: Data assimilation concepts and methods, ECMWF Lecture Note, 1999.

[2] S. Buis, A. Piacentini, and D. Déclat: PALM: A computational framework for assembling high performance computing applications, Concurrency Computat.: Pract. Exper., 18(2), 247-262, 2006.

[3] G. Coccia and E. Todini: Recent developments in predictive uncertainty assessment based on the model conditional processor approach, Hydrol. Earth Syst. Sci., 7, 9219-9270; 2008b.

[4] C.M. Dechant and H. Moradkhani: Radiance data assimilation for operationnal snow and streamflow forecasting, Adv. Water Resour. Res., 34, 351-364, 2011a.

[5] G. Drogue, L. Pfister, T. Leviandier, A. El Idrissi, J.F. Iffly, P. Matgen, J. Humbert, and L. Hoffmann: Simulating the spatio-temporal variability of streamflow response to climatechange scenarios in a mesoscale basin, J. Hydrol., 293,255–269, 2004.

[6] Q. Duan, V. Gupta, S. Sorooshian, A.N. Rousseau and R. Turcotte: Preface in calibration of watershed Models, Water Sci. Appli. Ser., vol. 6; edited by Q. Duan et al., p. v, AGU, Washington, D. C, 2003.

[7] G. Evensen: Sequential data assimilation with a non linear quasi-geostrophic model using Monte Carlo methods to forecast error statistics. J. Geophys. Res., 99:10143-62, 1994.

[8] A. Gelb: Applied optimal estimation, Cambridge Mass.: MIT Press, 1974.

[9] N. Goutal and F. Maurel: A finite volume solver for 1D shallow water equations applied in an actual river, Int. J. Numer. Meth. Fluids, 38(2), 1-19, 2002.

[10] N. Jean-Baptiste, P.O. Malaterre, C. Dorée and J. Sau: Data assimilation for real-time estimation of hydraulics states and unmeasured perturbations in a 1d hydrodynamic model. Math. and Computers in Simulation, 81, 2201-2214, 2009.

[11] Y. Liu and H.V. Gupta: Uncertainty in hydrologic modeling: Toward an integrated data assimilation framework, Water Res. Ser., 43, W07401, 2007.

[12] P.O. Malaterre, J.P. Baume and N. Jean-Baptiste: Calibration of open channel flow models: a system analysis and control engineering approach, SimHydro 2010.

[13] D. Maclaughlin and L. Townley: A reassessment of the groundwater inverse problem, Water Resour. Res., 32, 1131-1161, 1996.

[14] D. Maclaughlin: An integrated approach to hydrologic data assimilation: interpolation, smoothing, and filtering, Adv. Water Res., 25, 1275-1286, 2002.

[15] H. Moradkhani, S. Sorooshian, H. Gupta and P. Houser: Dual-state parameters estimation of hydrolocal models using ensemble Kalman filter. Adv. Water Res., 28, 135-147, 2005.

[16] R.H. Reichle: Data assimilation methods in the Earth sciences, Adv. Water Resour. 31; 1411-1418, 2008.

[17] S. Ricci, A. Piacentini, O. Thual, E. Le Pape and G. Jonville: Correction of upstream flow and hydraulics state with data assimilation in the context of flood forecasting, Hydrol. Earth Syst. Sci, 15, 1-21, 2011.

[18] G. Schumann, P.D. Bates, M.S. Horritt, P. Matgen and F. Pappenberger: Progress in integration of remote sensing derived flood extend and stage data and hydraulic models, Rev. Geophys., 47, 2009.

[19] D.J. Seo, L. Cajina, R. Corby and T. Howieson: Automatic state updating for operational streamflow forecasting via variational data assimilation, J. Hydrol., 367, 255-275, 2009.

[20] D.J. Seo, V. Koren and N. Cajina: Real-time variational assimilation of hydrologic and hydrometeorological data into operational hydrologic forecasting, J. Hydrometeorol., 4, 627-641, 2003.

[21] SOeS - CGDD (Service de l'Observation et des Statistiques - Commissariat Général au Développement Durable): Croissance du nombre de logements en zones inondables, Le point sur, 6, Février 2009.

[22] G. Thirel, E. Martin, J.F. Mahfouf, S. Massart, S. Ricci and F. Habets: A past discharges assimilation system for ensemble streamflow forecasts over France, Part 1: Description and validation of the assimilation system, Hydrol. Earth Syst. Sci., 14, 1623-1637, 2010a.

[23] G. Thirel, E. Martin, J.F. Mahfouf, S. Massart, S. Ricci, F. Regimbeau and F. Habets: A past discharges assimilation system for ensemble streamflow forecasts over France, Part 2: Impact on the streamflow forecasts, Hydrol. Earth Syst. Sci., 14, 1639-1653, 2010b.

[24] J.A. Vrugt, H.V. Gupta, W. Bouten and S. Sorooshian: A shuffled complex evolution metropolis algorithm for optimization and uncertainty assessment of hydrological parameters. Water Resour. Res., 39(8), 1-14, 2003.

[25] A.H. Weerts and Y. Liu: Advances in data assimilation for operational hydrologic forecasting, Eos Trans. AGU, 92, 2011.

3.1.3 Conclusion

Dans cette étude, il a été montré que le système DAMP permet d'améliorer les prévisions des hauteurs et des débits via l'assimilation séquentielle de débits et la correction des forçages amont d'un modèle opérationnel de prévision des crues. L'étude se focalise sur l'application d'un algorithme de type filtre de Kalman Étendu pour le bassin versant de la Marne en faisant l'hypothèse que la relation entre les conditions limites amont (débits amont et apports intermédiaires) et les débits simulés est faiblement non-linéaire (cette hypothèse est à vérifier avec un autre algorithme tels que l'EnKF). Le cyclage de la correction des forçages amont par assimilation de données a permis une amélioration moyenne de 91% des débits prévus à l'échéance maximale (comprise entre 5 et 21 h selon les stations) par rapport aux prévisions du modèle sans assimilation.

La méthode développée ici pour le modèle MAG a été appliquée sur d'autres bassins français et est utilisée en opérationnel au SPC SAMA depuis décembre 2013. Elle a aussi récemment été intégrée dans la Plate-forme Opérationnelle pour la Modélisation (POM) du SCHAPI et est actuellement en phase de test (*cf* Partie 5.2). L'extension du vecteur de contrôle à d'autres paramètres du modèle a donné lieu, pour les K_s, à la rédaction de l'article (Habert et al., 2015) présenté dans la suite de ce chapitre ainsi qu'à la mise en œuvre d'une approche ensembliste pour relaxer l'hypothèse de linéarité des opérateurs (Barthélémy, 2015).

3.2 Application d'un K_s local contrôlé par assimilation de données pour le modèle Marne Amont Global (MAG)

3.2.1 Introduction

L'extension du vecteur de contrôle aux K_s locaux abordée précédemment a donné lieu à la rédaction de l'article ci-dessous publié dans *Journal of Hydrology* en décembre 2015. Nous avons pu voir dans les Partie 2.2.2 et 2.2.3 que les modèles hydrauliques de prévision des crues sont confrontés à différents types d'incertitudes. Ces dernières sont liées aux données observées comme les forçages amont (où les débits sont issus de la transformation via la courbe de tarage d'une hauteur d'eau observée elle-même incertaine), ou bien à une représentation simplifiée du système d'écoulement dans le modèle hydraulique (à travers la description géométrique de la vallée, l'estimation des forçages amont et des coefficients de Strickler lors du calage).

C'est lors de la validation du modèle que l'on se rend compte de la pertinence des données du modèle et des paramètres fixés au calage : une mauvaise représentation de la relation hauteur-débit à une station peut signifier que les débits amont et latéraux sont mal estimés, que la courbe de tarage utilisée pour déterminer la débit observé n'est pas fiable, que la description topo-bathymétrique n'est pas assez fine, que les K_s ne sont pas adaptés et parfois les quatre en même temps. Lorsqu'on ne dispose pas de données complémentaires (jaugeages, profils en travers), le modélisateur peut être tenté de forcer un paramètre pour combler une erreur engendrée par un manque de données. C'est le cas dans le modèle MAG où une fois les débits amont et les apports intermédiaires estimés, on force localement les K_s pour modifier la relation hauteur-débit en sachant que c'est essentiellement le manque de données topo-bathymétriques qui est responsable d'une simulation des hauteurs d'eau erronée.

Cet article illustre comment améliorer la relation hauteur-débit d'un modèle hydraulique 1D de prévision des crues (Mascaret) à travers deux approches : la première, en densifiant la description géométrique du modèle à partir de nouvelles données, la seconde en contrôlant par assimilation de données les coefficients de frottement des lits mineur **m** et majeur **n**.

3.2.2 Article publié dans la revue Journal of Hydrology

Journal of Hydrology 532 (2016) 52–64

Contents lists available at ScienceDirect

Journal of Hydrology

journal homepage: www.elsevier.com/locate/jhydrol

Review Paper

Reduction of the uncertainties in the water level-discharge relation of a 1D hydraulic model in the context of operational flood forecasting

J. Habert [a,b,*], S. Ricci [b], E. Le Pape [c], O. Thual [d], A. Piacentini [b], N. Goutal [e], G. Jonville [b], M. Rochoux [b]

[a] DREAL Champagne-Ardenne, Châlons-en-Champagne, France
[b] URA 1875/CERFACS, Toulouse, France
[c] SCHAPI, Toulouse, France
[d] URA 1875/CERFACS and INPT, CNRS, IMFT, Toulouse, France
[e] LNHE EDF-R&D, Chatou, France

ARTICLE INFO

Article history:
Received 31 July 2015
Received in revised form 6 November 2015
Accepted 14 November 2015
Available online 1 December 2015
This manuscript was handled by Konstantine P. Georgakakos, Editor-in-Chief, with the assistance of Hamid Moradkhani, Associate Editor

Keywords:
Hydraulic modeling
Flood forecasting
Data assimilation
Uncertainty reduction

ABSTRACT

This paper presents a data-driven hydrodynamic simulator based on the 1-D hydraulic solver dedicated to flood forecasting with lead time of an hour up to 24 h. The goal of the study is to reduce uncertainties in the hydraulic model and thus provide more reliable simulations and forecasts in real time for operational use by the national hydrometeorological flood forecasting center in France. Previous studies have shown that sequential assimilation of water level or discharge data allows to adjust the inflows to the hydraulic network resulting in a significant improvement of the discharge while leaving the water level state imperfect. Two strategies are proposed here to improve the water level-discharge relation in the model. At first, a modeling strategy consists in improving the description of the river bed geometry using topographic and bathymetric measurements. Secondly, an inverse modeling strategy proposes to locally correct friction coefficients in the river bed and the flood plain through the assimilation of in situ water level measurements. This approach is based on an Extended Kalman filter algorithm that sequentially assimilates data to infer the upstream and lateral inflows at first and then the friction coefficients. It provides a time varying correction of the hydrological boundary conditions and hydraulic parameters.

The merits of both strategies are demonstrated on the Marne catchment in France for eight validation flood events and the January 2004 flood event is used as an illustrative example throughout the paper. The Nash–Sutcliffe criterion for water level is improved from 0.135 to 0.832 for a 12-h forecast lead time with the data assimilation strategy. These developments have been implemented at the SAMA SPC (local flood forecasting service in the Haute-Marne French department) and used for operational forecast since 2013. They were shown to provide an efficient tool for evaluating flood risk and to improve the flood early warning system. Complementary with the deterministic forecast of the hydraulic state, the estimation of an uncertainty range is given relying on off-line and on-line diagnosis. The possibilities to further extend the control vector while limiting the computational cost and equifinality problem are finally discussed.
© 2015 Elsevier B.V. All rights reserved.

Contents

1. Introduction . . . 53
2. Materials and methods . . . 54
   2.1. The 1D hydraulic model MASCARET . . . 54
   2.2. Sequential DA method . . . 56
      2.2.1. DA algorithm. . . . 56
      2.2.2. Study on the linear assumption of the generalized observation operator . . . 58
3. Correction of the model *H*–*Q* relation. . . . 59
   3.1. Bathymetric profiles densification (BATHY). . . . 59

* Corresponding author at: DREAL Champagne-Ardenne/SRS/PHH/CPC, 40 boulevard Anatole France, BP80556, 51022 Châlons-en-Champagne Cedex, France. Tel.: +33 351416469.
E-mail address: johan.habert@developpement-durable.gouv.fr (J. Habert).

http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.11.023
0022-1694/© 2015 Elsevier B.V. All rights reserved.

3.2. Data assimilation for friction coefficients correction (ASSIM) . . . 60
4. Operational implementation at SPC SAMA . . . 61
5. Conclusion . . . 62
Acknowledgments . . . 63
References . . . 63

1. Introduction

Flooding causes important social, environmental and economic losses and is likely to be aggravated by climate change over the next decades. For example, flooding of the Var river in the South-East of France in 2010 resulted in a 700 million euros loss and 25 victims (MEDDE, 2011). Worldwide, national or international operational flood forecasting centers are in charge of providing water level predictions and flood risks at short- to medium-range lead time (from several hours to a few days) that are of great importance for civil protection. To this end, operational centers aim at providing an accurate forecast of the hydraulic variables (i.e., water level and discharge) along the monitored network. This forecast relies on the complementary use of numerical models and observations (Kirchner, 2006). For instance, the UK Environment Agency in collaboration with the Met Office has developed the National Flood Forecasting System (NFFS) in order to access to real-time forecasts from a large set of hydrologic modeling tools (Werner et al., 2009; Weerts et al., 2011). In the Philippines, the Metro Manila model is used operationally to issue 24-h lead time forecasts using precipitation and water level measurements that are collected and transmitted in real time (Madsen and Skotner, 2005). In France, since 2006, the national and hydrometeorological flood forecasting center (SCHAPI – Service Central d'Hydrométéorologie et d'Appui à la Prévision des Inondations), in collaboration with the 22 local flood forecasting services (SPC – Service de Prévision des Crues), produces a twice-daily vigilance map available for governmental authorities and general public (http://www.vigicrues.gouv.fr). Meteorological, hydrologic and geographic data (bathymetry, topography), are used as inputs to hydraulic models that are integrated in forecast mode to describe water level and discharge at a limited number of observing stations over 22,000 km of rivers in France. These hydraulic variables are then translated into a colored flood risk map available online. On a larger scale, the European Flood Awareness System (EFAS) as part of the Copernicus Emergency Management System provides probabilistic flood alert information more than 48 h in advance to national authorities. This alert system covers the main European rivers on a 5-km grid using a distributed hydrologic rainfall–runoff-routing model (LISFLOOD) as well as ensemble weather forecasts and real-time weather observations (de Roo et al., 2003; Van der Knijff et al., 2010).

The capacity for real-time anticipation of extreme flood events remains limited due to several sources of uncertainty in hydraulic models. On the one hand, forcing data that represent boundary conditions for hydraulic models usually result from the transformation of uncertain observed water levels into discharges with an uncertain rating curve (CEMAGREF, 1981; Audinet and André, 1995), or from discharges forecasted by uncertain hydrologic models. Another source of uncertainty is the description of the river channel and flood plain geometry. This requires on-site measurements of topographic and bathymetric profiles to provide a spatially-distributed geometry. On the other hand, the equations that are solved by models are based on simplification and parametrization of the physics. The parametrization schemes are calibrated to adjust the model behavior to observed water levels, typically, through the calibration of friction coefficients. The calibration of the river bed and flood plain friction coefficients is usually achieved once for all using a batch of observations such as water level from a limited number of flood events, thus providing time-invariant values for the model parameters. It is important to mention that errors in the model inputs and in the model equations are sometimes difficult to discriminate (Vrugt et al., 2005; Renard et al., 2010). These uncertainties usually translate into errors in the model representation of the water level-discharge (H–Q) relation that is not coherent with that from the reality. In practice, this inconsistency can be reduced when complementary data become available to improve the model, for instance LIDAR data for bathymetry (horizontal resolution of one point per square meter; 10–30 cm of vertical accuracy). When no additional data are available to improve the model geometry, the error between the simulated and the observed hydraulic states must be accounted for by adjusting the model parameters and/or the model state itself. Many studies have attempted to account for uncertainties at varying levels (Vrugt et al., 2008; Liu and Gupta, 2011), for instance by analyzing the uncertainty in hydrologic prediction based on the Generalized Likelihood Uncertainty Estimation (GLUE) (Beven and Freer, 2001; Aronica et al., 1998; Neal et al., 2007; Stedinger et al., 2008), Markov chain Monte Carlo (MCMC) (Jeremiah et al., 2011), Bayesian inference (Parrish et al., 2012) and Data Assimilation (DA) (Liu and Gupta, 2011; Moradkhani et al., 2005b; DeChant and Moradkhani, 2011a,b).

DA offers a convenient and cost-effective framework, compared to MCMC and Bayesian inference, to overcome some limits of the classical calibration process for model parameters: observations and simulation outputs are combined along with their respective errors to estimate an optimal set of model parameters and thereby reduce simulation uncertainties. Furthermore, as the DA algorithm is sequentially applied, the analysis allows for a temporal variation of model parameters errors. The classical approach in DA for meteorology and oceanography is to directly correct the model output variables (also called state estimation). In the hydrology and hydraulic literature, the estimation of uncertainty in model parameters has been extensively investigated in addition to the more traditional state estimation approach. DA is now being applied with increasing frequency to hydraulic problems with two main objectives (Liu et al., 2012): optimizing model parameters and improving stream low simulation and forecasting. Recent studies have shown the benefit hydrology and hydraulic can draw from the progress of DA approaches using either variational inverse problem (Valstar et al., 2004; Seo et al., 2003; Seo et al., 2009), particle filter (Dechant and Moradkhani, 2012), EKF (Thirel et al., 2010), EnKF for state updating (Weerts and El Serafy, 2006) or for dual state parameter estimation (Moradkhani et al., 2005b; Hendricks and Kinzelbach, 2008). Sequential state estimation for hydraulic applications was indeed found to have a limited impact on the forecast performance due to the limited persistence of the model initial condition. In contrast, the forecast lead time can be significantly improved via the correction of the hydrologic forcing (Hartnack et al., 2005; Andreadis et al., 2007; Ricci et al., 2011) or of the model parameters (Durand et al., 2008). Through the inclusion of parameters in the DA process, it is assumed that the forecast uncertainty can be efficiently reduced over a time window for which the errors statistics in the model parameters are stationary. State and parameter correction can be performed independently,

or simultaneously (Moradkhani et al., 2005b,a) with an augmented state as illustrated in Jean-Baptiste (2011). For example Bessiere et al. (2007) explored the assimilation of hydrologic data into operational hydrologic forecast to correct several input parameters including river bed friction coefficients. Neal et al. (2009) focused on state estimation and assimilated water level observation derived from spaceborne imaging and digital terrain model to estimate discharge in an un-gauged basin simulated by a coupled hydrologic and hydrodynamic model. Hartnack et al. (2005) and Matgen et al. (2010) used ensemble-based approaches (the Ensemble Kalman Filter – EnKF – and particle filters, respectively) to update the state but also to infer the upstream boundary conditions. As presented in Seo et al. (2014), the key for operational hydrology and water resource management lies in ensemble-based DA method. Ensemble approach allow objective utilization of multiple sources of data and model along with their related uncertainties. The next issues to be addressed relate to complementary use of various types of data, uncertainty quantification and ensemble evaluation in forecast mode. Particle filters are now reliable for operational probabilistic prediction. In the framework of bayesian inference and Markov Chain Monte Carlo methods, advances Particular filter theories are proven to be effective at a limited computation cost (Moradkhani et al., 2012).

The objective of the paper is to provide an advanced solution for improving water-level simulation and forecasting in the framework of operational flood forecasting. It is assumed here that errors in the simulated water level are due to errors in the water level-discharge relation in the hydraulic model. The present study illustrates how errors in the water level-discharge relation of a 1D hydraulic model can be accounted for in the context of operational flood forecasting following two different approaches. The first method is based on the assumption that additional data on the river bed geometry are available to directly improve the model H–Q relation. In the following, this approach is referred to as experiment BATHY. For the second method, it is assumed that the only additional data available are in situ water level measurements, which are used in real time to adjust the river bed and flood plain friction coefficients in the model using a DA algorithm. In order to cope with the operational computational constraint an EKF algorithm was implemented rather than an EnKF. While the limitations of EKF were already highlighted in previous studies, in the present case, a sensitivity study was carried out and proved that the impact of non-linearities remain limited. In the following, this approach is referred to as experiment ASSIM. A time-dependent correction of the friction coefficients is provided by DA in order to account for errors in the friction and bathymetry description that vary along with the flow as water level reaches different portions of the described geometry. It should be noted that the errors in the model H–Q relation are potentially larger at high flow since the flood plain topography is not well known and since the model is not well calibrated. Thus, this study aims at demonstrating that both approaches BATHY and ASSIM can significantly improve the model H–Q relation and subsequently the simulated hydraulic state. This work is carried out in the context of operational flood forecasting at the SAMA (Seine Amont Marne Amont) SPC for the Marne catchment in France. SAMA uses the 1D hydraulic model MASCARET (Goutal and Maurel, 2002) developed by LNHE (Laboratoire National d'Hydraulique et d'Environnement) from EDF-R&D (Electricité De France – Recherche et Développement) to simulate real-time discharge or water level forecasts at six observing stations on the upstream part of the Marne river. Maximum forecast lead time for each site is between 5 and 21 h according to the transfer time along the hydraulic network. The reference model for this work, referred to as experiment REF in the following, results from a classical batch calibration procedure of the un-gauged upstream and lateral inflows to the model as well as of the river bed and flood plain friction coefficients. In this context, Ricci et al. (2011) demonstrated that the assimilation, based on an Extended Kalman Filter (EKF) algorithm, of water level observations to correct hydrologic boundary conditions on the Adour catchment with MASCARET improves flood forecasting by 60% for 1-h lead time and by 25% for 12-h lead time. A similar approach using discharge data was then applied to the Marne catchment to specify upstream and lateral inflows (Habert et al., 2012), resulting in the significant improvement of the simulated discharge state, while the simulated water level state remained imperfect. The correction of un-gauged lateral and upstream inflows with DA offers an alternative solution to the classical batch calibration procedure by considering a time-varying estimation of the boundary conditions. In the present work, this corresponds to the first step of the DA method referred to as experiment ASSIM1 in the following. Further improvement on the river bed and flood plain friction coefficients in the neighborhood of the observing stations is obtained with water level assimilation. This represents the second step of the DA method referred to as experiment ASSIM2 in the following. The method ASSIM is therefore a two-step DA procedure: ASSIM1 allows for the correction of upstream and lateral inflows and ASSIM2 allows for the correction of river bed and flood plain friction coefficients. The sequential application of both steps in ASSIM is referred to as experiment ASSIM1+ASSIM2.

The structure of the paper is as follows: Section 2 provides a description of the Marne catchment and of the materials (hydraulic model, DA method) used to perform flood forecasting. The evaluation of the linearity of the water level with respect to the friction coefficients is investigated. The limitations of the reference model REF are highlighted and the two-step DA strategy ASSIM is presented in detail. In Section 3, the results of both BATHY and ASSIM approaches are presented using the January 2004 flood event as an illustrative example. The operational implementation of the ASSIM approach at the SAMA SPC is described in Section 4. Conclusions and perspectives for this work are given in Section 5.

2. Materials and methods

2.1. The 1D hydraulic model MASCARET

The Marne river is an important tributary of the Seine river in France. Its source is located on the Langres plateau in the Haute-Marne department. A mono-dimensional hydraulic model is used to simulate the hydrodynamics of the 180-km Marne river as presented in Fig. 1. This study is carried out in the upstream part of the Marne river where flash floods frequently occur; for instance, in December 2011, the discharge at Condes raised from 25 to 125 m^3/s in 24 h. Upstream boundary conditions (black dots in Fig. 1) for the hydraulic network are described with observed water levels that are translated into discharges with a local rating curve; the downstream boundary condition at Chamouilley is also described with a local rating curve. There are six observing stations located on the main stream of the river (black triangles in Fig. 1) where water level is measured hourly. These data are provided by the DREAL (Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement) hydrometeorological service in the Champagne-Ardenne region.

Along this hydraulic network, the 1D form of the Saint–Venant equations is solved with the MASCARET (Goutal and Maurel, 2002) software developed by EDF-R&D and CEREMA (Centre d'Etudes et d'Expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement), widely used for modeling flood events, submersion waves resulting from the failure of hydraulic infrastructures, river control, and channel waves propagation. The 1D Saint–Venant equations read (non-conservative form):

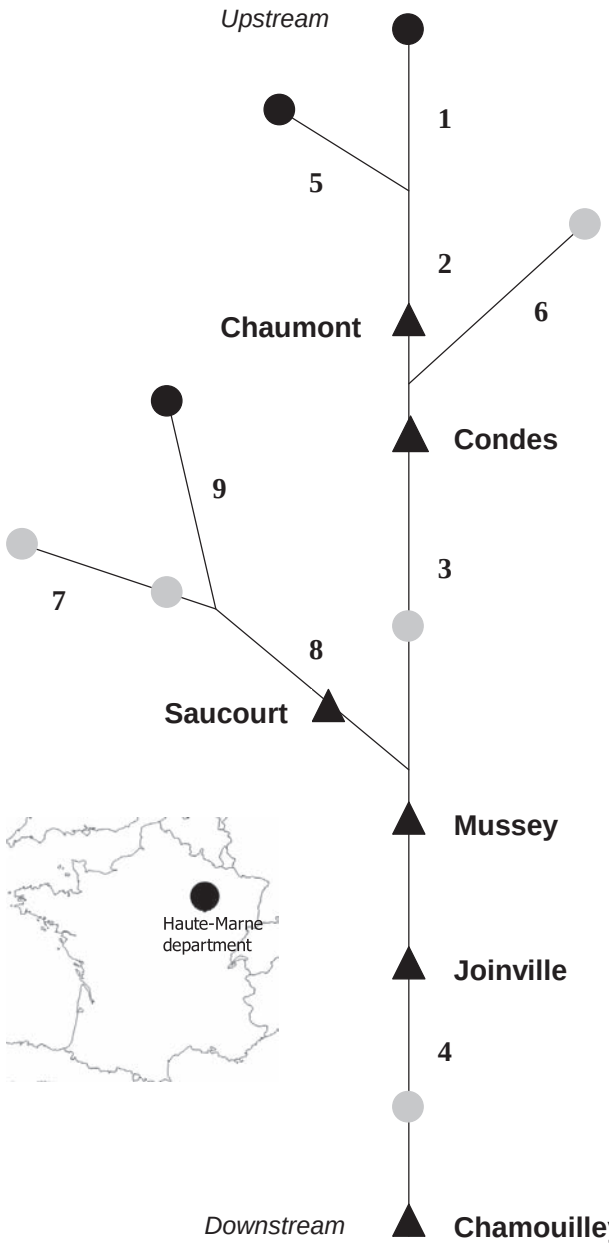


Fig. 1. Schematic of the Marne model hydraulic network (Haute-Marne, France). Observed upstream flows are represented with black dots; additional inflows are represented with gray dots; and observing stations over the hydraulic network are represented with triangles.

$$\frac{\partial S}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=q_a,\quad \frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial QV}{\partial x}+gS\left(\frac{\partial Z}{\partial x}+J+J_s\right)=0 \text{ with } J=\frac{Q^2}{S^2K_s^2R_H^{4/3}} \tag{1}$$

where S [m^2] is the river cross sectional area, Q [m^3/s] is the discharge, $q_a(x,t)$ is the lateral lineic discharge, K_s [$m^{1/3}\,s^{-1}$] is the friction coefficient, R_H is the hydraulic radius, g is the gravity, J and J_s represents regular and singular head losses respectively. The river cross sectional area S is, for each location x, a function of the water level $H=Z(x,t)-Z_{bottom}(x,t)$, where $Z(x,t)$ [m] is the free surface height and where Z_{bottom} [m] corresponds to the river bed bathymetry. The unsteady kernel of MASCARET was used in this study.

The Marne terrain model was built with 110 topographic and bathymetric cross sections; it was calibrated in 2011 using a batch of water level and discharge measurements from ten flood events at Chaumont, Condes, Saucourt, Mussey, Joinville and Chamouilley. The model was then validated over eight independent flood events that occurred between 2004 and 2013; these events can be classified in three types: two events with a maximum discharge of 100 m^3/s at Mussey, two events with a maximum discharge at Mussey ranging between 115 and 240 m^3/s, and three stronger events with a maximum discharge at Mussey above 260 m^3/s (among which the January 2004 flood event used in this paper for illustrative purposes). Five upstream and lateral inflows (gray dots in Fig. 1) were added to the model to represent additional water input to the network. At these five locations, despite the lack of hydrologic rainfall–runoff model, the hydrograph is described as proportional to a mean upstream area hydrograph; the multiplicative coefficients used for the model in the present work were optimized by a batch calibration procedure. Additionally, the river bed and flood plain friction coefficients (denoted respectively by m and n) were calibrated by minimizing simulated and observed discharge differences; the resulting calibrated friction coefficients that have a straightforward influence on the H–Q relation in the model are given in Table 1. In the following, the model with batch calibration corresponds to the reference model denoted by REF.

The Nash–Sutcliffe criteria for water level N_H and discharge N_Q were calculated for the eight validation flood events for each observing station using the following formulation given for Q:

$$N=1-\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(Q_i^{obs}-Q_i^{sim}\right)^2}{\sum_{i=1}^{n}\left(Q_i^{obs}-\overline{Q}^{obs}\right)^2}, \tag{2}$$

where Q_i^{obs} and Q_i^{sim} correspond to the observed and simulated discharges at time indexed by i, and where $\overline{Q}^{obs}$ denotes the time-averaged value of the observed discharges. The Nash–Sutcliffe criteria results are presented in Table 1. In general, the quality of the results decreases from upstream to downstream as the use of mean multiplicative coefficients generates errors in the lateral and upstream inflows estimation. Additionally, the Nash–Sutcliffe criteria computed with respect to discharge Q are generally better than when computed with respect to water level H, especially at Mussey (Reach 4, Portion 1 in Table 1). It should be noted that there is no rating curve available at Joinville, thus no discharge data at this observing station. For the January 2004 flood event used in this work for illustrative purposes, the Nash–Sutcliffe criteria associated with the REF model and presented in Table 2 are respectively 0.773 and 0.894 for water level and discharge. The criteria are here

Table 1
Mean friction coefficients obtained after calibration for the river bed (m) and the flood plain (n) in [$m^{1/3}\,s^{-1}$], as well as Nash criteria for water level (N_H) and discharge (N_Q) calculated for eight validation flood events and for reaches 1–9 over the Marne model hydraulic network. Reaches lengths are in meters.

Reaches	Portions	Length	m	n	Observing stations	N_H	N_Q
1	1	5,172	24	14			
2	1	21,753	24	14	Chaumont	0.922	
3	1	660	36	22	Condes	0.821	0.835
	2	44,842	24	14			
4	1	578	20	13	Mussey	0.544	0.743
	2	8,200	24	18			
	3	300	14	8	Joinville	0.531	
	4	26,383	24	14	Chamouilley	0.614	0.621
5	1	4,150	24	14			
6	1	27,101	24	14			
7	1	7,600	9	7			
8	1	16,266	9	7			
	2	500	13	8	Saucourt	0.797	0.821
	3	5,680	9	7			
9	1	10,819	9	7			

Table 2
Nash–Sutcliffe criteria for REF, BATHY, ASSIM1 and ASSIM1+ASSIM2 experiments for water level (N_H) and discharge (N_Q) in re-analysis mode for the January 2004 flood event at Mussey.

	N_H	N_Q
REF	0.773	0.894
BATHY	0.923	0.897
ASSIM1	0.784	0.976
BATHY+ASSIM1	0.986	0.987
ASSIM1+ASSIM2	0.97	0.978

computed in re-analysis mode that corresponds to a 0-h forecast lead time (details are given in Section 2.2). REF (dashed lines) and observed (dotted lines) hydraulic states at Mussey are compared in Fig. 2 over the January 2004 flood event (thin lines correspond to water level, thick lines correspond to discharges). The difference between REF and observations varies over time for both water level and discharge, thus arguing for a time-dependent correction as enabled by DA in Section 2.2. It is important to notice that the sign of the error in discharge and in water level are different for high flow conditions (flood peak from day 4 to day 5), while similar away from the flood peak. For high water levels, the discharge is slightly overestimated (by 25 m^3/s at day 5), whereas the water level is significantly underestimated (by 0.4 m at day 5). During this period, the H–Q relation in the model is incorrect, a negative correction in the discharge would further deteriorate the water level state. Thus, for this event, the batch calibration process is to fail at providing parameters (friction coefficients and upstream/lateral inflows) that would improve both discharge and water level at the flood peak (the same assumption seems legitimate at Joinville). It is then obvious that the reference model (REF) should be improved as explained in the following.

2.2. Sequential DA method

2.2.1. DA algorithm

The DA method (ASSIM) is a two-step procedure using an EKF algorithm.

The first step ASSIM1 consists in correcting the upstream and lateral inflows to the model using discharge data, with the objective to improve the simulated discharge. The ASSIM1 method is presented in details in Ricci et al. (2011) and Habert et al. (2012). For the Marne applicative test case, discharge observations (Condes, Mussey, Chamouilley and Saucourt) are assimilated to correct the five upstream and lateral inflows along the hydraulic network (represented by gray dots in Fig. 1) in order to correctly represent discharge.

In spite of the discharge improvement, when the model H–Q relation is incorrect (at high flow), the simulated water level remains imperfect. These errors are here accounted for in the second step ASSIM2, which uses water level data to locally correct river bed and flood plain friction coefficients in the neighborhood of the observing stations. The batch calibration process leads to an estimate that allows, on average, the model to correctly simulate a set of flood events. Depending on the choice of this set of events, the calibrated friction coefficients might be better fitted for low, medium or high flow. Usually, high flow are not well represented. It thus makes sense to look for a time-varying correction of the friction coefficients during a flood event. Additionally, the bathymetry is described from a limited number of measured cross sections. The correction of the friction coefficients offers a way to also account for the uncertainty related to bathymetry. In the present study, the friction coefficients are corrected over a 600-m section in the vicinity of the observing station at Mussey (Portion 1 of reach 4) and over a 300-m section in the vicinity of Joinville (Portion 3 of reach 4). These coefficients were chosen as their uncertainty has a significant influence on the simulated water level at the observing stations; still the following method could be applied to any friction coefficient for the hydraulic network. The friction coefficients in the river bed and in the flood plains, respectively denoted by m and n, are gathered in the control vector $\mathbf{x}$ of size $s = 4$ in the present case study. The background values in $\mathbf{x}^b$ are those specified from the calibration procedure ($m^b = 20$ and $n^b = 13$ for Mussey; $m^b = 14$ and $n^b = 8$ for Joinville). The errors in m and n are supposed to be uncorrelated, and the respective standard deviation (STD) are set according to the variability in the calibration procedure ($\sigma_m^b = 3$ and $\sigma_n^b = 4$ at Mussey; $\sigma_m^b = 3$ and $\sigma_n^b = 2$ at Joinville). Thus the background error statistics for the friction coefficient correction are set constant in time in the EKF algorithm as opposed to a flow dependent description that would implicitly result from an EnKF algorithm. Hourly water level observations are assimilated over a time window at Mussey and Joinville and gathered in the observation vector $\mathbf{y}^o$ of size p. The errors in the water level observations are supposed to be

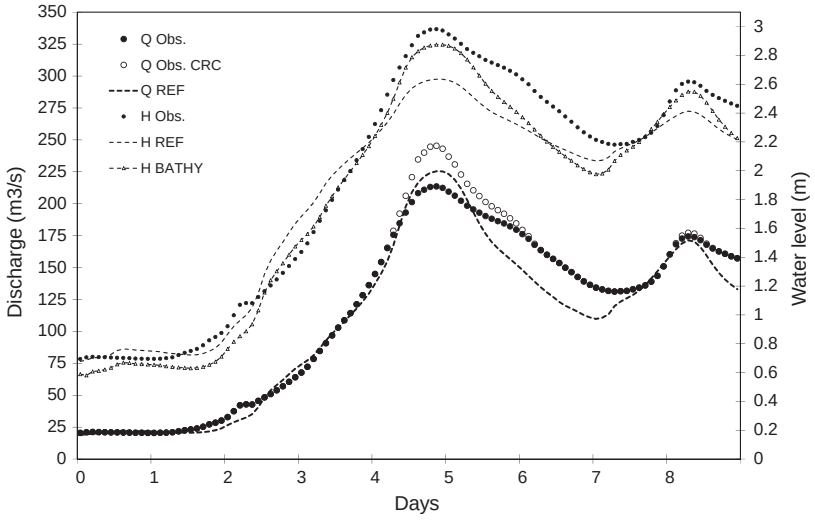


Fig. 2. Simulated water levels (thin lines) and discharges (thick lines) at Mussey for REF (dashed line) and BATHY (dashed line with triangle – discharges are unchanged) for the January 2004 flood event. Observations are represented with small and large black dots for water level and discharge, respectively. Circles represent the discharge observations obtained with the Corrected Rating Curve (CRC).

uncorrelated; the observation error STD σ_o is set to 0.025 m to account for errors in the adjustment of the measurement pressure tube. It should be noted that the water level and discharge are not included in the control vector. Thus the hydraulic state is not explicitly corrected with the DA analysis step, the correction results from the DA update of the input flow and friction coefficients that are used for a new integration of the numerical model over the DA time window as well as over the forecast period.

Following the classical equations of the Kalman filter (Kalnay, 2003), the analysis vector $\mathbf{x}_k^a$ for cycle k can be formulated as a correction to the background vector $\mathbf{x}_k^b$ as follows:

$$\mathbf{x}_k^a = \mathbf{x}_k^b + \mathbf{K}_k(\mathbf{y}_k^o - H_k(\mathbf{x}_k^b)), \tag{3}$$

where $\mathbf{K}_k = \mathbf{B}_k\mathbf{H}_k^T(\mathbf{H}_k\mathbf{B}_k\mathbf{H}_k^T + \mathbf{R}_k)^{-1}$ is the gain matrix, $\mathbf{B}_k$ and $\mathbf{R}_k$ are respectively the background and observation errors covariance matrices, and $\mathbf{H}_k$ is the Jacobian of H_k at $\mathbf{x}_k^b$. The analysis error covariance matrice is:

$$\mathbf{A}_k = (\mathbf{I} - \mathbf{K}_k\mathbf{H}_k)\mathbf{B}_k. \tag{4}$$

The generalized observation operator H_k is used to describe the model counterpart of the observations $\mathbf{y}_k^o = H_k(\mathbf{x}_k)$ associated with the control vector $\mathbf{x}_k$. It consists in, first integrating the hydraulic model using the friction coefficients in $\mathbf{x}^b$, then selecting the corresponding simulated water level at the observed point and time. This operator is non-linear with respect to $\mathbf{x}$ as it implies the integration of the hydraulic model; this issue will be further investigated in Section 2.2.2 as it is a limiting point for the EKF algorithm optimality. The Jacobian $\mathbf{H}_k$ of the observation operator H_k is a $s \times p$ matrix: each column represents the variation in the hydraulic variables at the observing locations and times that are due to the perturbation of an element of the control vector (corresponding to one friction coefficient over a given location). In the present work, it is conveniently computed in the vicinity of the background vector at the analysis time k with a finite difference scheme that requires additional hydraulic model integrations; these independent integrations are run in parallel using the Parasol functionality of the OpenPALM dynamic coupler (Buis et al., 2006), a framework that is convenient to develop DA methods in a modular way. The Jacobian matrix is computed for each analysis cycle as the impact of a perturbation in the friction coefficients on the hydraulic variables depends on the hydraulic state itself.

Since there is no explicit propagation model for parameters (Petron et al., 2002; Moradkhani et al., 2005b; Peters et al., 2005; Rochoux et al., 2014), the usual propagation steps of the KF algorithm are irrelevant here; a persistence model is often assumed for the parameters between the analysis cycles. In the present implementation, the background vector $\mathbf{x}_k^b$ and the background error covariance matrix $\mathbf{B}_k$ are kept invariant between the cycles (for every cycle k). For that reason, the present EKF algorithm can be considered as an invariant EKF (relatively to the background information). It is worth noting that for a given cycle, the initial condition for the background simulation is derived from the analysis simulation obtained during the previous cycle; consequently, each cycle restarts with an improved initial condition. Thus, the background 78-h run differs from the corresponding portion (in time) of the continuous reference run (REF) since both runs start from a different model state at the cycle initial time. It is also worth mentioning that advanced pseudo-model for parameters could be implemented; this question will be addressed in further work. The small size of the control vector (less than 10 for the Marne test case) enables the use of an EKF algorithm, involving matrix operations for the computation of the gain matrix along with a finite difference scheme for the computation of the generalized observation operator Jacobian.

The cycling of the analysis is presented in Fig. 3 for ASSIM1 and in Fig. 4 for ASSIM2 following ASSIM1. The assimilation is performed over a cycle k of 66 h with 54 h of re-analysis and 12 h of forecast at Mussey. The forecast period is adjusted for each observing station and decreases going downstream. Over the 54-h re-analysis period, the hydrologic upstream and lateral forcings are supposed to be known (either observed or calibrated). Over the forecast period, the forcings are supposed to be unknown and set constant to the last known value to mimic real operational configuration. These forcing could also be estimated with an external hydrogeological model using Numerical Weather Prediction rainfall values. While this was investigated at SPC SAMA, it is not yet implemented operationally. The 54-h re-analysis period corresponds to a 48-h period over which the model adjusts to the initial state, plus a 6-h period over which observations are assimilated using the EKF algorithm. Hence, the size of the observation vector in the present study is $p = 12$. The last observation time from which the forecast integration starts is the analysis time T. For cycle k, in ASSIM1 (Fig. 3), over the 6-h assimilation period

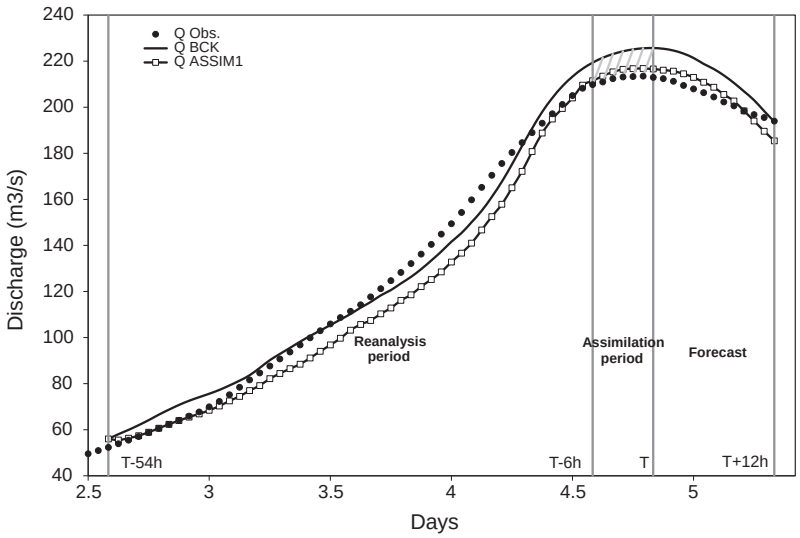


Fig. 3. Observed (black dots), background from previous cycle (BCK solid line) and analyzed discharges (squared solid line) for the ASSIM1 approach at the flood peak at Mussey for the January 2004 flood event for T = 417,600 s = 4.83 days.

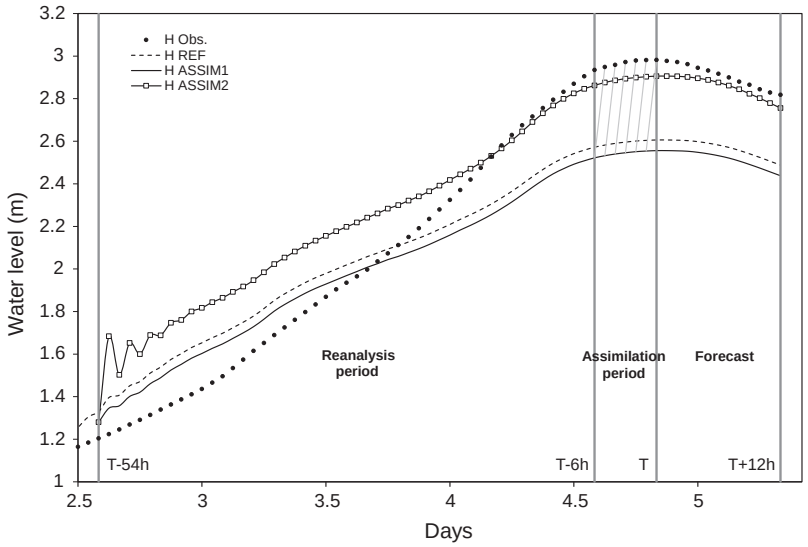


Fig. 4. Observed (black dots), simulated (REF dashed line), background from ASSIM1 (solid line) and analyzed (squared solid line) water levels for the ASSIM2 (following ASSIM1) approach at the flood peak at Mussey for the January 2004 flood event for $T = 417{,}600$ s = 4.83 days. Water level from ASSIM1 used as the background state for ASSIM2 is compared to water level observations to provide analyzed friction coefficients and subsequently, corrected water level.

(hatching area), the background issued from the previous analysis cycle (solid line) and observed discharges (black dots) are compared and a correction to the inflows is obtained through the EKF analysis step. The correction is applied over the re-analysis and the forecast periods, thus assuming that the nature of the errors in the upstream and lateral inflows remains the same over the forecast period. The analyzed forcings are used to achieve a new model integration (over the 66-h time period), which provides a better discharge state, while the water level can be either improved or degraded depending on the coherence between the model and the observation H–Q relation.

The analyzed water level from ASSIM1 is then used as the background state for ASSIM2; it is compared to water level observations over the 6-h assimilation period and the EKF update provides a correction to the river bed and flood plain friction coefficients m and n, which results in the water level improvement as shown in Fig. 4 (squared solid line). The oscillations at the beginning of the cycle are due to the inconsistency between the initial state (stored from a previous cycle analysis) and the friction coefficients for the current cycle. The assimilation window is shifted hourly and the sequential application of ASSIM1+ASSIM2 provides a corrected hydraulic state and forecast. This cycled DA procedure allows for a temporal variability of the friction coefficients over a flood event, which can be either associated to real changes in the river bed and flood plain friction or geometry properties as well as to various types of errors that are artificially accounted for here by correcting m and n.

2.2.2. Study on the linear assumption of the generalized observation operator

The EKF algorithm relies on the hypothesis that the generalized observation operator can be approximated by a linear operator on

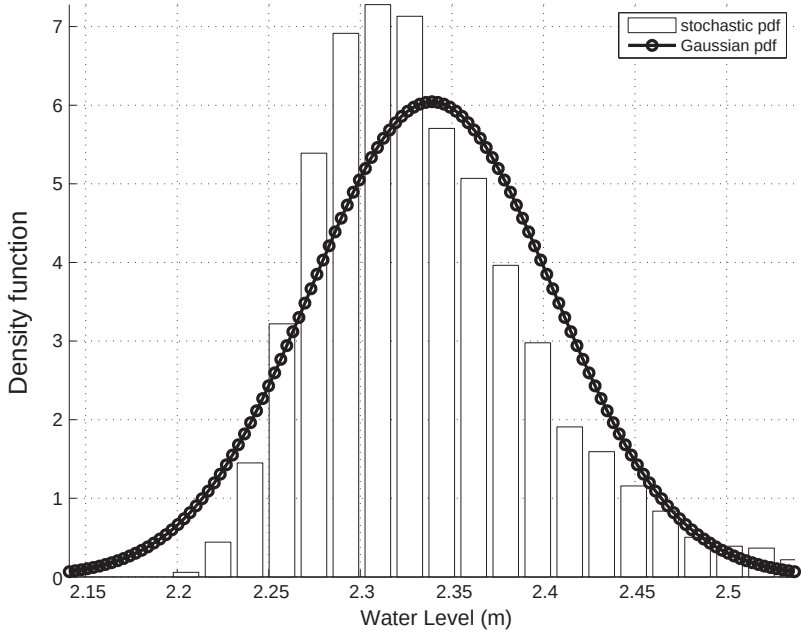


Fig. 5. Water level pdf for 10,000 perturbations of the river bed friction coefficient m with a variance of 12. The solid line represents the analytical pdf corresponding to a Gaussian model response; and the histogram represents the actual MASCARET hydraulic model response reconstructed from the 10,000 model outputs.

the $[\mathbf{x}^b, \mathbf{x}^a]$ interval. The linearity of the hydraulic model response to a perturbation in the river bed and flood plain friction coefficients m and n was thus investigated. Fig. 5 presents the probability density function (pdf) of the simulated water level at Mussey for a permanent flow ($Q = 150\ m^3/s$) when the friction coefficient at Mussey for the minor bed is perturbed around the background mean value $m = 20$. The 10,000 perturbations are randomly chosen following a Gaussian function with a variance of 12.

In Fig. 5, the pdf in solid line is a Gaussian function built from the first two moments (mean and variance) of the system response assuming a linear relation in the model. The actual response is represented by the shaded histogram that is obviously non-symmetrical. First, there is a larger amount of water-level values that are smaller than the mean of the Gaussian pdf. This means that the (negative) water level anomaly resulting from a small positive perturbation δm of the friction coefficient is bigger than the (positive) water level anomaly resulting from a negative perturbation $-\delta m$ of the friction coefficient. Secondly, the stochastic pdf is amplified for extreme water level values, meaning that a large (negative) perturbation of the friction coefficient m results into a large (positive) perturbation of the water level when a large (positive) perturbation of the friction coefficient has a smaller impact. The same test was carried out with n; similar conclusions were drawn. It was also found that the impact of a perturbation of m and n increases when the discharge increases. Fig. 6 assesses the impact of a perturbation δn (where $x^b = 13$) between -12 and 12 on the simulated water level at Mussey for different discharges. A perturbation of -6 for n leads to a variation of 0.01 m when $Q = 80\ m^3/s$ and to a variation of 0.03 m when $Q = 225\ m^3/s$.

Based on these results, it is assumed in the following that the relation between the friction coefficients and the hydraulic state is reasonably approximated by a linear function in the vicinity of $\mathbf{x}^b$. The Jacobian matrix of the generalized observation operator $\mathbf{H}_k$ is computed around the background values for m and n for a perturbation $\delta m = -2$ and $\delta n = -1$ using a finite differences scheme in consistency with the linearity study. In order to avoid non-physical values for the friction coefficients as well as to limit the nonlinear impact, minimum and maximum threshold values are applied to the friction coefficients with Goutal and Maurel, 2002; Madsen and Skotner, 2005 for m and de Roo et al., 2003; Kalnay, 2003 for n.

3. Correction of the model *H–Q* relation

3.1. Bathymetric profiles densification (BATHY)

This section presents the method for experiment BATHY; it is assumed that the H–Q relation in the 1D hydraulic model is improved by adding geometric data to the model. Additional measurements of the river bed and flood plain geometry were made available near Mussey: 4 topographic and bathymetric measurements were performed in the surrounding of the observing station. The batch calibration of the local friction coefficients was then reprocessed on Sections 1 and 2 for reach 4. The friction coefficients for these two sections were set to $m = 30$ and $n = 8$. Fig. 2 illustrates the positive impact of the cross-section densification for the January 2004 flood event for water level (dashed line with triangles). As presented in Table 2, for experiment BATHY, the Nash–Sutcliffe criterion for H is improved from 0.773 to 0.923, even though a 10-cm underestimation remains. The discharge results are left unchanged by this local bathymetry correction with a 0.897-Nash–Sutcliffe coefficient for BATHY (compared to 0.894 for REF); a small overestimation at the flood peak remains ($10\ m^3/s$) for this event. As shown in Table 3, the Nash–Sutcliffe criteria values computed for water level over the eight validation flood events in re-analysis mode for BATHY are better than those computed for REF, especially at Mussey where the additional geometry measurements were made; in contrast, the impact at Joinville is small.

In Fig. 7 the H–Q relation for REF is represented by the thin dashed line, and the H–Q relation for BATHY is represented by a thin solid line. It is shown that the BATHY H–Q relation is in better agreement with all available gauging (black dots and triangles) than the REF H–Q relation. As a consequence, the new model H–Q relation should be used to produce discharge data from water level measurements at Mussey, in place of the experimental rating curve (thick solid line) that is in good agreement with low flow measurements but can lead to an underestimation of up to $60\ m^3/s$ for high flow. It should be noted that the experimental rating curve was built from numerous gaugings below $150\ m^3/s$ (black open dots) and only two gaugings above $150\ m^3/s$. Additionally, two recent gaugings for high flow (black triangles) allow to validate the BATHY model H–Q relation over the entire range of discharge values at the observing station. Fig. 2 presents the

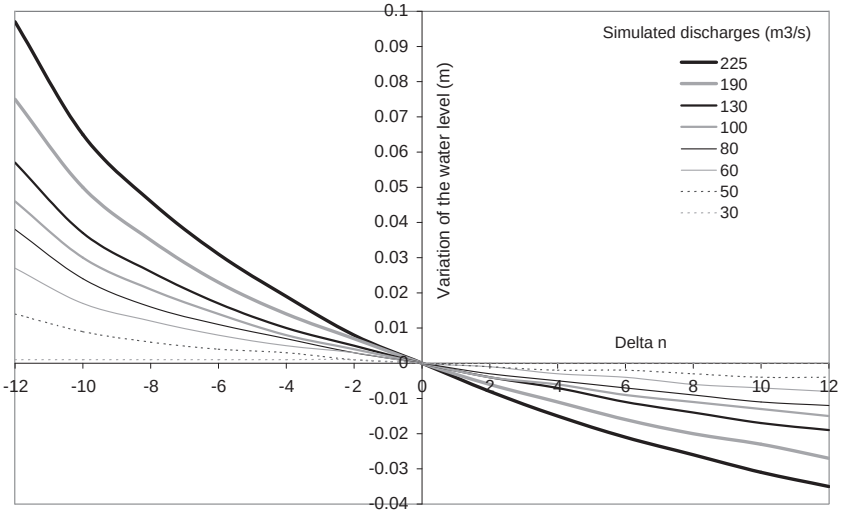


Fig. 6. Impact of the flood plain friction coefficient perturbations δn on the water level [m] for different simulated discharges [m^3/s]. A -10 and +10 perturbation of n generates a non equivalent variation of the water level but for low perturbations, the relation between friction coefficients and water level can be considered as linear.

Table 3
Nash–Sutcliffe criteria for REF, BATHY, ASSIM1, ASSIM1+ASSIM2 and BATHY+ASSIM1 computed over eight flood events for 2004–2013 at maximum lead time (12 h) at Mussey and Joinville.

Observing stations	Mussey		Joinville
	N_H	N_Q	N_H
Forecast lead time	0 h	0 h	0 h
REF	0.601	0.722	0.653
BATHY	0.681	0.721	0.661
ASSIM1	0.754	0.854	0.779
BATHY+ASSIM1	0.858	0.853	0.784
ASSIM1+ASSIM2	0.859	0.842	0.992
Forecast lead time	12 h	12 h	12 h
REF	0.135	0.238	0.154
BATHY	0.272	0.241	0.158
ASSIM1	0.689	0.807	0.695
BATHY+ASSIM1	0.781	0.802	0.698
ASSIM1+ASSIM2	0.832	0.807	0.907

corrected observed discharges that are derived from water level measurements at Mussey using the BATHY densified model H–Q relation (black circles). Using these corrected measurements, the model now slightly underestimates both water level (thin dashed line) and discharge (thick dashed line) at the flood peak. The sign of the errors in discharge and water level are now the same over the entire flood event, meaning that the optimization of upstream and lateral inflows as proposed in Habert et al. (2012) is an appropriate solution for further flood forecast improvement for both discharge and water level states.

3.2. Data assimilation for friction coefficients correction (ASSIM)

In this section, it is assumed that no additional geometric measurement is available. The reference model H–Q relation is improved accounting for errors in friction coefficients and by artificially accounting for local bathymetry error with the sequential estimation of the river bed and flood plain friction coefficients m and n in the surrounding of the observing stations at Mussey and Joinville (experiment ASSIM).

Fig. 8 illustrates that the water level can be efficiently increased at Mussey, compared to that of REF ($m = 20$ and $n = 13$ represented with a thin dashed line), when decreasing the river bed friction coefficient to $m = 10$ (thick solid line), while discharges are left unchanged (not shown). The value $m = 10$ is appropriate for high flow but leads to a water level overestimation for low flow condition. The friction coefficient estimation should then be flow dependent and provide time-dependent friction coefficients that account for varying errors in the friction and bathymetry river bed as the flow occupies a varying portion of the river and the flood plain. For this purpose, the DA method ASSIM detailed in Section 2.2 is cycled over the entire flood event to estimate upstream and lateral inflows (ASSIM1), and river and flood plain friction coefficients (ASSIM2) over time using hourly observed discharge and water level at Mussey. Corrected lateral and upstream forcings from ASSIM1 are used to provide the background state (thin solid line) for the friction coefficient estimation in ASSIM2. It should be noted that while ASSIM1 leads to a significant correction of discharge, the water level in ASSIM1 remains close to that of REF. The ASSIM1+ASSIM2 DA analysis for water level is presented for time T from day 2.25 to the end of the flood event in Fig. 8 (squared line). For instance, at day 3, REF overestimates the water level, ASSIM1+ASSIM2 increases the friction coefficients in order to decrease the simulated water level. On the contrary, over the flood peak period (days 4–7), REF underestimates the water level, ASSIM1+ASSIM2 decreases the friction coefficients in order to increase the simulated water level.

The Nash–Sutcliffe criteria for water level and discharge computed at Mussey for January 2004 in re-analysis mode are presented in Table 2. ASSIM1 improves the discharge Nash value from 0.894 (REF) to 0.976; it is not significantly affected by ASSIM2 (0.978). The water level Nash value is not significantly modified by ASSIM1 (0.773 for REF compared to 0.784 for ASSIM1); it should be noted that ASSIM1 can either lead to an improvement or a degradation of the water level (as it is the case at the flood peak). However, it is greatly improved with ASSIM2 to 0.97. These results are also obtained over the eight validation flood events: the Nash–Sutcliffe criteria computed at Mussey and Joinville in re-analysis mode (0-h forecast lead time) as well as at the maximum lead time forecast (12 h) are presented in Table 3 for REF, BATHY and ASSIM. In re-analysis mode, ASSIM1 greatly improves the discharge results, while ASSIM2 provides improved water level states at Mussey and Joinville since the friction coefficients are corrected in the vicinity of both observing stations. In forecast mode, the upstream and lateral hydrologic forcings are supposed to be unknown and set constant to the last observed value. As a consequence, the Nash–Sutcliffe coefficients for REF and BATHY decrease as the forecast lead time increases. The correction of upstream and lateral inflows from ASSIM1 enables a correction of the forcing

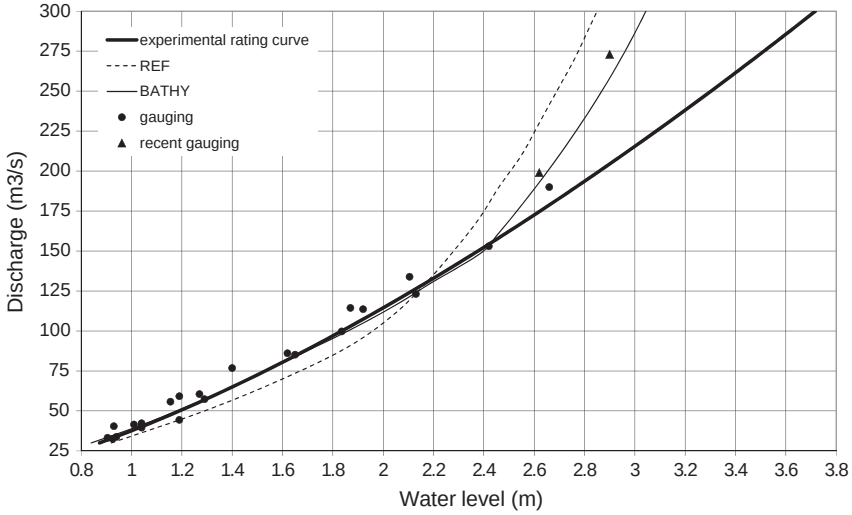


Fig. 7. Comparison of the H–Q relation at Mussey, derived experimentally (thick solid line) from gauging (black dots/triangles), involved in the reference model REF (thin dashed line) and obtained through the BATHY approach (thin solid line). Recent gaugings are represented with black triangles.

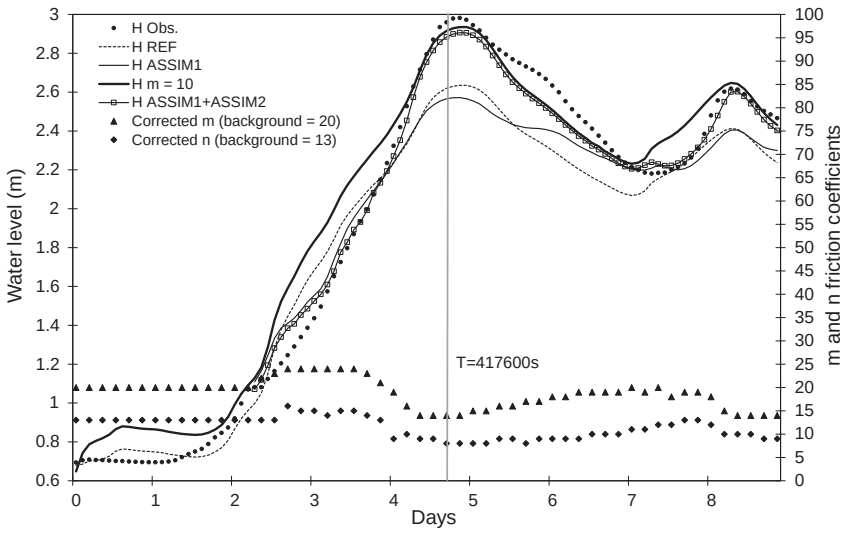


Fig. 8. Observed water levels, REF (dashed line), model with $m = 10$ (thick solid line), background from ASSIM1 (thin solid line), ASSIM1+ASSIM2 (squared solid line) for the January 2004 flood event at Mussey. Corrected friction coefficients for river bed (m) and flood plain (n) from DA analysis are represented with triangles and diamonds respectively.

over the forecast period, thus allowing for a significant improvement of the results at a 12-h forecast lead time. The water level Nash criteria is further improved by ASSIM2 for Mussey and Joinville. For ASSIM1 and ASSIM2, it is assumed that the correction computed over the analysis period can be applied over the forecast period; as the nature of the errors varies in time, this assumption is less and less valid as the forecast lead time increases and the merits of ASSIM decrease.

It should be noted that the local densification of the geometric description (BATHY) when applied sequentially with ASSIM1, leads to similar results to ASSIM1+ASSIM2 at Mussey but not at Joinville, where no additional bathymetric measurements were available. ASSIM thus appears as an efficient approach for improving and forecasting both discharge and water level given no additional data on the river bed and flood plain geometry. Following these tests, the approach ASSIM1+ASSIM2 has become recently operational at SPC SAMA: the assimilation of discharge measurements used in real-time mode to better quantify upstream and lateral inflows (ASSIM1) has successfully run since December 2013; the extension of the control vector to the river bed and flood plain friction coefficients (ASSIM2) has recently been added into the operational flood forecasting chain and has shown very good results. The details for the ASSIM implementation in the framework of operational flood forecasting are given in Section 4.

4. Operational implementation at SPC SAMA

The SPC SAMA transfers a vigilance map to SCHAPI twice a day at 8:45 am and 2:45 pm so that the national vigilance map can be issued at 10:00 am and 4:00 pm. The real-time forecast operational chain for the Marne Amont Global (MAG) hydraulic model using DA from the ASSIM1+ASSIM2 previously described approach is presented in Fig. 9 and is broken down in three modules. This chain should be computationally efficient to allow for the use of recently acquired data while providing informed forecasts.

The first module, named DATA, is composed of three tasks. In task 1, in situ measurement of water levels are made at approximately 50 observing stations with automatic instruments over the SAMA catchment. In task 2, these data are gathered at SPC through telephone network four times a day, up to hourly during a flood event. The quality of these data is controlled and, when not observed, discharge data are computed using a local rating

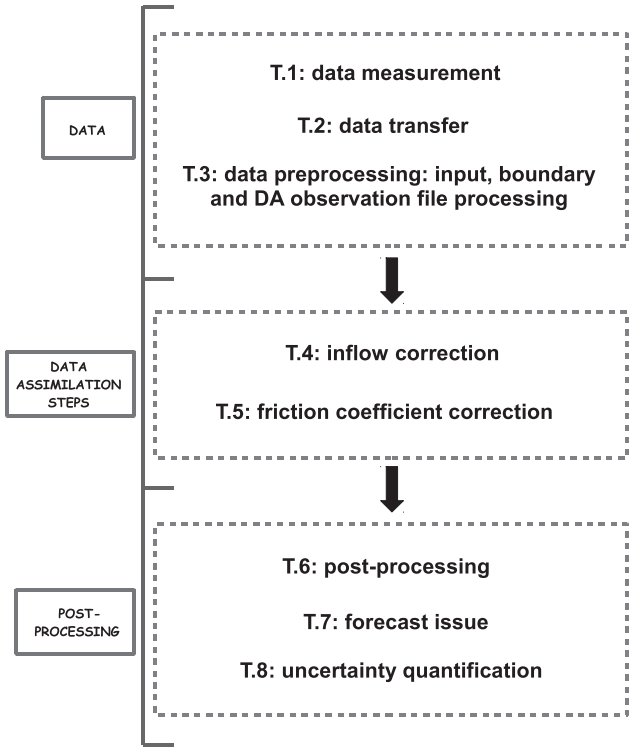


Fig. 9. Operational organigram for DA applied to the Marne Amont forecast model divided in eight tasks.

curve. Task 3 consists in pre-processing the observed data to provide to input files for the hydraulic model. Depending on the average flow conditions in the network, an initialisation file for the MAG model is chosen amongst a pre-computed input files data base for low, medium and high flow. Using data from the upstream observing stations, 9 files for the boundary conditions for the hydraulic network are automatically generated for each analysis time T over [T-54 h, T], with a constant extension over [T, T + 21 h] (maximum lead time at Chamouilley). Water level and discharge observations files are automatically generated at the assimilation station of Condes, Mussey, Joinville, Chamouilley and Saucourt over [T-6 h, T] for the assimilation analysis.

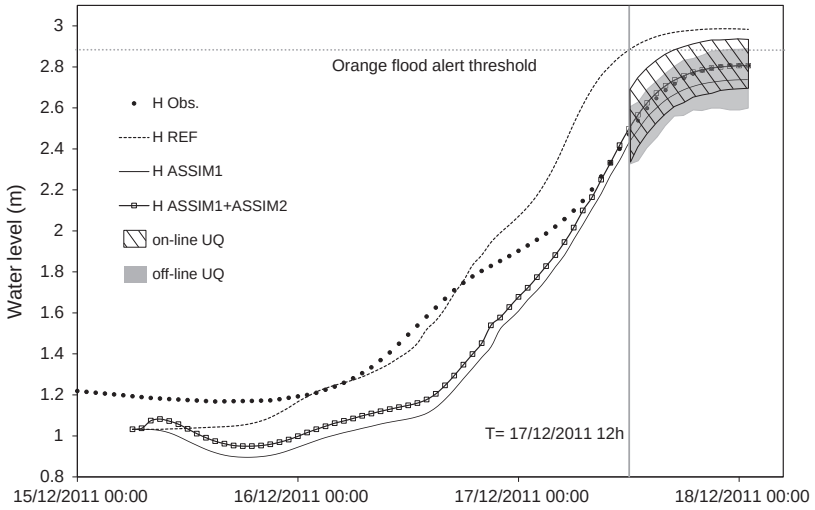


Fig. 10. Observed water level (black dots) and forecasts for REF (dashed line), background from ASSIM1 (thin solid line) and ASSIM1+ASSIM2 (squared solid line) at Joinville for the December 2011 flood event. Uncertainties computed with on-line and off-line methods are represented with gray-colored and hatched areas.

The second module, DA STEPS, gathers two tasks that launch the DA steps. Task 4 represents the ASSIM1 step of the DA procedure: observed discharges are assimilated at Condes, Mussey, Chamouilley and Saucourt to correct upstream and lateral inflows. The corrected forcing files are stored for use in task 5. Task 5 represents the ASSIM2 step of the DA procedure: observed water levels at Joinville are assimilated to correct the local friction coefficients. The improved bathymetry from BATHY in the neighboring of Mussey is used in the operational model MAG, thus improving the model H–Q relation locally. As a consequence, there is no need to assimilate observed water level at Mussey. The water level and discharge correction result from a new integration of the numerical model over the assimilation and forecast period.

The third module is dedicated to POST-PROCESSING of the analysis. The REF and ASSM1+ASSIM2 result files are exported in task 6 to a server for post-treatment using a supervision software that provides the forecaster with an integrated hydrological situation of the catchment. In task 7, based on the provided forecast and his expertise, the forecaster is finally able to characterize the flood risk within the risk-color panel.

In the third module, this information is then published by SCHAPI on the vigicrues web site and communicated to the Civil Services. Task 8 is dedicated to quantifying the uncertainty (UQ) related to the forecasted water level. Considering a gaussian-shaped error on the controlled friction coefficients and forcing corrective parameters, the analysis error is used to define a so-called analysis interval between the 10th and the 90th quantiles. Integrating a limited number of additional model runs for these interval limits thus provides an on-line envelope for forecasted water level. An additional information on the forecasted water level is given by a set of abacus that are set up off line. The difference between the simulated and observed water level for the eight validation flood events are computed and classified in quantiles for each forecast lead time. The median, 10th and 90th quantiles are identified and used in the operational chain to provide an uncertainty range for the analyzed water level. The computational cost of the full chain is about 4 min on a mono processor work station. Both uncertainty ranges are represented in Fig. 10 for the December 2011 event at Joinville. On December 18th at 1 pm, the REF model (dashed line) overestimates the observed water level (black dots) reaching the orange threshold. ASSIM1+ASSIM2 analysis (squared solid line) provides a water level that is below the threshold with an uncertainty range that remains below (or extremely close to) the orange threshold for both off-line and on-line UQ methods (gray and hatched envelopes).

5. Conclusion

This paper addressed the errors in the water level-discharge relation of a 1D hydraulic model (MASCARET) in order to improve the forecasted water level state in the context of operational flood forecasting; this water level is used to generate a colored flood risk map at the French national level by SCHAPI. This improvement is obtained over the Marne catchment through the integration of additional bathymetry data and water level measurements. In this work, it was first exhibited that a local densification of the description of the river bed geometry leads to an improved water level simulation compared to the reference model issued from a batch calibration process. The corrected bathymetry is used in the model to build a rating curve that is found to be in good agreement with recent high flow gauging. In operational context, this new rating curve is used to provide discharge from hourly observed water level. At high flow, both water level and discharge are slightly underestimated. The model can thus be improved by sequentially correcting the upstream and lateral inputs to the models that are known to be imperfect approximation of hydrologic flows for the hydraulic network. In an alternative strategy, it was assumed that no additional bathymetry measurement could be made and that the water level-discharge relation was improved by sequentially correcting the river bed and flood plain friction coefficients. An extended Kalman filter (EKF) algorithm assimilates first hourly discharge observations to correct inflows, then water level observations are assimilated to locally correct the friction coefficients. This sequential approach provides a time-dependent correction of the friction coefficients that accounts for errors in the friction and bathymetry description that vary along with the flow as water level reaches different portions of the described geometry. A sensitivity study showed that the model response is weakly nonlinear with respect to the friction coefficients when the perturbation in the friction coefficient values remains bounded. Both methods were applied in operational context and the Nash–Sutcliffe coefficient for both water level and discharge was computed over eight validation flood events and greatly improved compared to the reference model.

At SPC SAMA, both approaches are currently used for operational flood forecasting. The densified bathymetry description is

used in the neighboring of the Mussey observing station and water level data are assimilated to improve the water level-discharge relation in the model in the neighboring of the Joinville observing station. An estimation of the analyzed water level is also provided based on off-line abacus computed from a set of comparisons between the model and the observations over past events. The two-step EKF-based data assimilation approach also provides an error analysis variance for the river bed and flood plain friction coefficients that are used to describe a confidence interval for the forecasted water level.

In further work, the control vector should be extended to bathymetry profiles using parametric correction, in order to limit the equifinality issue as well as the size of the control vector to remain compatible with operational framework. The friction coefficients correction will be extended to long-distance reaches; it should allow for a temporal adjustment over a flood event and thereby for a significant improvement of the forecast lead time. A flow dependent description of the background error statistics in the EKF should be investigated to mimic the explicit evolution of this information in the EnKF algorithm. Indeed, it seems legitimate to assume that the error in the friction coefficient calibration process is larger for high flow as less events are available than for low and medium flow. The background error standard deviation could be described as an increasing function of the discharge or water level value with a simplified parametrization based on batch calibration data. A spatially and time varying correction of the hydraulic parameters is the next challenge in line. For that purpose, the use of spatially distributed data such as remote sensing data should be investigated. High-resolution data with global coverage such as those from the upcoming SWOT (Surface Water and Ocean Topography) mission will provide a new way to fully describe the river hydrodynamics. Operational flood forecasting centers should thus be prepared to make the most of the combination of remote sensing and in situ data to design future vigilance products.

Acknowledgments

The financial support provided by SCHAPI, DREAL and SPC SAMA was greatly appreciated. The authors also gratefully acknowledge Florent Duchaine, Thierry Morel, Anthony Thévenin (CERFACS) for support on OpenPALM and on the Parasol functionality.

References

Andreadis, K.M., Clark, E.A., Lettenmaier, D.P., Alsdorf, D.E., 2007. Prospects for river discharge and depth estimation through assimilation of swath-altimetry into a raster-based hydrodynamics model. Geophys. Res. Lett. 34, L10403.

Aronica, G., Hankin, B., Beven, K., 1998. Uncertainty and equifinality in calibrating distributed roughness coefficients in a flood propagation model with limited data. Adv. Water Resour. 22, 349–365.

Audinet, M., André, H., 1995. Hydrométrie appliquée aux cours d'eau. Collection EDF-DER no. 91.

Bessiere, H., Roux, H., Dartus, D., 2007. Data assimilation and distributed flash flood modeling. In: Hydrology Workshop.

Beven, K., Freer, J., 2001. A dynamic topmodel. Hydrol. Process. 15, 1993–2011.

Buis, S., Piacentini, A., Déclat, D., 2006. Palm: a computational framework for assembling high performance computing applications. Concurr. Comput.: Practise Exper. 18 (2), 247–262.

CEMAGREF, 1981. L'extrapolation des courbes de tarage en hydrométrie. Note technique no. 10.

DeChant, C.M., Moradkhani, H., 2011a. Radiance data assimilation for operational snow and streamflow forecasting. Adv. Water Resour. 34, 351–364.

DeChant, C.M., Moradkhani, H., 2011b. Improving the characterization of initial condition for ensemble streamflow prediction using data assimilation. Hydrol. Earth Syst. Sci. 15, 3399–3410.

Dechant, C., Moradkhani, H., 2012. Examining the effectiveness and robustness of sequential data assimilation methods for quantification of uncertainty in hydrologic forecasting. Water Resour. Res. 48.

de Roo, A.P.J., Gouweleeuw, B., Thielen, J., 2003. Development of a european flood forecasting system. Int. J. River Bassin Manage. 1, 49–59.

Durand, M., Andreadis, K.M., Alsdorf, D.E., Lettenmaier, D.P., Mollller, D., Wilson, M., 2008. Estimation of bathymetric depth and slope from data assimilation of swath altimetry into a hydrodynamic model. Geophys. Res. Lett. 35, L20401.

Goutal, N., Maurel, F., 2002. A finite volume solver for 1D shallow water equations applied to an actual river. Int. J. Numer. Meth. Fluids 38 (2), 1–19.

Habert, J., Ricci, S., Le Pape, E., Thual, O., Goutal, N., Zaoui, F., Ata, R., 2012. Towards real-time flood forecasting in hydraulics: merits of in situ discharge and water level data assimilation for the modeling of the Marne catchment in France. In: Advances in Hydroinformatics – SIMHYDRO 2012 – New Frontiers of Simulation Séries: Springer Hydrogeology Conference Simhydro.

Hartnack, J., Madsen, H., Tornfeldt Sorensen, J., 2005. Data assimilation in a combined 1D–2D flood model. In: Proceedings of the International Conference Innovation, Advances and Implementation of Flood Forecasting Technology of Tromso, pp. 1–8.

Hendricks, F.H.J., Kinzelbach, W., 2008. Real-time groundwater flow modeling with the ensemble Kalman filter: joint estimation of states and parameters and the filter inbreeding problem. Water Resour. Res. 44.

Jean-Baptiste, N., 2011. Assimilation de données pour l'estimation de l'état hydraulique d'un aménagement hydroéléctrique du Rhône équipé de la commande prédictive. PhD thesis, Université de Toulouse.

Jeremiah, E., Sisson, S., Marshall, L., Mehotra, R., Sharma, A., 2011. Bayesian calibration and uncertainty analysis of hydrological models: a comparaison of adaptive metropolis and sequential monte carlo samplers. Water Resour. Res. 47, W07547.

Kalnay, E., 2003. Atmospheric Modeling, Data Assimilation and Predictability. Cambridge University Press.

Kirchner, J., 2006. Getting the right answers for the right reasons: linking measurements, analyses, and models to advance the science of hydrology. Water Resour. Res. 42, W03S04.

Liu, Y., Gupta, H.V., 2011. Uncertainty in hydrologic modeling: toward an integrated data assimilation framework. J. Hydrol. 397, 211–224.

Liu, Y., Weerts, A.H., Clark, M., Hendricks Franssen, H.J., Kumar, S., Moradkhani, H., Seo, D.J., Schwanenberg, D., Smith, P., Van Dijk, A.I.J.M., Van Velzen, N., He, M., Lee, H., Noh, S.J., Rakovec, O., Restrepo, P., 2012. Toward advancing data assimilation in operational hydrologic forecasting and water resources management: current status, challenges, and emerging opportunities. Hydrol. Earth Syst. Sci. 16, 3863–3887.

Madsen, H., Skotner, C., 2005. Adaptive state updating in real-time river flow forecasting – a combined filtering and error forecasting procedure. J. Hydrol. 308, 302–312.

Matgen, P., Montanari, M., Hostache, R., Pfister, L., Hoffmann, L., Plaza, D., Pauwels, V.R.N., De Lannoy, G.J.M., De Keyser, R., Savenije, H.H.G., 2010. Towards the sequential assimilation of SAR-derived water stages into hydraulic models using the particle filter: proof and concept. Hydrol. Earth Syst. Sci. 14, 1773–1785.

MEDDE, 2011. Tableau des événements naturels dommageables survenus en france de 1900 a 2010. prim.net, aout.

Moradkhani, H., Hsu, K., Gupta, H., Sorooshian, S., 2005a. Uncertainty assessment of hydrologic model states and parameters: sequential data assimilation using the particle filter. Water Resour. Res. 41, W05012.

Moradkhani, H., Sorooshian, S., Gupta, H., Houser, P., 2005b. Dual state-parameter estimation of hydrological models using ensemble Kalman filter. Adv. Water Resour. 28, 135–147.

Moradkhani, H., Dechant, C.M., Sorooshian, S., 2012. Evolution of ensemble data assimilation for uncertainty quantification using the particle filter-markov chain monte-carlo method. Water Resour. Res. 48.

Neal, J.C., Atkinson, P.M., Hutton, C.W., 2007. Flood inundation model updating using an ensemble Kalman filter and spatially distributed measurements. J. Hydrol. 336, 401–415.

Neal, J.C., Schumann, G., Bates, P., Buytaert, W., Matgen, P., Pappenberger, F., 2009. A data assimilation approach to discharge estimation from space. Hydrol. Process. 23, 3641–3649.

Parrish, M.A., Moradkhani, H., DeChant, C.M., 2012. Toward reduction of model uncertainty: integration of bayesian model averaging and data assimilation. Water Resour. Res. 48, W03519.

Peters, W., Miller, J.B., Whitaker, J., Denning, A.S., Hirsch, A., Krol, M.C., Zupanski, D., Bruhwiler, L., Tans, P.P., 2005. An ensemble data assimilation system to estimate CO_2 surface fluxes from atmospheric trace gas observations. J. Geophys. Res. 110, D24304.

Petron, G., Granier, C., Khattatov, B., Lamarque, J.F., Yudin, V., Muller, J.F., Gille, J., 2002. Inverse modeling of carbon monoxide surface emissions using climate monitoring and diagnostics laboratory network observations. J. Geophys. Res. 107 (D24), 4761.

Renard, B., Kavetski, D., Kuczera, G., Thyer, M., Franks, S.W., 2010. Understanding predictive uncertainty in hydrologic modelling: the challenge of identifying input and structural errors. Water Resour. Res. 46, W05521.

Ricci, S., Piacentini, A., Thual, O., Le Pape, E., Jonville, G., 2011. Correction of upstream flow and hydraulic state with data assimilation in the context of flood forecasting. Hydrol. Earth Syst. Sci. 7, 1–55.

Rochoux, M.C., Ricci, S., Lucor, D., Cuenot, B., Trouvé, A., 2014. Towards predictive data-driven simulations of wildfire spread. Part I: reduced-cost ensemble Kalman filter based on a polynomial chaos surrogate model for parameter estimation. Nat. Hazards Earth Syst. Sci. 2 (5), 3289–3349.

Seo, D.J., Koren, V., Cajina, L., 2003. Real-time variational assimilation of hydrologic and hydrometeorological data into operational hydrologic forecasting. J. Hydrometeorol. 4, 627–641.

Seo, D.J., Cajina, L., Corby, R., Howieson, T., 2009. Automatic state updating for operational streamflow forecasting via variational data assimilation. J. Hydrol. 367, 255–275.
Seo, D.J., Moradkhani, H., Weerts, A.H., 2014. Ensemble prediction and data assimilation for operational hydrology. J. Hydrol. 519, 2661–2662.
Stedinger, J.R., Vogel, R.M., Lee, S.U., Batchelder, R., 2008. Appraisal of the generalized likelihood uncertainty estimation (glue) method. Water Resour. Res. 44, W00B06.
Thirel, G., Martin, E., Mahfouf, J.F., Massart, S., Ricci, S., Habets, F., 2010. A past discharges assimilation system for ensemble streamflow forecasts over France Part 1: description and validation of the assimilation system. Hydrol. Earth Syst. Sci. 14, 1623–1637.
Valstar, J.R., McLaughlin, D.B., Te Stroet, C.B.M., Van Geer, F.C., 2004. A representer-based inverse method for groundwater flow and transport applications. Water Resour. Res. 40.
Van der Knijff, J.M., Younis, J., de Roo, A.P.J., 2010. LISFLOOD: a GIS-based distributed model for river-basin scale water balance and flood simulation. Int. J. Geogr. Inform. Sci. 24 (2), 189–212.
Vrugt, J.A., Diks, C.G.H., Gupta, H.V., Bouten, W., Verstraten, J.M., 2005. Improved treatment of uncertainty in hydrologic modeling: combining the strengths of global optimization and data assimilation. Water Resour. Res. 41, W01017.
Vrugt, J.A., ter Braak, C.J.F., Clark, M.P., Hyman, J.M., Robinson, B.A., 2008. Treatment of input uncertainty in hydrologic modeling: doing hydrology backward with markov chain monte carlo simulation. Water Resour. Res. 44 (12), W00B09.
Weerts, A.H., El Serafy, G.Y.H., 2006. Particle filtering and ensemble Kalman filtering for state updating with hydrological conceptual rainfall–runoff models. Water Resour. Res. 42.
Weerts, A.H., Winsemius, H.C., Verkade, J.S., 2011. Estimation of predictive hydrological uncertainty using quantile regression: examples from the national flood forecasting system. Hydrol. Earth Syst. Sci. 15, 255–265.
Werner, M., Cranston, M., Harrison, T., Withfield, D., Schellekens, J., 2009. Recent developments in operational flood forecasting in England, wales and Scotland. Roy. Meteorol. Soc. 16, 13–22.

3.2.3 Conclusion

Nous avons pu voir dans cet article que l'estimation des apports intermédiaires par assimilation de données ainsi que la densification de la géométrie et le contrôle des coefficients de Strickler des lits mineur et majeur par assimilation de données permettaient d'améliorer à la fois les hauteurs et les débits prévus par un modèle hydraulique opérationnel de prévision des crues. On a aussi pu constater que la relation hauteurs-débits simulée par le modèle densifié est plus en accord avec les jaugeages de hautes-eaux que le modèle non-densifié. Une fois les forçages amont corrigés par assimilation de données, on considère que les débits simulés par le modèle sont corrects. Là où les hauteurs d'eau modélisées diffèrent de celles observées, la densification est préférable au forçage des K_s car on corrige l'erreur en grande partie responsable de la mauvaise simulation des hauteurs d'eau. Toutefois, la donnée topographique et bathymétrique étant rare, l'assimilation séquentielle d'observations de hauteurs d'eau pour modifier les coefficients de frottement **m** et **n** permet (en veillant à encadrer la correction) d'améliorer la modélisation des hauteurs d'eau sans dégrader les débits a priori déjà correctement estimés avec la première étape d'assimilation de données. Nous avons pu voir que la matrice de covariance des erreurs d'analyse peut être utilisée pour quantifier les incertitudes de prévision. On obtient des fourchettes d'incertitudes hautes et basses comparables à celles calculées *a posteriori* en utilisant les prévisions simulées lors de la phase de validation du modèle.

La nouvelle courbe de tarage de Mussey extrapolée à l'aide du modèle aux profils densifiés est utilisée en opérationnel. Depuis décembre 2013, les débits au pas de temps horaire des stations d'observation de Condes, Mussey, Chamouilley et Saucourt sont assimilés pour corriger les forçages amont où ont été intégrés les apports intermédiaires via les coefficients multiplicatifs $\mathbf{A}_i$ du modèle MAG. Suite à ces travaux, une fois les paramètres de correction a analysés, les hauteurs d'eau au pas de temps horaire de la station de Joinville (les profils ont été densifiés à Mussey) sont assimilées pour faire varier temporellement le forçage local des K_s au droit de Joinville afin d'améliorer la simulation des hauteurs d'eau à cette station. Cet enchaînement est opérationnel au SPC SAMA depuis octobre 2014 et permet à la fois d'améliorer les prévisions de hauteurs et de débits aux stations de Chaumont, Condes, Mussey, Joinville, Chamouilley et Saucourt à des échéances de prévision de respectivement 5, 6, 12, 13, 21 et 10h.

3.3 Correction de la dynamique du modèle par assimilation de données pour le modèle Marne Moyenne (MM)

La correction des forçages amont et des K_s localement au droit des stations d'observations a été appliquée au modèle MAG (Marne Amont Global) dans les Parties 3.1 et 3.2 pour améliorer l'estimation des apports intermédiaires et la relation hauteur-débit. Sur les autres tronçons, les K_s ont été classiquement ajustés pendant la phase de calage pour accélérer ou ralentir les ondes de crues simulées de sorte qu'elles se superposent avec celle(s) observée(s) à la (ou aux) station(s) en aval pour chaque évènement. A partir de cet échantillon de calage, on détermine des coefficients de frottement moyens ainsi que leurs écarts-types. Or, les K_s ne sont pas des paramètres constants dans le temps. Une onde de crue se propage plus lentement dans une plaine céréalière au printemps lorsque la végétation est dense qu'en novembre où les champs sont à nu. Ce phénomène est observé avec le modèle MM (*cf* Figure 3.2) où la Marne s'écoule dans la plaine alluviale entre Vitry-le-François et Epernay (*cf* Figure 1.14) large par endroit de plus de 3 km.

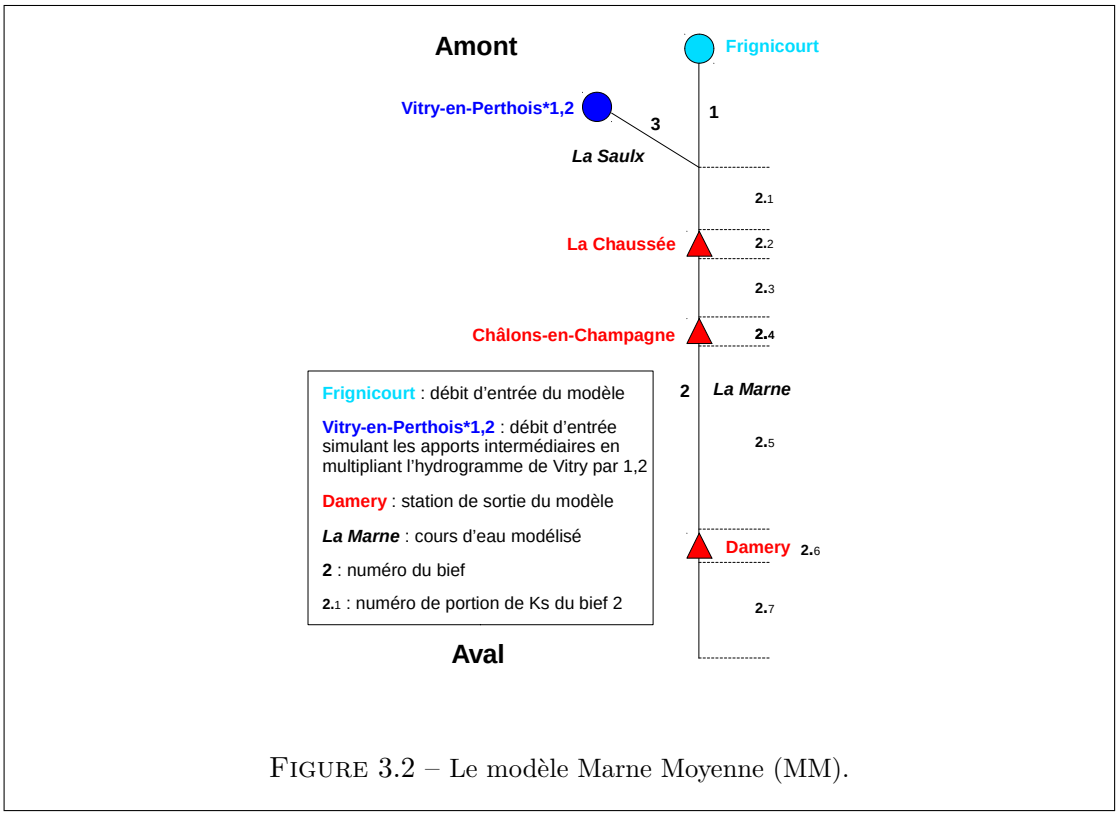


FIGURE 3.2 – Le modèle Marne Moyenne (MM).

La variabilité temporelle des K_s sur de longues distances peut être prise en compte via l'assimilation séquentielle de données. Il est alors possible d'accélérer ou ralentir l'onde de crue modélisée et ainsi de réduire l'écart

entre les valeurs simulées et observées aux stations de sortie du modèle MM (triangles rouges sur la Figure 3.2). Cette approche est mise en œuvre sur le modèle MM, déjà utilisé en opérationnel. Elle est ici validée sur huit événements de crue différents de ceux utilisés pour la phase de calage.

3.3.1 Impact d'une modification des K_s de longues distances

La linéarité de la réponse à une perturbation des K_s sur de longs tronçons a été investiguée. En effet, comme expliqué précédemment, la plupart des algorithmes d'assimilation de données reposent sur l'hypothèse de linéarité des opérateurs, notamment l'opérateur d'observation généralisé G qui relie le vecteur de contrôle (ici composé des paramètres **m** et **n** représentant respectivement les K_s des lits mineurs et majeur) au vecteur des observations (ici les hauteurs et les débits observés à La Chaussée et à Châlons-en-Champagne - on ne traitera pas l'impact à la station de Damery). On s'intéresse ici à la perturbation des K_s de référence que l'on choisit égaux à ceux de l'ébauche K_s^b prescrits à l'issue du calage, soit les couples de K_s [**m** ;**n**] de [30 ;13] et de [27 ;12] des portions 1 et 3 du modèle MM (*cf* Tableau 1.6). On s'attache ici à déterminer l'intervalle de K_s sur lequel les non-linéarités entre **m**, **n** et les débits simulés à La Chaussée et Châlons-en-Champagne sont acceptables. L'impact de la modification des K_s va être observé à La Chaussée et Châlons-en-Champagne en perturbant indépendamment **m** et **n** des portions 1 et 3 (*cf* Tableau 1.6), de -10 à $+10$ par pas de 2 pour **m** et de -6 à $+6$ par pas de 1 pour **n**. On nommera dK_s ces perturbations de **m** et **n** dont l'unité s'exprime en $m^{1/3}/s$. On observera l'impact de ces perturbations en comparant non pas les débits à un instant, mais en mesurant le déphasage temporel de l'onde de crue par rapport à l'axe des abscisses. Dans cette étude de sensibilité, les forçages amont (hydrogrammes aux stations de Frignicourt et de Vitry-en-Perthois) croissent de 20 à 250 m^3/s entre $T = 0h$ et $T = 100h$ et décroissent entre $T = 100h$ et $T = 200h$.

Perturbation des K_s du lit mineur m

On obtient pour $dK_s = [-10\,;+10]$ à La Chaussée et Châlons-en-Champagne les hydrogrammes des Figures 3.3 et 3.4 ci-dessous. **On vérifie pour les deux stations qu'une diminution de m ralentit l'onde de crue, une augmentation l'accélère.** Les déphasages temporels engendrés par les perturbations de **m** sont monotones, que l'on soit en phase croissante ou décroissante du pic de crue. A La Chaussée, l'impact de la perturbation croît avec l'augmentation du débit jusqu'à [150-200 m^3/s]. Au delà de 250 m^3/s une perturbation de **m** n'impacte plus la dynamique de la crue à cette station. L'effet de la modification de **m** se fait sentir uniquement en basses et moyennes eaux, là où la majeure partie de l'eau transite dans le lit mineur de la Marne. On constate qu'à partir d'une augmentation de **m** de +6, le débit simulé à La Chaussée oscille, le nombre de Froude approche 1. On peut estimer qu'une augmentation de **m** de plus de 10 va entraîner un arrêt du calcul. On perturbe conjointement les portions 1 et 3 du bief 2. La portion 3 se situe en aval de La Chaussée. Cela explique que cette dernière est moins impactée que celle de Châlons-en-Champagne.

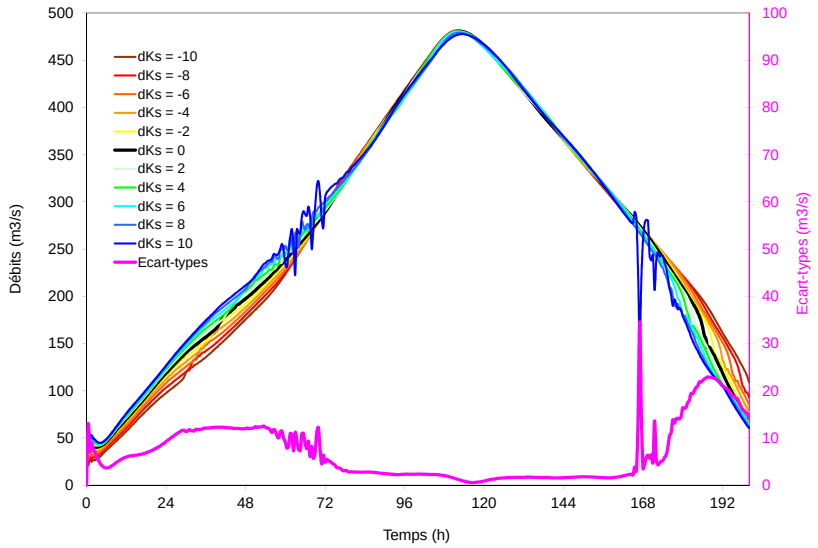


FIGURE 3.3 – Ondes de crue simulées avec dK_s $\mathbf{m} \in [-10\,;+10]$ à La Chaussée, les écart-types sont calculés en comparant les débits de la simulation d'ébauche (trait plein noir) et des simulations perturbées.

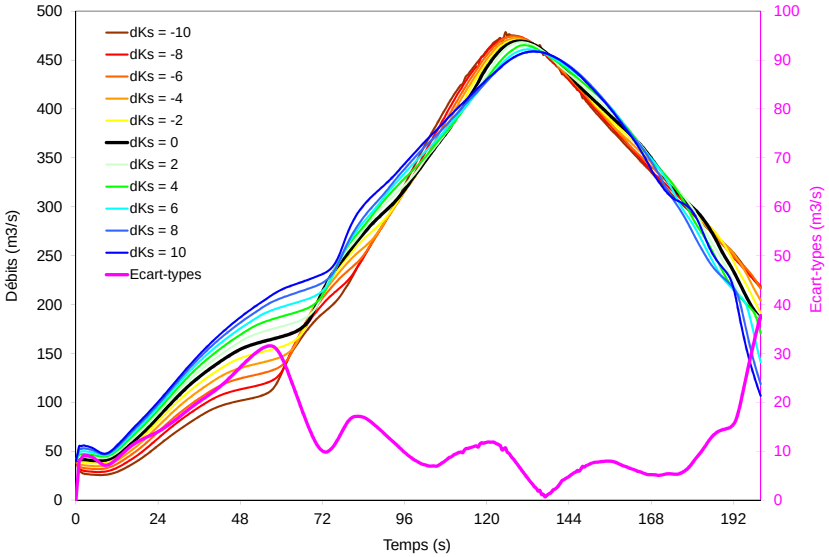


FIGURE 3.4 – Ondes de crue simulées avec dK_s $\mathbf{m} \in [-10\,;+10]$ à Châlons-en-Champagne, les écart-types sont calculés en comparant les débits de la simulation d'ébauche (trait plein noir) et des simulations perturbées.

A Châlons-en-Champagne, au-delà de 300 m^3/s, une perturbation négative de **m** ne ralentit plus l'onde de crue mais l'accélère. Au-delà de 400 m^3/s, une perturbation positive de **m** ralentit l'onde de crue (*cf* Figure 3.5). Le signe de la différence entre la simulation de référence et la simulation perturbée change. Une perturbation de -8 peut engendrer un retard maximum de $22h$ (au dépassement des 125 m^3/s) en basses eaux, alors qu'en hautes eaux elle engendre au maximum une accélération de $3h$.

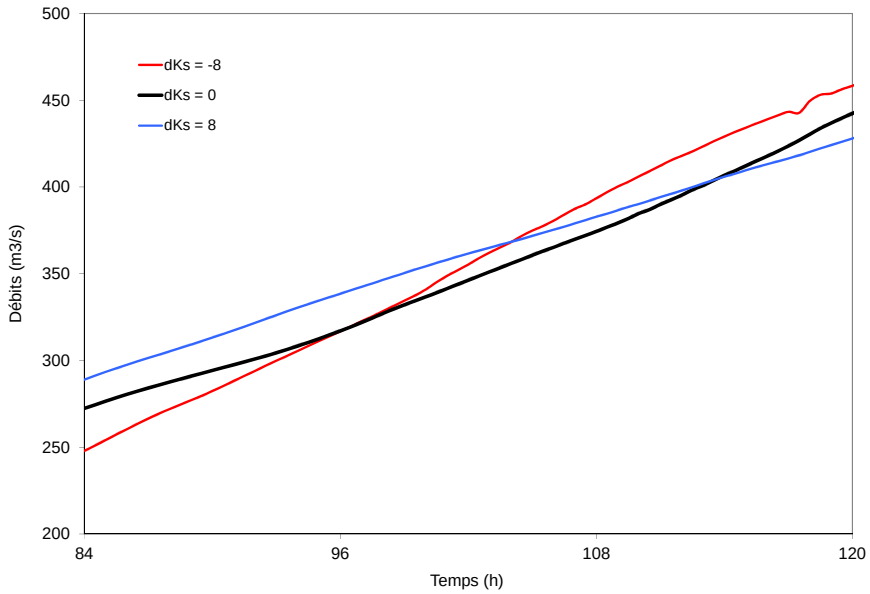


FIGURE 3.5 – Ondes de crue simulées pour dK_s **m** $= -8$ et $+8$ à Châlons-en-Champagne.

Localement, on observe les premiers écoulements dans le lit majeur en amont de La Chaussée lorsque 150 m^3/s s'écoule dans la Marne. Au-delà de 300 m^3/s, le lit mineur est plein, tout débit supplémentaire s'écoulera dans le lit majeur. Il n'y a donc plus de sensibilité à la perturbation de **m**. Au-delà, ce seront les K_s du lit majeur **n** qui impacteront l'écoulement. On n'apporte pas d'explications pour décrire le changement de signe du déphasage en hautes eaux. L'impact d'une modification de **m** est fortement dépendant du débit qui s'écoule au moment de cette modification. La réponse est aussi non-linéaire par rapport à la perturbation du K_s :

- le déphasage engendré est accru avec un dK_s négatif, $dK_s = -8$ ralentit la crue de $22h$ alors que $dK_s = +8$ accélère la crue de $5h$ au franchissement des 125 m^3/s à Châlons-en-Champagne ;
- une perturbation de -8 (déphasage de $-22h$) n'entraîne pas un ralentissement deux fois plus élevé qu'une modification de -4 (déphasage de $-6h$) de **m** au franchissement des 125 m^3/s à Châlons-en-Champagne.

On analyse ici le décalage temporel δt engendré par dK_s mais il faut signaler que dans l'algorithme d'assimilation, c'est $\frac{dK_s}{\delta H}$ ou $\frac{dK_s}{\delta Q}$ que lit l'opérateur d'observation G. Toutefois, la prévision des crues opérationnelle impose d'utiliser des modèles hydrauliques en régime non-permanent où un δt peut aussi se traduire en δH et en δQ. Afin d'appliquer l'algorithme d'assimilation de données, il est nécessaire de déterminer dans quelle proportion la réponse à la perturbation des K_s est linéaire en comparant les pas de temps où les débits franchissent les seuils des 75, 100, 125, 150, 175, 200, 250, 300, 350, 400 et 450 m^3/s en montée de crue. Les Figures 3.6 et 3.7 représentent les décalages temporels à La Chaussée et Châlons-en-Champagne engendrés par un dK_s variant de -10 à $+10$ en trait épais pour différents débits injectés dans le modèle, auxquels on a ajouté en trait fin les approximations linéaires pour $dK_s = -2$.

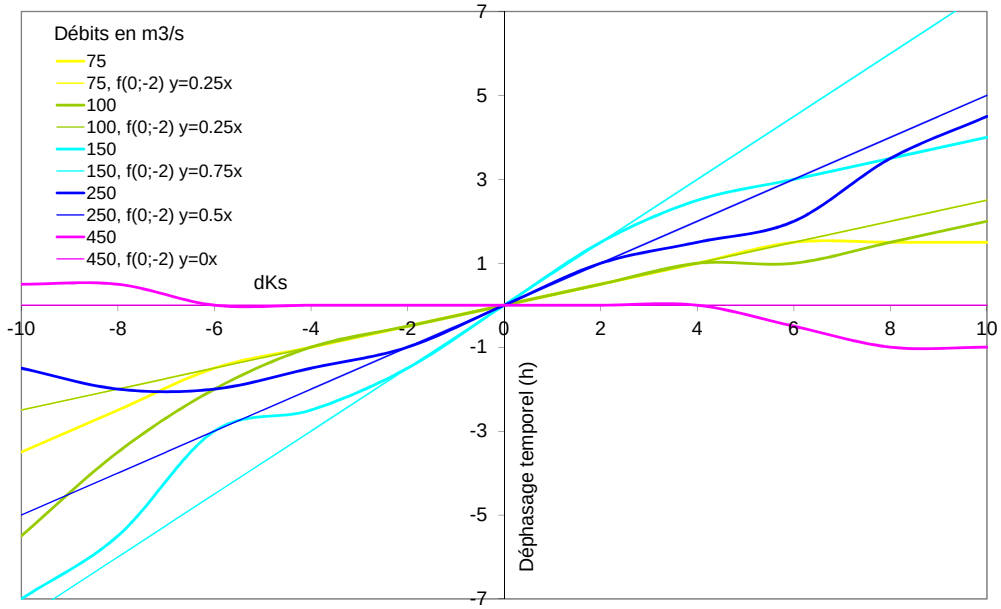


FIGURE 3.6 – Déphasages temporels obtenus pour différentes gammes de débits à La Chaussée pour des dK_s compris entre -10 et $+10$ et ceux calculés à partir de $dK_s = -2$.

A La Chaussée, les perturbations de **m** entraînent un décalage temporel croissant entre 75 et 150 m^3/s, puis ce dernier décroît jusqu'à devenir nul pour un débit simulé de 450 m^3/s. Les déphasages engendrés pour des perturbations supérieures ou égales à -6 et $+6$ diffèrent, $-4h$ pour $dK_s = -6$, $2h$ pour $dK_s = +6$ à 125 m^3/s, $-1.5h$ pour $dK_s = -10$, $4.5h$ pour $dK_s = +10$ à 250 m^3/s. Les courbes épaisses et les droites fines divergent à partir d'un dK_s de -2.5 et $+2.5$, mais on peut considérer que les erreurs restent faibles pour des perturbations comprises entre -5 et $+5$. Pour un débit simulé de 250 m^3/s, $dK_s = -2$ entraîne un retard d'$1h$, $dK_s = +2$ une accélération d'$1h$. Si on observe par exemple que l'hydrogramme est en retard de $3h$ aux alentours de 150 m^3/s,

on sait à partir de la Figure 3.6 qu'une perturbation par $dK_s = -2$ engendre une variation de $-1.5h$ (la linéarisation de l'opérateur G est réalisée à partir d'une perturbation des K_s). En faisant l'hypothèse de linéarité, l'assimilation de données va estimer à partir de la droite bleue qu'un dK_s de $+4$ va combler le retard de $3h$. Or une telle perturbation mène en réalité à une accélération de $2.5h$, ce qui correspond à une légère sous-correction qui reste acceptable.

À Châlons-en-Champagne, pour des perturbations fortes, les déphasages engendrés par des dK_s positifs et négatifs sont très différents, $-22.5h$ pour $dK_s = -8$, $5.5h$ pour $dK_s = +8$ à 125 m^3/s. Les courbes épaisses et les droites fines de la Figure 3.7 divergent à partir d'un dK_s de -3 et $+3$ sauf pour la gamme de débit comprise entre 100 et 150 m^3/s, là où l'impact est le plus fort. Il est donc impératif de limiter les corrections des K_s.

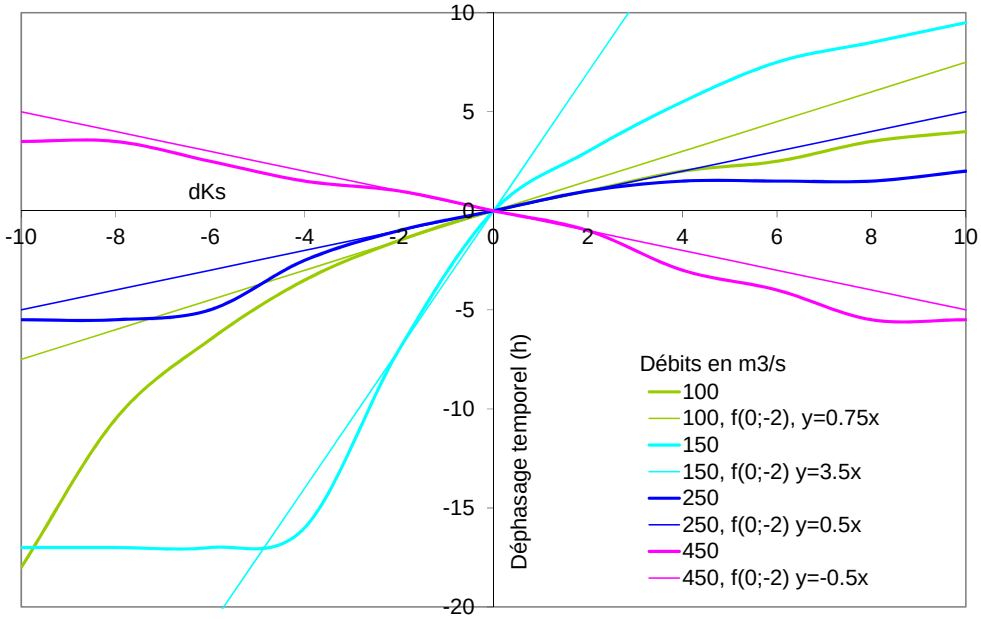


FIGURE 3.7 – Déphasages temporels obtenus pour différentes gammes de débits à Châlons-en-Champagne pour des dK_s compris entre -10 et $+10$ et ceux calculés à partir de $dK_s = -2$.

Les conclusions auraient été sensiblement les mêmes avec des approximations linéaires calculées pour des dK_s compris entre -2.5 et $+2.5$ (sauf pour des débits simulés proches de 150 m^3/s à Châlons-en-Champagne) à partir du moment où les corrections des K_s des lits mineurs m sont limitées à des corrections de -5 à $+5$.

Perturbation des K_s du lit majeur n

On a retenu pour les portions 1 et 3 du bief 2 des K_s du lit majeur **n** de 13 et 12 (*cf* Tableau 1.6). On obtient pour $dK_s = [-6\,;+6]$ à La Chaussée et Châlons-en-Champagne les hydrogrammes des Figures 3.8 et 3.9 ci-dessous. **On vérifie qu'une diminution de n ralentit l'onde de crue, une augmentation l'accélère**. L'impact de la perturbation croît avec l'augmentation du débit à partir de 150 m^3/s. En-deçà, son impact est nul car l'eau s'écoule exclusivement dans le lit mineur. Comme pour les perturbations de **m**, on constate que le déphasage engendré est accru avec un dK_s négatif et qu'une perturbation de -8 (déphasage de $-22h$) n'entraîne pas un ralentissement deux fois plus élevé qu'une modification de -4 (déphasage de $-6h$) de **m** au franchissement par exemple des 125 m^3/s à Châlons-en-Champagne.

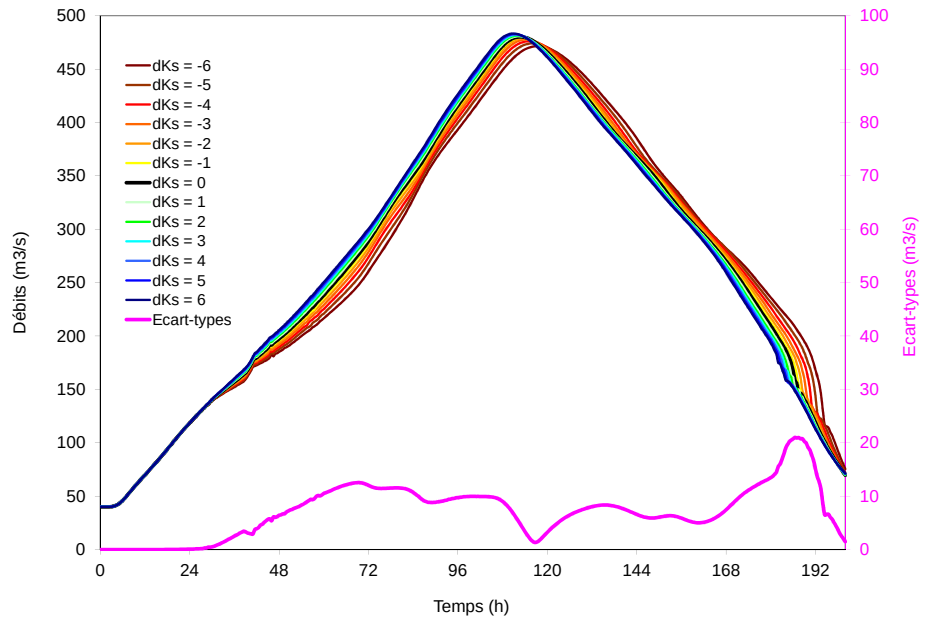


FIGURE 3.8 – Ondes de crue simulées avec dK_s **n** $\in [-6\,;+6]$ à La Chaussée, les écart-types sont calculés en comparant les débits de la simulation d'ébauche (trait plein noir) et des simulations perturbées.

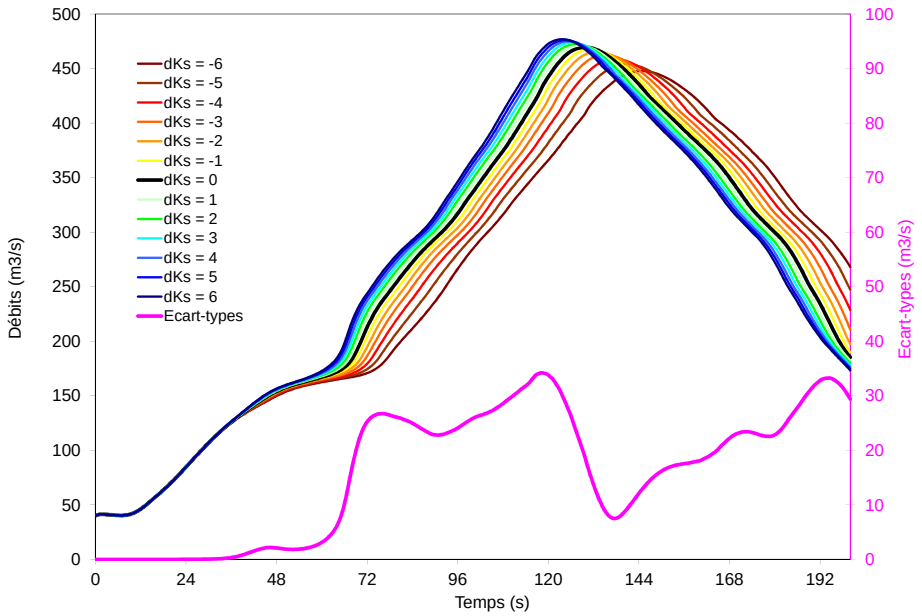


FIGURE 3.9 – Ondes de crue simulées avec dK_s $\mathbf{n} \in [-6\,;+6]$ à Châlons-en-Champagne, les écart-types sont calculés en comparant les débits de la simulation d'ébauche (trait plein noir) et des simulations perturbées.

Les Figures 3.10 et 3.11 représentent les décalages temporels à La Chaussée et Châlons-en-Champagne engendrés par un dK_s variant de -6 à $+6$ en trait épais pour différents débits injectés dans le modèle, auxquels on a ajouté en trait fin les approximations linéaires pour $dK_s = -2$.

Comme pour les K_s du lit mineur, les perturbations négatives de $\mathbf{n}$ impactent plus fortement la dynamique de la crue que les perturbations positives en terme de déphasage temporel. À la Chaussée et à Châlons-en-Champagne, au vu des Figures 3.10 et 3.11, on peut considérer que la réponse à la perturbation de $\mathbf{n}$ est linéaire sur l'intervalle $[-3\,;+3]$. Pour des débits proches de 450 m^3/s il est préférable de perturber négativement $\mathbf{n}$ car, si l'hydrogramme est en avance de $6h$, avec une perturbation de $+2$ de $\mathbf{n}$, on obtient une accélération de $3h$. Si on fait l'hypothèse de linéarité, l'assimilation de données va estimer un dK_s optimal de -4. Une telle perturbation mène en fait à un ralentissement de $10h$. On passera donc d'une avance de $6h$ à un retard de $4h$. Une perturbation de -2 engendre un déphasage de $-4h$, l'assimilation de données va estimer un dK_s optimal de -3, une telle perturbation mène effectivement à un ralentissement de $6h$. En revanche, si l'hydrogramme est en retard de $6h$, l'assimilation de données va estimer à partir de la droite bleue qu'un dK_s de $+3$ va combler le retard, or une telle perturbation mène en fait à une accélération de $4h$. L'hydrogramme simulé sera alors encore en retard mais tout de même plus proche de l'observation.

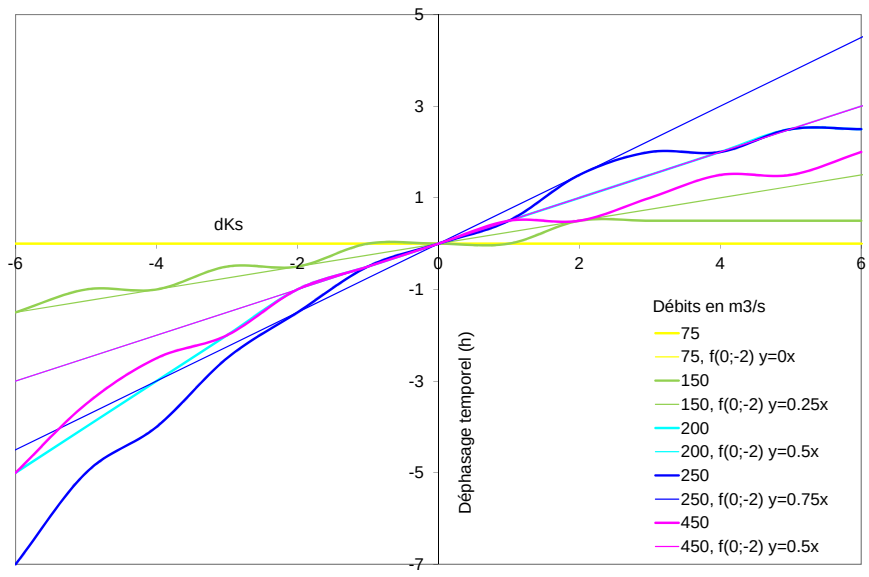


FIGURE 3.10 – Déphasage temporel obtenu pour différentes gammes de débits à La Chaussée pour des dK_s compris entre -6 et $+6$ et ceux calculés à partir de $dK_s = -2$.

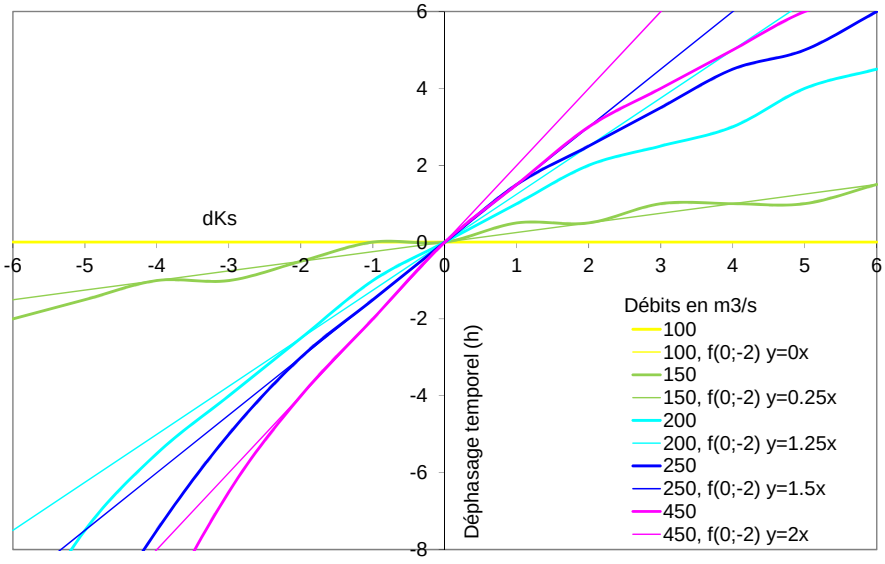


FIGURE 3.11 – Déphasage temporel obtenu pour différentes gammes de débits à Châlons-en-Champagne pour des dK_s compris entre -6 et $+6$ et ceux calculés à partir de $dK_s = -2$.

De fait, cela oriente la stratégie à mettre en œuvre pour la formulation du linéaire tangent par différences finies pour ce qui est de la sensibilité aux paramètres des lits mineurs et majeurs m et n. Afin que cette estimation soit la plus légitime sur un intervalle, il est préférable de faire ce calcul à partir d'une perturbation négative. Les corrections sur les K_s des lits majeurs ont été limitées à -5 et $+5$ comme pour celles liées au lit mineur m.

3.3.2 Correction des K_s sur de longues distances par assimilation de données

Au regard des écart-types obtenus au calage et du déphasage constaté lors de la validation du modèle MM, il semble que les K_s ont une part de responsabilité importante dans les erreurs de modélisation. Le SPC SAMA souhaite dans un premier temps, utiliser l'algorithme d'assimilation de données pour corriger les débits de la station de Vitry-en-Perthois où ont été intégrés les apports intermédiaires via le coefficient multiplicatif A_{MM} de 1.2 (*cf* Partie 1.5.4) en assimilant les débits observés à Châlons-en-Champagne (**étape 1**). Dans un second temps, les hauteurs observées aux stations de La Chaussée, Châlons-en-Champagne et Damery vont être assimilées pour corriger simultanément les K_s **m** et **n** des portions 1, 2, 3 et 6 du bief 2 (**étape 2**) en utilisant en guise d'ébauche la simulation avec le forçage amont analysé lors de l'**étape 1**. L'enchaînement des **étapes 1 et 2** sera testé sur un jeu de huit crues. Le plus gros débit atteint ces dix dernières années à Châlons-en-Champagne a eu lieu en décembre 2010 avec près de 410 m^3/s. On illustrera les résultats de l'enchaînement des **étapes 1 et 2** avec cet événement.

Enchaînement de la correction des forçages amont et des K_s

Dans l'**étape 1**, on assimile les débits observés à Châlons-en-Champagne, seule station d'observation à posséder une courbe de tarage sur le modèle MM. L'écart-type d'erreur d'observation a été fixée à 10 m^3/s. Lors du calage, un coefficient multiplicatif moyen A_{MM} de 1.2 a été calculé avec un écart-type de 0.08 et appliqué à la station de Vitry-en-Perthois. Cet écart-type a été volontairement réduit à 0.025 afin de limiter la correction du débit par assimilation de données qui en situation de déphasage temporel, aurait tendance à forcer la condition limite amont pour compenser une erreur induite par les K_s. **Les forçages amont auraient aussi pu être déphasés temporellement via l'estimation du paramètre *c* (Ricci et al. 2011) pour corriger la dynamique, mais ces forçages étant de qualité, on considère ici que c'est la variabilité des K_s qui est responsable du déphasage. La question de la quantification de l'erreur propre à chaque paramètre (pour simplifier les forçages amont, les K_s, la géométrie et les données observées) pour expliquer l'écart entre simulation et observation dépend en partie de l'appréciation du modélisateur.**

Pour l'**étape 2**, on assimile les hauteurs d'eau observées à :

- La Chaussée pour corriger les K_s de la portion 2 (*cf* Figure 3.2) ;
- Châlons-en-Champagne pour corriger les K_s des portions 1 et 3 ;
- Damery pour corriger les K_s de la portion 6.

La correction des K_s des portions 2 et 6 correspond à des modifications locales impactant respectivement et uniquement les hauteurs des stations de La Chaussée et Damery. Ces portions étant réduites, la dynamique de la crue sera peu impactée. Les hauteurs assimilées à Châlons-en-Champagne vont permettre de corriger les K_s des portions 1 et 3 situées en amont afin de ralentir ou d'accélérer l'onde de crue, on fait alors le postulat que cette modification des K_s va profiter aux trois stations tout comme l'**étape 1**. La relation hauteur-débit à Châlons-en-Champagne étant correctement simulée par le modèle MM (*cf* Figure 1.21), les débits observés auraient aussi pu être assimilés, au même titre que les hauteurs d'eau, pour corriger les K_s des portions 1 et 3. Les résultats auraient été sensiblement les même mais l'algorithme actuel ne permet pas d'assimiler des observations de hauteurs d'eau et de débits au cours du même cycle. Comme pour les portions 1 et 3, les corrections de **m** et **n** des portions 2 et 6 seront limitées à des valeurs de dK_s comprises entre -5 et $+5$ et déterminées à partir de perturbations de -2. Les écarts-types d'erreur d'ébauche correspondent à la moyenne des écarts-types des **m** et **n** déterminés pour les 12 crues de calage aux portions 1, 2, 3 et 6, soit 3 pour **m** et 2 pour **n** (*cf* Tableau 1.6). Les paramètres relatifs à la correction des K_s locaux et sur de longues distances par assimilation de données sont regroupés dans le Tableau 3.1. En estimant que les erreurs d'observation des stations du modèle MM sont du même ordre de grandeur que celles de la station de Mussey, les écarts-types d'erreur d'observation ont été fixés à 0.025 m aux stations de La Chaussée, Châlons-en-Champagne et Damery (*cf* Partie 2.2.2).

Bief 2	K_s^b		σb		Valeur seuil K_s^a				dK_s		H assimilée
	m	**n**	**m**	**n**	**m** min	**m** max	**n** min	**n** max	**m**	**n**	
Portion 1	30	13	3	2	25	35	8	18	-2	-2	Châlons
Portion 2	26	12	3	2	21	31	7	17	-2	-2	La Chaussée
Portion 3	27	12	3	2	22	32	7	17	-2	-2	Châlons
Portion 6	40	15	3	2	35	45	10	20	-2	-2	Damery

TABLE 3.1 – Paramètres appliqués aux huit crues pour l'**étape 2** de l'assimilation de données appliquée au modèle MM. K_s^b correspond aux K_s d'ébauche, σb aux écart-types d'erreur d'ébauche et dK_s à la perturbation faite à K_s^b pour déterminer l'opérateur d'observation G. Les valeurs seuils K_s^a sont les valeurs minimales et maximales que peuvent atteindre les K_s analysés.

La correction est cyclée au pas de temps horaire sur une fenêtre temporelle de $108h$: on perturbe les paramètres entre $T-60h$ et T (le débit à la station de Vitry-en-Perthois pour l'**étape 1** ; **m**, **n** pour l'**étape 2**), on assimile les valeurs (les débits

observés à Châlons-en-Champagne pour l'**étape 1** et les hauteurs d'eau observées aux trois stations pour l'**étape 2**) entre $T-12h$ et T. On applique enfin les paramètres analysés entre $T-60h$ et T ainsi que sur la période de prévision entre T et $T+Tp$ ($+48h$ à Damery maximum). À chaque simulation la fenêtre temporelle est décalée d'une heure.

Résultats obtenus en mode réanalyse

On obtient pour la crue de décembre 2010 les résultats pour chaque temps de base présentés dans les graphiques ci-dessous aux stations de La Chaussée, Châlons et Damery (Figures 3.12, 3.13 et 3.14). Les courbes bleues, rouges et vertes représentent respectivement le modèle libre, celle obtenue suite à l'**étape 1** et celle obtenue au final en enchaînant l'**étape 1** et l'**étape 2**. Les seuils de vigilance jaune sont indiqués par la ligne horizontale jaune. Les critères de Nash-Sutcliffe (équation 1.2) ont été calculés pour chaque courbe et sont inscrits dans la légende (N).

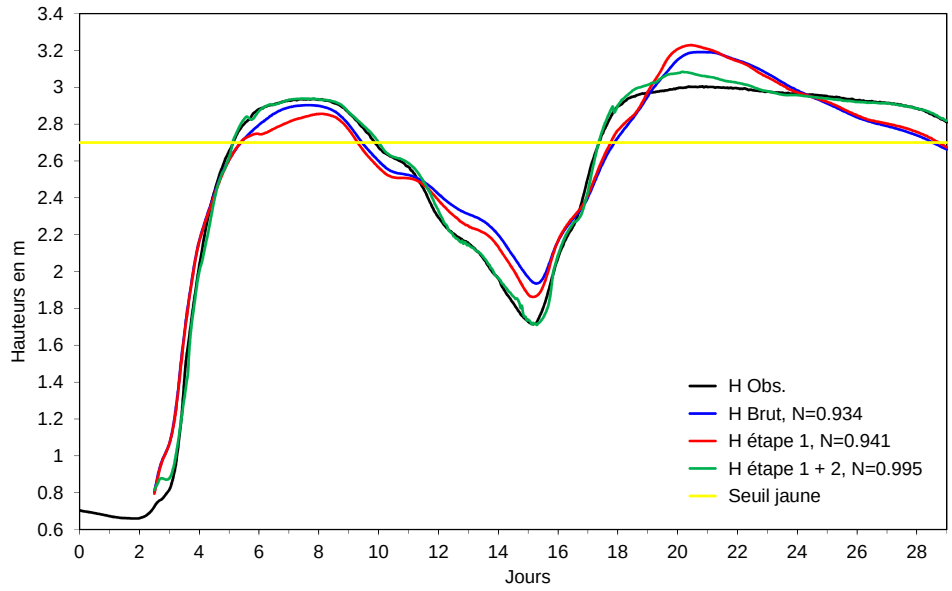


FIGURE 3.12 – Hauteurs observées et simulées par le modèle brut et l'enchaînement des 2 étapes d'assimilation de données à **La Chaussée** entre le 05/12/2010 et le 05/01/2011. N représente le critère de Nash-Sutcliffe dans la légende.

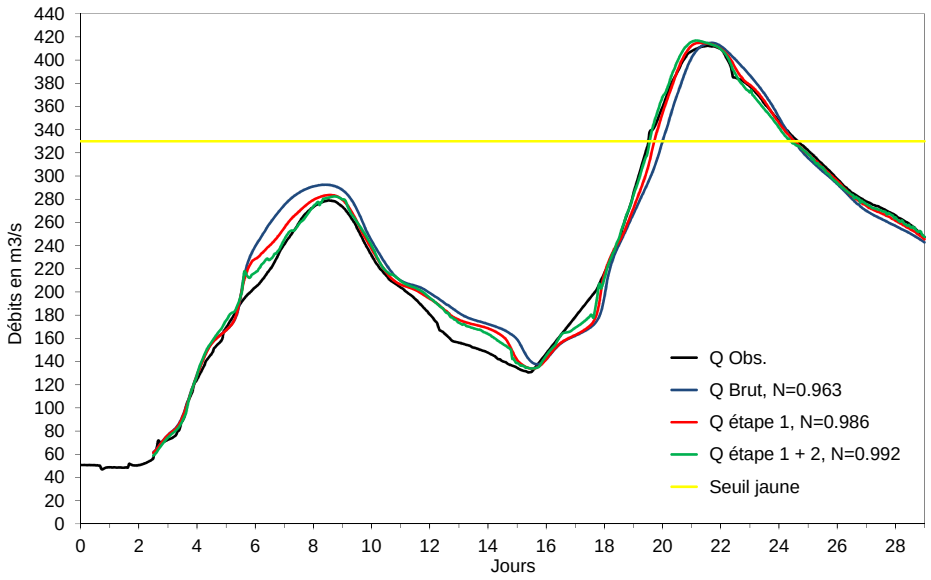


FIGURE 3.13 – Débits observés et simulés par le modèle libre et l'enchaînement des 2 étapes d'assimilation de données à **Châlons-en-Champagne** entre le 05/12/2010 et le 05/01/2011. N représente le critère de Nash-Sutcliffe dans la légende.

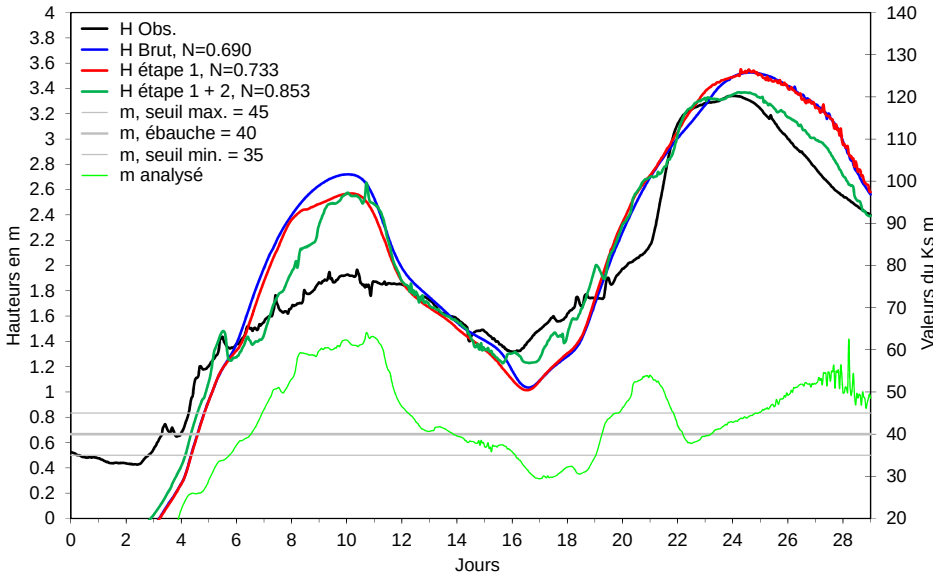


FIGURE 3.14 – Hauteurs observées et simulées par le modèle libre et l'enchaînement des 2 étapes d'assimilation de données à **Damery** entre le 05/12/2010 et le 05/01/2011. N représente le critère de Nash-Sutcliffe dans la légende.

La correction des forçages amont (**étape 1**) améliore la simulation des débits à Châlons-en-Champagne mais ne peut pas satisfaire à elle seule les trois stations à la fois, lorsque le signe de l'erreur est différent comme à La Chaussée au premier pic de crue. On suppose alors que la nature des erreurs est différente : à Châlons-en-Champagne, on impute en grande partie l'erreur aux débits, tandis qu'à La Chaussée, on estime que ce sont plutôt les erreurs liées à la bathymétrie qui engendrent les écarts entre les hauteurs observées et simulées, d'où la correction locale des K_s appliquée à l'**étape 2**.

Durant l'**étape 2**, on impute aux K_s et à la topo-bathymétrie les écarts restants entre observations et simulations de l'**étape 1** : à Châlons-en-Champagne, les hauteurs sont assimilées pour déphaser l'hydrogramme simulé à cette station. Les résultats sont probants même si le critère de Nash N est faiblement amélioré, on passe de 0.986 à 0.992. Ce déphasage impacte aussi les 2 autres stations, mais le décalage temporel est noyé dans la correction locale des K_s de La Chaussée et Damery. On corrige ici les K_s, même si vraisemblablement la source d'erreur est liée en grande partie à la topo-bathymétrie. A Damery, au premier pic de crue les hauteurs observées sont influencées par le barrage VNF (Voies Navigables de France). L'assimilation de données corrige localement les K_s **m** et **n**, mais les seuils de correction sont rapidement atteints (les **m** analysés - courbe verte - dépassent les valeurs seuil - droites grises - sur la Figure 3.14). Le forçage local des K_s semble plus adapté à partir de 2 m à Damery lorsque le barrage est couché. On obtient, en rejouant les huit crues de validation, les critères de Nash présentés dans le Tableau 3.2 ci-dessous.

	La Chaussée	Châlons-en-Champagne		Damery
	H	H	Q	H
Modèle brut	0.710	0.829	0.821	0.264
étape 1	0.703	0.950	0.950	0.362
étapes 1 + 2	0.889	0.969	0.967	0.551

TABLE 3.2 – Critères de Nash moyens N obtenus pour les huit crues de validation à La Chaussée, Châlons-en-Champagne et Damery avec la simulation brute et l'enchaînement des deux étapes d'assimilation de données.

Globalement, sur les huit crues, l'**étape 1** améliore les simulations à Châlons-en-Champagne et Damery. Le forçage des K_s sur de grandes portions de l'**étape 2** améliore les scores à Châlons-en-Champagne. Les Nash calculés pour les débits et les hauteurs d'eau sont proches, la relation hauteurs-débits est donc correctement simulée par le modèle MM. Les écarts entre hauteurs observées et simulées à La Chaussée et Damery sont encore forts, le forçage local permet de réduire cet écart. Toutefois les résultats restent moyens à Damery car les corrections à apporter sont trop grandes, les valeurs seuils de **m** et **n** (non-représentées sur la Figure 3.14) sont rapidement atteintes.

On peut conclure que l'enchaînement des étapes 1 et 2 de l'assimilation de données est bénéfique.

Résultats obtenus en mode prévision

Les critères de Nash ont été calculés aux échéances maximales des ces trois stations. Ils sont présentés dans le Tableau 3.3 ci-dessous. Les limnigrammes et hydrogrammes à $+24h$ pour la crue de décembre 2010 figurent dans l'Annexe 1.

	La Chaussée	Châlons-en-Champagne		Damery
	H+15h	H+24h	Q+24h	H+48h
Modèle brut	0.674	0.783	0.767	0.235
étape 1	0.650	0.904	0.914	0.307
étapes 1 + 2	0.785	0.896	0.909	0.323

TABLE 3.3 – Critères de Nash moyens N obtenus pour les huit crues de validation aux échéances maximales de prévision des stations de La Chaussée, Châlons-en-Champagne et Damery avec la simulation brute et l'enchaînement des deux étapes d'assimilation de données.

En prévision, la correction du forçage amont et des K_s locaux (à La Chaussée et Damery) est bénéfique.

D'après les critères de Nash obtenues dans le Tableau 3.3, la correction des K_s sur de grandes portions n'améliore pas les résultats à Châlons-en-Champagne à $+24h$. Le critère de Nash moyen de l'enchaînement des 2 étapes est même inférieure (de très peu) à celui calculé pour l'**étape 1**. Toutefois, les résultats n'auraient pas été meilleurs pour la crue de décembre 2010 à Châlons à $+24h$ en corrigeant juste l'apport de la Saulx par assimilation de données (**étape 1**) en utilisant comme écart-type d'erreur d'ébauche, l'écart-type du coefficient multiplicatif A_{MM} appliqué à la station de Vitry-en-Perthois lors du calage (0.08, courbe rose sur la Figure 3.15). En utilisant un écart-type d'erreur d'ébauche de 0.08 lors de l'**étape 1**, on donne une responsabilité plus grande à la quantification des apports pour expliquer les écarts entre observations et simulations. Par conséquent, le coefficient a analysé dans cette configuration varie plus fortement que celui calculé lors de l'**étape 1** avec un écart-type d'erreur d'ébauche de 0.025.

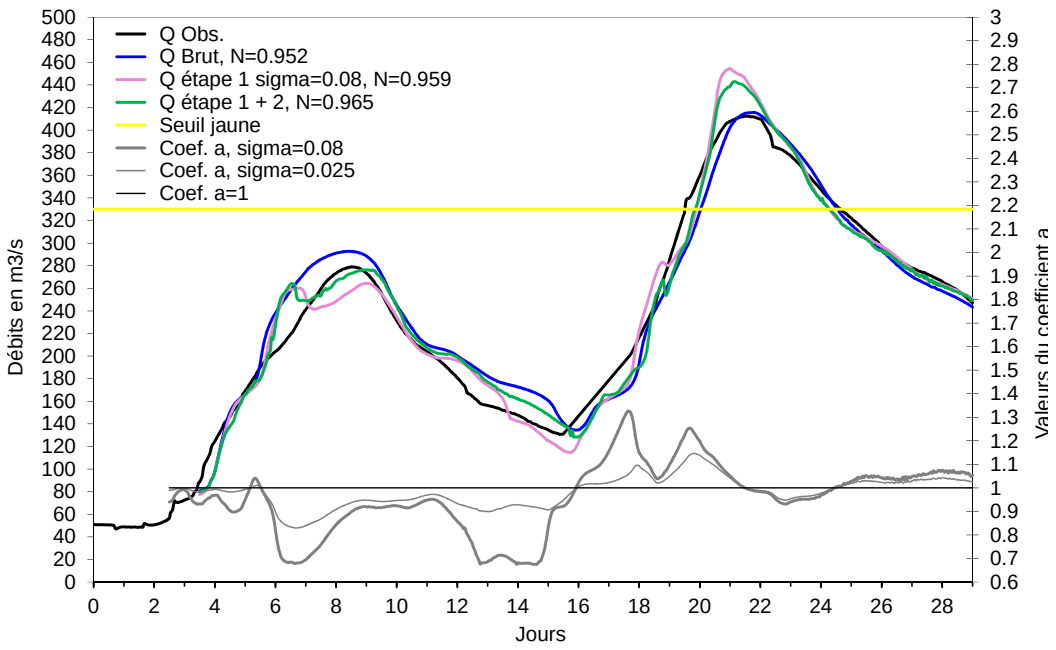


FIGURE 3.15 – Comparaison des débits obtenus avec l'enchaînement des 2 étapes et l'**étape 1** avec un écart-type d'erreur d'ébauche de 0.08 (courbe rose) à Châlons-en-Champagne entre le 05/12/2010 et le 05/01/2011 à $+24h$.

Même si les critères de Nash calculés à $+24h$ ne le démontrent pas, la correction des K_s sur de grandes portions de l'**étape 2** permet d'améliorer les prévisions à Châlons-en-Champagne (Figure 3.16). On se place ici au temps de base T, le 24/12/2010 à $2h$, les paramètres relatifs à l'assimilation de données sont les même que ceux présentés dans le Tableau 3.1. Les prévisions entre T et $T+24h$ des modèles bruts, avec la correction des débits (**étape 1**) et avec l'enchaînement de la correction des débits et des K_s (**étapes 1 + 2**) sont représentées respectivement en bleu, rouge et vert. Les débits à Châlons-en-Champagne sont assimilés entre $T-12h$ et T pour obtenir un coefficient multiplicatif a analysé de 1.058 appliqué à l'hydrogramme de Vitry-en-Perthois (**étape 1**). Puis les hauteurs d'eau obtenues avec ce coefficient correctif sont assimilées pour corriger les K_s des portions 1 et 3 du bief 2 (**étapes 1 + 2**). On obtient un incrément de 1.15 pour **m**, 1.18 pour **n** pour la portion 1 et 3.1 pour **m**, 0.68 pour **n** pour la portion 3 (une augmentation des K_s correspond à une accélération de l'onde de crue).

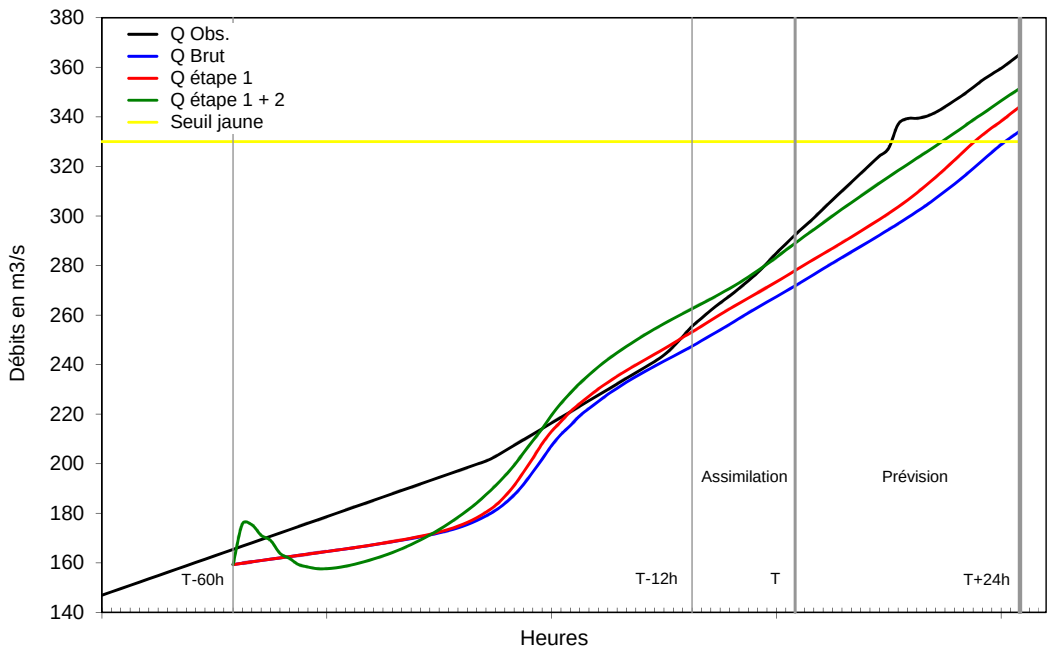


FIGURE 3.16 – Débits observés et prévus à Châlons-en-Champagne le 24/12/2010 à $2h$.

A $+24h$, le modèle brut sous-estime les débits de 31 m^3/s, le modèle avec assimilation de données (**étapes 1 + 2**) de 14 m^3/s. Le modèle brut est en retard de $11h$ pour le dépassement du seuil de vigilance jaune, le modèle avec assimilation de $5h$. Il subsiste tout de même une sous-estimation et/ou un retard des débits simulés, mais il ne faut pas oublier qu'on a affecté des écart-types d'erreur d'observation de 10 m^3/s pour les débits et de 0.025 m pour les hauteurs observées à Châlons-en-Champagne. Ces écarts-types sont peut-être surestimés, ils ont été calculés pour la station de Mussey du modèle MAG et appliqués à la station de Châlons-en-Champagne. L'effet de l'**étape 1** semble ici un peu léger, le parti-pris de volontairement réduire de 0.08 à 0.025 l'écart-type d'erreur d'ébauche pour la correction des débits amont est peut-être une erreur. On considérera donc par la suite un écart-type d'erreur d'ébauche de 0.08 pour la correction des débits par assimilation de données du modèle MM.

Dans le Chapitre 4, on présentera dans un cadre opérationnel, le test de l'enchaînement de la correction des débits, des K_s locaux et sur de longues distances ainsi que de l'état hydraulique par assimilation de données avec un EKF pour le modèle MM.

Chapitre 4

Développements et validation pré-opérationnelle : application au modèle Marne Moyenne pour la crue d'avril 1983

Sommaire

4.1 Quantification des incertitudes de prévision 128
4.1.1 Méthode d'analyse des erreurs constatées *a posteriori* 128
4.1.2 Exploitation de la matrice **A** des erreurs d'analyse 132
4.2 De la prévision des crues à la prévision des inondations . . . 133
4.2.1 La prévision des inondations 133
4.2.2 Création d'une carte de zone inondée potentielle avec QGIS et CartoZI 134
4.3 Validation des travaux à partir de la crue d'avril 1983 avec le modèle MM 137
4.3.1 Présentation du scénario 137
4.3.2 Enchaînement de la correction des forçages amont, des Ks et de l'état hydraulique par assimilation de données 138
4.3.3 Résultats 141
4.3.4 Quantification des incertitudes 143
4.3.5 Prévision des inondations 145

Le SCHAPI, dans le cadre de l'opération "Prévision 2015", a pour objectif d'afficher sur le site Vigicrues les prévisions associées à une fourchette d'incertitude et de passer de la prévision des crues à la prévision des inondations en fournissant des cartes de zones inondées potentielles en fonction de la crue. La validation pré-opérationnelle du modèle Marne Moyenne (MM) avec assimilation de données fera l'objet de tests de méthodes de quantification des incertitudes et de production dynamique de cartes de zones inondées potentielles.

Avant d'utiliser en opérationnel un nouveau modèle de prévision des crues, il est nécessaire de le tester pour connaître ses points forts et ses faiblesses. L'enchaînement des **étapes 1 et 2** d'assimilation de données permet d'améliorer les critères de Nash moyens des hauteurs d'eau et des débits prévus aux échéances maximales des stations de sortie du modèle Marne Moyenne (MM). Cet enchaînement a été validé à partir de huit événements de crues différents de ceux qui ont été utilisés lors de la phase de calage du modèle. Toutefois, aucune de ces crues de validation n'a dépassé le seuil de vigilance orange de 4.5 m à Châlons-en-Champagne. Les hauteurs d'eau maximales observées lors de ces événements sont comprises entre 2.8 et 3.70 m et correspondent à des crues hivernales courantes. Le seul événement ayant dépassé les 4.5 m est la crue d'avril 1983 qui n'a pas été intégrée au jeu de crues de validation du fait de son ancienneté et du manque de données observées aux stations de La Chaussée et Damery. L'efficacité de l'enchaînement des corrections des forçages amont, des Ks et de l'état hydraulique du modèle MM va être testée dans cette partie en rejouant la crue d'avril 1983 et plus précisément en se focalisant sur la prévision du pic de crue. Ce test a été effectué au préalable de la mise à l'opérationnel du modèle MM avec assimilation de données en octobre 2014 au SPC SAMA.

4.1 Quantification des incertitudes de prévision

Le projet "Vigilance 2" prévoit, entre autres, la publication de prévisions de débits ou de hauteurs sous forme graphique sur le site Vigicrues. Pour accompagner les prévisions publiées d'une information sur le degré de confiance traduisant l'expertise du prévisionniste, une information graphique sur l'incertitude sera associée à ces prévisions. Un chantier d'intérêt commun SCHAPI - UH - SPC a été ouvert pour identifier les méthodes et les conditions permettant de fournir ces informations. Ce GT (Groupe de Travail) a testé une méthode d'estimation des incertitudes basée sur l'analyse des erreurs constatées *a posteriori* et qui s'est traduite par la création d'abaques d'incertitudes. Une autre méthode de quantification de l'incertitude, basée sur l'exploitation de la matrice de covariance des erreurs d'analyse, a été explorée dans le cadre cette thèse.

4.1.1 Méthode d'analyse des erreurs constatées *a posteriori*

La comparaison d'un ensemble de sorties passées d'un système de prévision (déterministe) aux observations correspondantes peut apporter beaucoup d'information sur l'incertitude de prévision. En se basant sur un ensemble de prévisions passées considéré

comme représentatif (par exemple une chronique de prévision) et les valeurs observées, il est en effet possible de décrire statistiquement les erreurs de prévision faites (également appelées résidus), voire de chercher à modéliser ces erreurs à travers une corrélation avec un facteur explicatif. Une approche simple consiste à calculer des statistiques sur l'ensemble des erreurs disponibles :

- moments statistiques : moyenne, écart-type Σ ;
- quantiles statistiques.

En supposant le système modélisé (bassin versant, réseau hydrographique, ...) et l'outil de prévision stationnaires, on peut estimer l'incertitude des prévisions à venir en se basant sur ces statistiques calculées. Par exemple, un SPC a mis en service un modèle de prévision hydraulique en 2010. Depuis, le modèle a été employé trente-huit fois pour effectuer des prévisions à des échéances de 3, 6 et 12 h sur des crues d'amplitude moyenne à la station X. Le SPC a enregistré l'ensemble de ses prévisions. En les comparant aux valeurs observées, il dispose de trois séries d'une quarantaine de résidus. Il peut donc estimer les quantiles statistiques $q10(\Sigma)$ et $q90(\Sigma)$ de ces résidus : à une échéance de 6 h, $q10(\Sigma) = -1\ m^3/s$ et $q90(\Sigma) = 2.3\ m^3/s$. Pour ses prochaines prévisions à une échéance de 6 h, le SPC accompagnera la valeur fournie par le modèle, Q, d'un intervalle de prévision à 80 % compris entre $Q - 1\ m^3/s$ et $Q + 2.3\ m^3/s$.

Il est possible d'étendre la démarche précédente en définissant des sous-groupes au sein de l'ensemble des données possibles, correspondants à des classes de hauteurs d'eau ou de débits observés ou prévus. Les statistiques sont ensuite calculées pour chaque classe à une échéance donnée. Il suffit alors de choisir la statistique à prendre en compte en fonction de la classe à laquelle appartient les hauteurs d'eau ou les débits observé ou prévu. Le nombre de classes doit être choisi en fonction du nombre de prévisions passées disponibles pour que chaque classe en comporte un nombre suffisant, permettant d'établir une estimation significative des statistiques. Aussi, l'échantillon doit être d'autant plus fourni que le nombre de classes est élevé. La méthode CEMA, développée par l'IRSTEA (Bourgin, 2014), consiste à estimer, sur une série d'erreurs passées, un petit nombre de quantiles empiriques de l'erreur de prévision d'un modèle déterministe pour différentes gammes du débit prévu à une échéance donnée. Cette connaissance permet ensuite de fournir une estimation des intervalles de prévision en fonction du débit prévu par le modèle déterministe et de son échéance. Les quantiles des erreurs de prévision aux six stations de sortie du modèle MAG avec et sans assimilation de données correspondant aux intervalles de prévision à 50 % ($q25$ et $q75$) et à 80 % ($q10$ et $q90$) ont été calculés pour cinq sous-ensembles aux échéances maximales de prévision par l'IRSTEA et transmises au SPC SAMA sous forme d'abaques. En mode prévision, l'intervalle prédictif est alors calculé en prenant les valeurs des quantiles du sous-ensemble correspondant à la valeur du débit prévu par le modèle en fonction de l'échéance. D'après la Figure 4.1, l'intervalle d'incertitude à 80 % est compris entre 1.9 m et 2.5 m pour une hauteur prévue de 2.2 m à une échéance de 12 h par le modèle MAG sans assimilation de données contre un intervalle compris entre 2 m et 2.35 m pour le modèle aux forçages amont corrigés par assimilation de données (Figure 4.2).

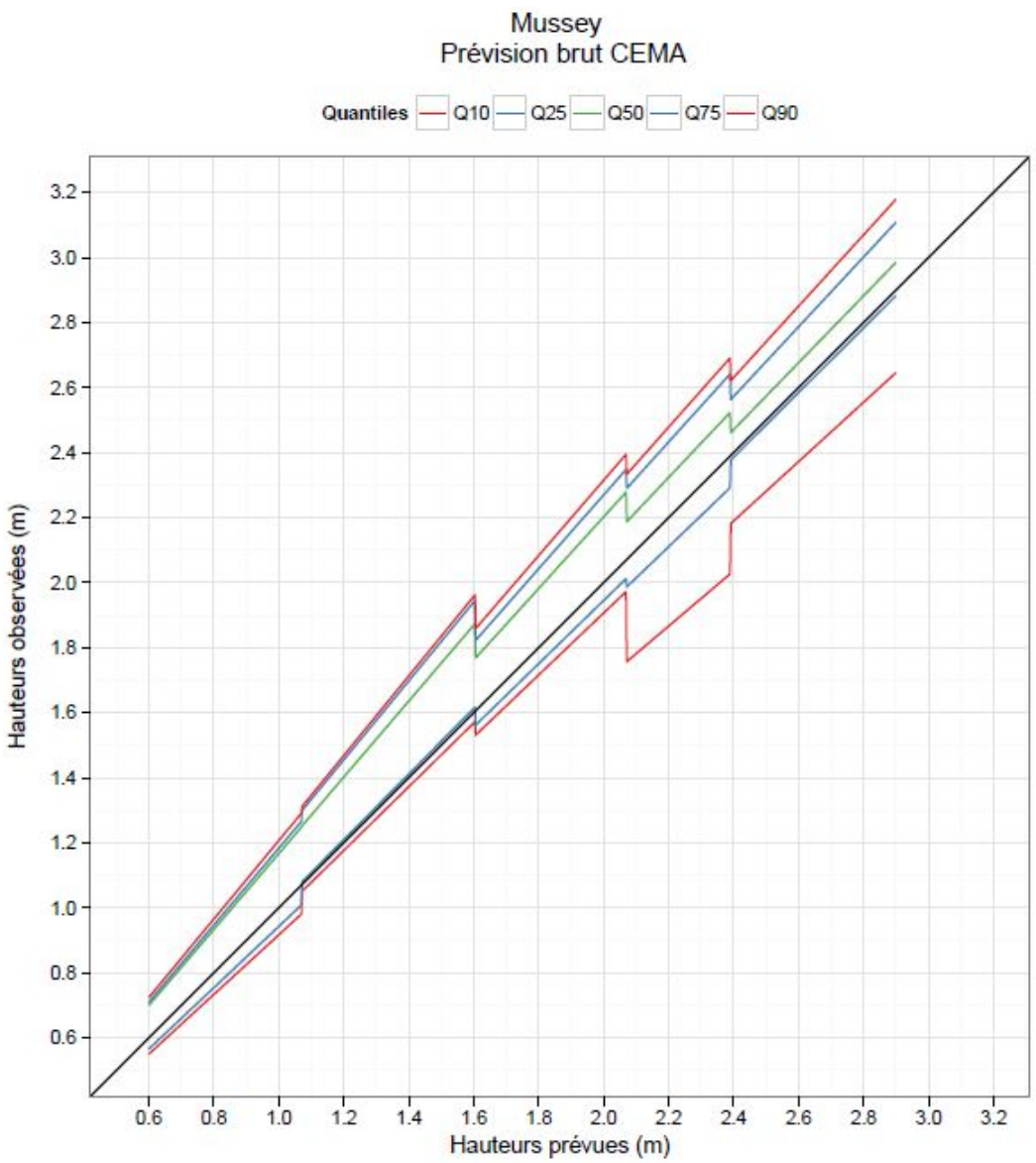


FIGURE 4.1 – Abaque d'intervalles d'incertitudes à 50 % et 80 % des hauteurs prévues à Mussey à 12 h par le modèle MAG sans assimilation de données calculés par l'IRSTEA avec la méthode CEMA.

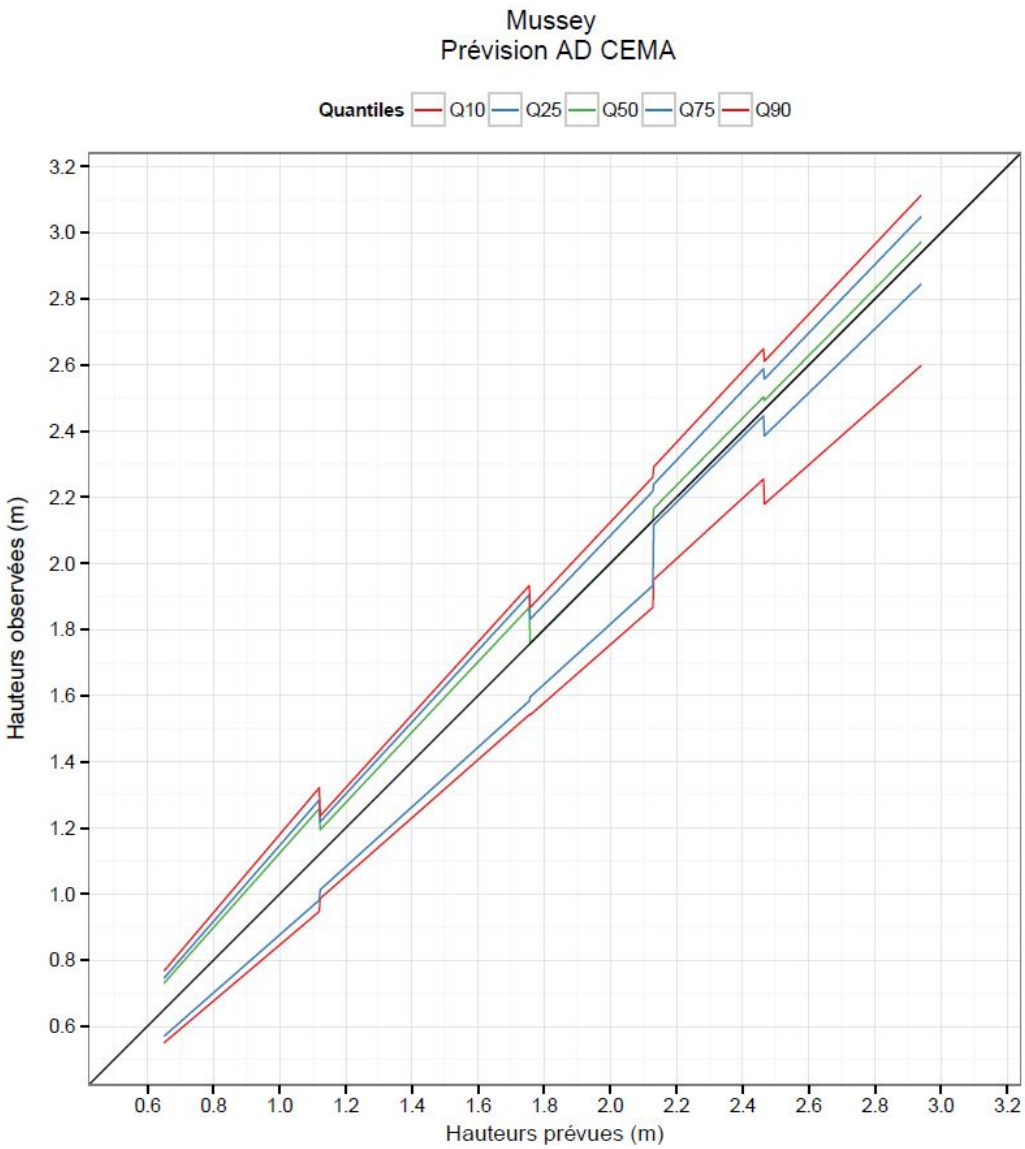


FIGURE 4.2 – Abaque d'intervalles d'incertitudes à 50 % et 80 % des hauteurs prévues à Mussey à 12 h par le modèle MAG avec assimilation de données calculés par l'IRSTEA avec la méthode CEMA.

Ces approches descriptives supposent que le système et l'outil de prévision soient stationnaires, de façon à ce que les informations calculées sur des prévisions passées s'appliquent aux prévisions futures. Par ailleurs, ces descriptions statistiques sont valables sur la gamme d'erreur qui a pu être analysée, c'est-à-dire qui est représentée dans l'échantillon étudié. Il est cependant possible d'aller chercher des quantiles rares à partir d'un modèle d'erreur. Ainsi, en supposant que les erreurs soient issues d'une

distribution gaussienne dont la moyenne et l'écart-type sont égaux à la moyenne et à l'écart-type statistiques calculés sur l'échantillon (analyse statistique pour déterminer les paramètres du modèle d'erreur), n'importe quel quantile est théoriquement calculable. Toutefois, il faut se poser la question de la signification de ces quantiles rares calculés sur très peu de données : leur validité repose fortement sur celle du modèle d'erreur.

On observe que les intervalles de prévision évoluent de façon assez erratique en fonction du débit prévu sur la Figure 4.2. Il est possible de trouver une évolution des quantiles beaucoup plus régulière en utilisant la méthode de régression des quantiles décrite dans Weerts et al., 2011. La régression de quantiles est une extension des approches précédentes dont le but est de fournir une relation empirique entre un quantile q_y de l'incertitude (pour différentes valeurs de y) et le débit ou la hauteur prévue. Cette méthode a été testée sur de nombreux bassins et s'est révélée raisonnablement fiable.

Sur la base des travaux de l'IRSTEA, le SPC SAMA a développé son propre outil en 2014 permettant de construire les abaques puis d'afficher graphiquement l'intervalle d'incertitudes à 80 % encadrant les sorties des modèles MAG et MM (*cf* Partie 5.1.1). Le SCHAPI souhaite d'ici fin 2015 afficher sur Vigicrues sous forme de graphique des prévisions expertisées associées à des fourchettes d'incertitudes hautes et basses. Le SCHAPI va prochainement mettre à disposition des SPC son propre outil, OTAMIN (OuTil Automatique d'estiMation de l'iNcertitude prédictive) permettant de générer des incertitudes à partir de sorties de modèles ((*cf* Partie 5.3.2). L'outil OTAMIN a été conçu par l'IRSTEA avec pour objectif d'associer de manière automatique et systématique des fourchettes d'incertitudes aux prévisions obtenues avec différents modèles utilisés de manière opérationnelle au sein du réseau Vigicrues en utilisant la méthode CEMA décrite ci-dessus. Son utilisation en opérationnel nécessite donc, au préalable, de réaliser pour chaque modèle une analyse des séries passées et un calage des abaques.

4.1.2 Exploitation de la matrice A des erreurs d'analyse

La fourchette d'incertitudes à 80 % d'une prévision peut aussi être déterminée en utilisant la matrice **A** des erreurs d'analyse (équation 2.9) calculée par le BLUE pour l'analyse des paramètres de forçage et de frottement du modèle. Lors de l'**étape 1** ou de l'**étape 2** d'assimilation de données, DAMP conserve l'écart-type d'erreur d'analyse σ^{a_i} associé à chaque paramètre i analysé.

80 % des valeurs d'une loi normale centrée réduite sont comprises dans une enveloppe d'amplitude 1.282 écart-type. En considérant que l'intervalle d'incertitudes d'une prévision analysée suit une forme gaussienne, on peut déterminer les quantiles 10 et 90 à partir de deux simulations Mascaret supplémentaires en retranchant et en ajoutant 1.282 σ^{a_i} à x^{a_i}. On obtient l'intervalle d'incertitudes à 80 % compris entre les courbes des quantiles 10 et 90 présenté dans la Figure 10 de l'article soumis à la revue Journal of Hydrology présenté dans le Chapitre 3.

4.2 De la prévision des crues à la prévision des inondations

Le SCHAPI a pour objectif de passer de la prévision ponctuelle des crues (une hauteur d'eau prévue à une station donnée) à la prévision cartographique des inondations (délimitation des zones qui seront potentiellement inondées). Les cartes de zones inondées potentielles, destinées dans un premier temps aux seuls gestionnaires de crise, leur donneront un aperçu immédiat des conséquences spatiales de la crue à venir et faciliteront leurs prises de décisions par anticipation. Des outils ont été développés pour faciliter la production de ces cartes à partir de données topographiques et hydrauliques.

4.2.1 La prévision des inondations

La prévision des crues est jusqu'ici ciblée sur des niveaux à des échelles de référence ou sur des débits, qui ont en soi une signification concrète pour une faible partie seulement des populations concernées. Le projet vise, sur la base des expérimentations déjà menées, à rendre opérationnelles la prévision et la diffusion des contours potentiels de la zone inondée. Ce type de carte a prouvé son utilité lors de la crue de mai 2013 (Figure 4.3). C'est un souhait exprimé par le public, les gestionnaires de crises et les RDI, pour pouvoir les superposer aux enjeux qu'ils auront identifiés.

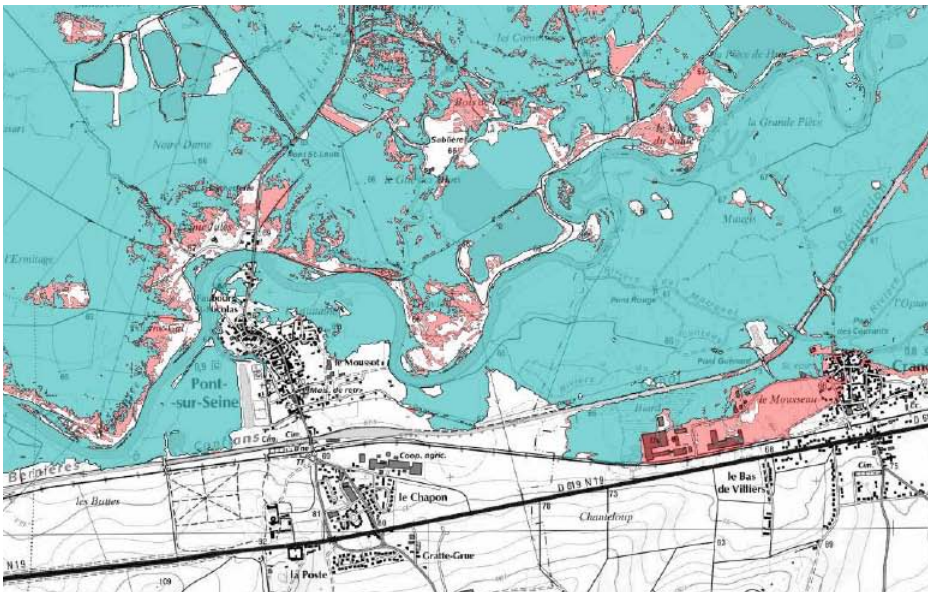


FIGURE 4.3 – Carte de zones inondées potentielles minimum (bleu) et maximum (incluant le rouge) à Pont-sur-Seine (en aval de Troyes) diffusée à titre expérimental le 10 mai 2013 pour un pic de crue prévu pour les 12 et 13 mai 2013, et utilisée sur le terrain par les acteurs de la gestion de crise.

Des expérimentations ont déjà été effectuées au sein des SPC et ont été concrétisées par exemple avec la production de cartes de zones inondées potentielles par le SPC SAMA sur le tronçon Marne Moyenne en 2014. Ces cartes ont été versées dans la base de données de la plate-forme VIGInond.

Pour la fin de l'année 2015, l'objectif défini par le SCHAPI est d'avoir une couverture nationale d'au moins 20 % des stations de prévision du réseau Vigicrues par au moins trois scénarios d'inondation en fonction de différentes classes de hauteurs d'eau. La programmation et le cadrage de cette production est réalisée par les SPC. Elle est définie avec les acteurs susceptibles d'avoir produit ou de faire produire des scénarios d'inondation relatifs à des hauteurs d'eau à une ou plusieurs stations hydrométriques. La production des cartes doit être engagée en priorité sur les secteurs des TRI où des données cartographiques existent déjà et sont susceptibles d'être réutilisées. Un état des lieux est ensuite nécessaire sur les autres secteurs à enjeux, pour définir avec les acteurs impliqués dans le risque inondation les données topographiques et hydrauliques disponibles. Un guide destiné aux SPC, apportant des éléments techniques pour la production de zones inondées pour la prévision des inondations, est en cours de finalisation. Les cartes produites doivent respecter un format de données précis et sont ensuite insérées dans la base de données de la plate-forme VIGInond. La visualisation des zones inondées insérées dans VIGInond se fera indépendamment de Vigicrues. Les utilisateurs autorisés auront à faire le lien entre les prévisions élaborées par le SPC et diffusées sur Vigicrues et les scénarios de zones inondées disponibles pour les stations concernées. Afin de permettre aux SPC d'engager la production en régie de ces données, l'outil CartoZI a été développé au sein de réseau Vigicrues.

4.2.2 Création d'une carte de zone inondée potentielle avec QGIS et CartoZI

L'outil CartoZI développé par P.A Hans du SPC Loire - Cher - Indre (Hans, 2012) pour le logiciel SIG (Système d'information Géographique) QGIS, permet la construction de zones inondées à travers l'utilisation de différents modules cartographiques de traitement de données topographiques, de calculs de zones inondées et de classes de hauteurs d'eau et enfin de traitement et de lissage des résultats. Il permet de simplifier la réalisation de cartes de zones inondées potentielles en croisant les résultats d'un modèle hydraulique 1D et de données topographiques et bathymétriques.

Les grandes étapes de la création d'une carte de zone inondée sont présentées et appliquées à l'agglomération châlonnaise en exploitant les résultats d'une simulation du modèle Mascaret MM de la façon suivante :

- Suite au calcul, un fichier de résultats contenant la cote de la surface de l'eau au niveau des 38 profils géoréférencés de l'agglomération (sur un linéaire d'environ 20 km) est crée. Ces cotes sont interpolées entre chaque profil tous les 2 m (ce paramètre est défini par l'utilisateur). Plus les profils seront distants les uns des autres, plus l'erreur liée à cette interpolation sera forte. Cette étape permet de générer un MNSE (Modèle Numérique de Surface en Eau) au format raster (Figures 5.11 et 5.12 de l'Annexe 2) ;

- La MNSE est alors comparée au MNT constitué de données issues d'un LIDAR et de profils bathymétriques pour le lit mineur de la Marne avec une résolution de 2 m (Figures 5.13 et 5.14 de l'Annexe 2). Les zones où l'altitude au sol est inférieure à la cote de la surface de l'eau sont alors considérées comme inondées. On obtient un raster de hauteurs brutes ;
- Ces hauteurs brutes sont divisées en cinq classes, entre 0 et 0.5, 0.5 et 1, 1 et 1.5, 1.5 et 2 m, et 2 m et plus (Figure 5.15 de l'Annexe 2). Le raster est lissé de manière vectorielle pour limiter la taille des fichiers en intégrant les polygones non représentatifs de par leur faible surface au polygone voisin ;
- Un masque de connectivité est enfin appliqué pour ne pas colorer les zones dans lesquelles l'eau n'a pas pu s'écouler comme une zone protégée par une digue (Figure 5.16 de l'Annexe 2) ;

La zone inondée est reportée sur la carte topographique 1/25000^{e} de l'IGN de Châlons-en-Champagne. On obtient alors la carte ci-dessous (Figure 4.4). La véracité de la carte de zone inondée obtenue à partir d'une modélisation 1D dépend fortement de la qualité de l'interpolation de la cote maximale calculée par Mascaret entre les profils pour le calcul de la MNSE. L'exploitation d'un modèle 2D permettrait de s'affranchir des incertitudes liées à cette approximation.

Il est à noter que l'outil CartoZI est aussi utilisé au CERFACS dans le cadre du projet TOSCA du CNES (Centre National d'Études Spatiales) dédié à l'utilisation des observations de la future mission SWOT.

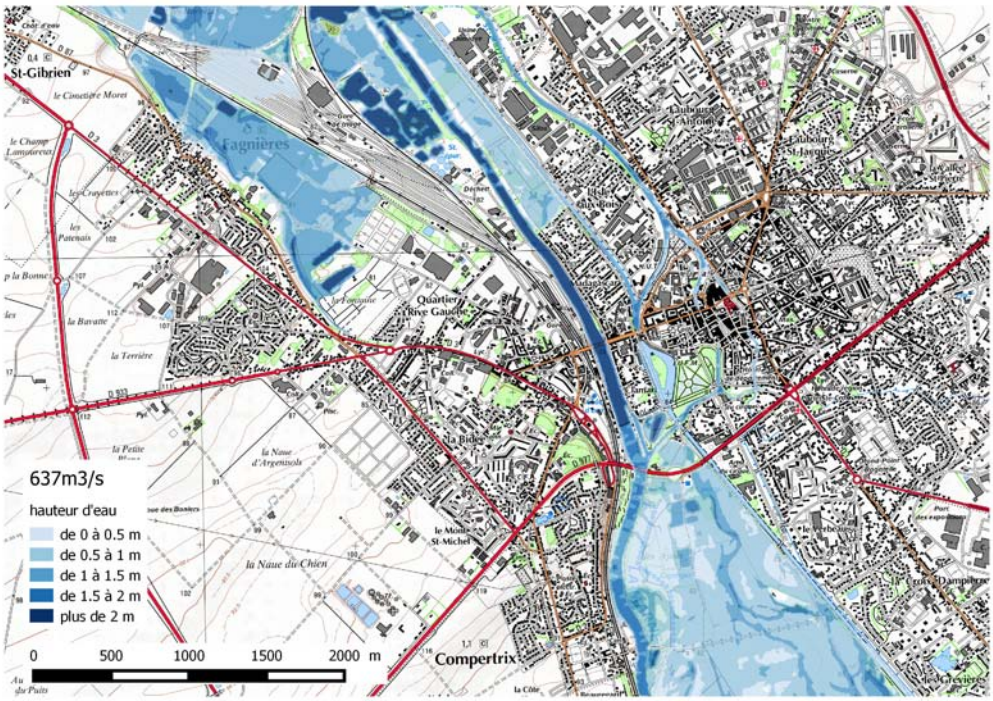


FIGURE 4.4 – Exemple de carte de zone inondée potentielle de l'agglomération châlonnaise réalisée avec CartoZI pour un débit simulé de 637 m^3/s.

4.3 Validation des travaux à partir de la crue d'avril 1983 avec le modèle MM

L'enchaînement des trois corrections est détaillé ici dans une configuration opérationnelle avec le modèle Marne Moyenne (MM) pour un événement de crue important à Châlons-en-Champagne, la crue d'avril 1983 pour laquelle le seuil de vigilance orange a nettement été franchi. En plus du test de l'enchaînement de la correction des forçages amont, des K_s et de l'état hydraulique, une fourchette d'incertitudes à 80 % sera calculée à partir de la méthode utilisant la matrice de covariance des erreurs d'analyse présentée dans le Partie 4.1.2. On analysera les résultats des modèles sans et avec assimilation de données en comparant les limnigrammes simulés et observés à la station de Châlons-en-Champagne, mais aussi en comparant les champs d'inondation modélisés aux photos aériennes de l'agglomération châlonnaise prises à l'époque.

4.3.1 Présentation du scénario

La crue de 1983 sur le tronçon Marne Moyenne n'est pas l'événement de crue connu le plus important : on a atteint 4.85 m à l'échelle de Châlons-en-Champagne en 1983 pour 5.13 m en 1955 et 5.42 m en 1910. Mais cet événement est relativement bien documenté : on dispose de chroniques de hauteurs d'eau et de débits aux stations de Frignicourt, Vitry-en-Perthois (conditions limites amont du modèle MM) et de Châlons-en-Champagne mais pas aux stations de La Chaussée et de Damery.

On se place ici en configuration opérationnelle le 13 avril 1983 à 7h (heure d'hiver), horaire supputé de prise de poste du prévisionniste en cas de crue importante. À cet instant, la hauteur relevée par le capteur à l'échelle limnimétrique de Châlons-en-Champagne est de 4.70 m. Les seuils de vigilance jaune et orange (respectivement 3.3 et 4.5 m) ont été franchis (Figure 4.5). Les temps de propagation moyens sont connus via l'historique. Le prévisionniste suppose que le pic de crue ne devrait pas tarder à arriver. Il sait aussi depuis les crues de 1910 et 1955 qu'à partir de 5.2 m (seuil de vigilance rouge à Châlons-en-Champagne), le canal latéral à la Marne est potentiellement submergé et que 60 hectares de zone urbanisée sont inondés.

Le prévisionniste souhaite donc disposer de la prévision à $+24h$ à Châlons-en-Champagne du modèle MM avec et sans assimilation de données pour essayer d'anticiper un éventuel dépassement du seuil rouge.

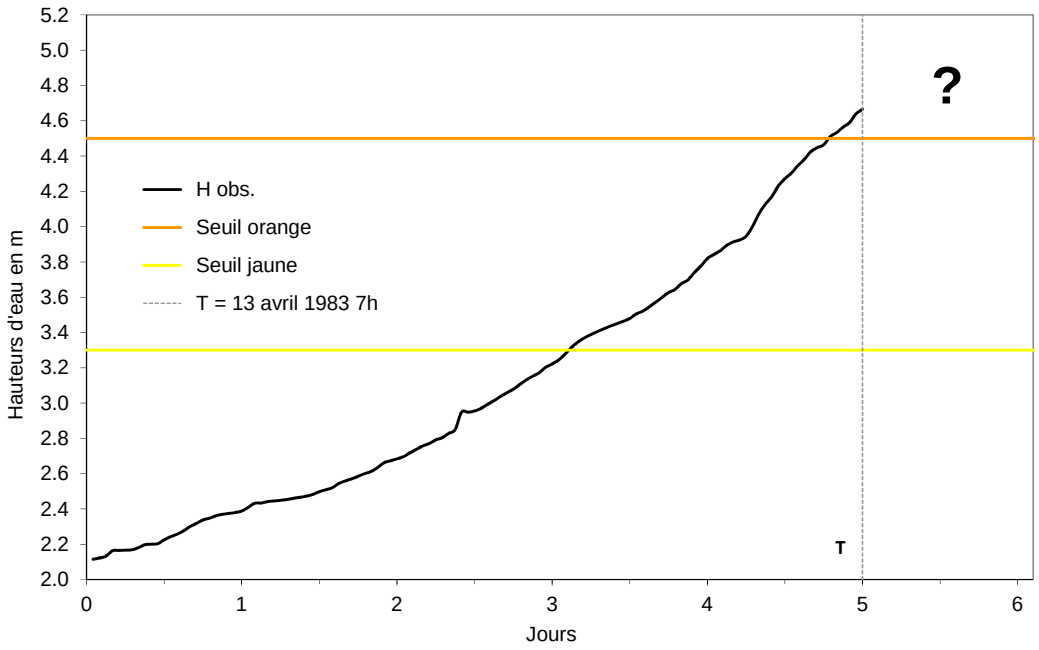


FIGURE 4.5 – Hauteurs d'eau observées à Châlons-en-Champagne lors de l'épisode de crue d'avril 1983 ; le prévisionniste veut connaître la hauteur prévue à partir de l'instant T le 13 avril 1983 à $7h$.

4.3.2 Enchaînement de la correction des forçages amont, des Ks et de l'état hydraulique par assimilation de données

Étape 1 : correction des forçages amont

La station de Vitry-en-Perthois intègre les apports intermédiaires du modèle en multipliant ses débits par le coefficient A_{MM} égal à 1.2 déterminé lors de la phase de calage. On souhaite dans l'**étape 1** faire varier la prise en compte des apports en affectant un coefficient multiplicatif a à $Q_{Vitry} * 1.2$ où Q_{Vitry} représente les débits observés à la station de Vitry-en-Perthois. Le paramètre a sera contrôlé en assimilant les débits observés à Châlons-en-Champagne durant les $12h$ précédant l'instant de prévision (temps de base, T). À un instant t, l'hydrogramme corrigé de Vitry-en-Perthois $\tilde{Q_{Vitry}}(t) * 1.2$ est calculé de la façon suivante :

$$\tilde{Q_{Vitry}}(t) * 1.2 = a^a * (Q_{Vitry}(t) * 1.2) \quad , \tag{4.1}$$

avec a^a le coefficient multiplicatif analysé par assimilation de données. Au vu du caractère exceptionnel de cette crue, un écart-type d'erreur d'observation σ^o spécifique à cette événement a été calculé pour les débits observés à Châlons-en-Champagne. Il a été fixé à 22.1 m^3/s de la façon suivante : l'écart-type d'erreur d'observation de la hauteur

d'eau a été estimé à 0.025 m pour la station de Mussey. En supposant que l'écart-type soit du même ordre à Châlons-en-Champagne, on peut estimer que la hauteur d'eau moyenne observée entre $T-12h$ et T (4.489 m) est comprise entre 4.464 et 4.514 m, soit en débits entre 574.29 et 588.49 m^3/s. La courbe de tarage est une régression linéaire passant au plus près des jaugeages. Le logiciel utilisé pour la gestion des courbes calcule une précision en % pour chacune des portions de la courbe. Elle est pour la station de Châlons-en-Champagne de 2.58 %. En ajoutant une erreur liée à la courbe de tarage de 2.58 %, on obtient pour une hauteur moyenne de 4.489 m un débit compris entre 559.48 m^3/s et 603.67 m^3/s, soit pour une écart-type d'erreur d'observation en hauteur de 0.025 m, un écart-type d'erreur d'observation en débit de 22.1 m^3/s. L'écart-type d'erreur d'ébauche (σ^b) a été fixé à 0.08. Les paramètres relatifs à la correction du forçage amont par assimilation de données du modèle MM sont regroupés dans le Tableau 4.1 ci-dessous.

Forçage corrigé	Paramètre corrigé	Valeur de a^b	Valeur de la perturbation	σ^b	Donnée assimilée	σ^o
$Q_{Vitry} * 1.2$	a	1	1.05	0.08	Q Châlons	22.1

TABLE 4.1 – Paramètres appliqués pour la correction des forçages amont (**étape 1**) du modèle MM pour la crue d'avril 1983.

L'hydrogramme analysé à Châlons-en-Champagne à l'issue de l'**étape 1** est obtenu à partir de trois simulations Mascaret :

- La première, la simulation d'ébauche, permet de calculer les débits modélisés à Châlons-en-Champagne. Le paramètre d'ébauche a^b est alors égal à 1. Ces derniers sont comparés aux débits observés, assimilés entre $T-12h$ et T afin de calculer le vecteur d'innovation d.
- Un second calcul est réalisé avec un paramètre a perturbé pour déterminer la modification du débit engendrée à Châlons-en-Champagne par la modification de a et ainsi calculer $\mathbf{G}$ par différence finie. En connaissant les matrices de covariance des erreurs d'ébauche ($\mathbf{B}$), d'observations ($\mathbf{R}$) et l'opérateur $\mathbf{G}$, la matrice de gain de Kalman $\mathbf{K}$ est déterminée (équation 2.5 du BLUE). Le paramètre analysé a^a est obtenu via la formule suivante : $a^a = a^b + \mathbf{K}d$.
- On obtient les débits simulés et prévus corrigés par assimilation de données à Châlons-en-Champagne à partir d'une troisième simulation en forçant le modèle par un hydrogramme amont à Vitry-en-Perthois multiplié par le paramètre analysé a^a.

Étape 2 : correction des K_s

En raison de l'absence de données à la station de La Chaussée, le modèle MM a été simplifié : les portions 1, 2 et 3 du bief 2 ont été fusionnées (des Ks locaux étaient affectés sur 3 km au droit de la station (*cf* Tableau 1.6). Dans l'**étape 2**, les hauteurs observées à la station de Châlons-en-Champagne sont assimilées pour corriger simultanément les Ks des lits mineurs et majeurs de la portion 1 du bief 2 en utilisant

en guise d'ébauche la simulation avec le paramètre analysé a^a déterminé lors de l'**étape 1**. Les paramètres relatifs à la correction des Ks par assimilation de données pour le modèle MM sont regroupés dans le Tableau 4.2 ci-dessous.

Bief 2	Ks^b		σ^b		Valeur seuil Ks^a				dKs		Donnée assimilée	σ^o
	m	**n**	**m**	**n**	**m** min	**m** max	**n** min	**n** max	**m**	**n**		
Portion 1	30	13	3	2	25	35	8	18	-2	-2	Q Châlons	0.025

TABLE 4.2 – Paramètres appliqués pour la correction des Ks par assimilation de données (**étape 2**) du modèle MM pour la crue d'avril 1983.

Le limnigramme analysé à Châlons-en-Champagne à l'issu de l'**étape 2** est obtenu à partir de quatre simulations Mascaret :

- La simulation d'ébauche de l'**étape 2** est réalisée avec l'hydrogramme de Vitry-en-Perthois multiplié par le paramètre a^a issu de l'**étape 1** et avec des paramètres d'ébauche $\mathbf{m}^b$ et $\mathbf{n}^b$ respectivement égaux à 30 et 13. Les hauteurs d'eau simulées sont comparées à celles observées, assimilées entre $T-12h$ et T, afin de calculer le vecteur d'innovation d.
- Deux calculs sont effectués avec des dKs de -2, un pour **m** et un pour **n** afin de déterminer la modification de la hauteur d'eau engendrée à Châlons-en-Champagne par la modification des Ks et ainsi calculer **G** par différence finie. En connaissant les matrices de covariance des erreurs d'ébauche (**B**), d'observations (**R**) et l'opérateur **G**, la matrice de gain **K** est déterminée (équation 2.5 du BLUE). Les Ks analysés $\mathbf{m}^a$ et $\mathbf{n}^a$ sont obtenus via les formules suivantes : $\mathbf{m}^a = \mathbf{m}^b + \mathbf{K}d$ et $\mathbf{n}^a = \mathbf{n}^b + \mathbf{K}d$.
- On obtient les hauteurs simulées et prévues à partir d'une troisième simulation en utilisant les paramètres analysés a^a, $\mathbf{m}^a$ et $\mathbf{n}^a$, sur la période de réanalyse et la période de prévision.

Étape 3 : correction de l'état hydraulique

Lors de la dernière crue, un prévisionniste du SPC SAMA a fait la remarque suivante : « je ne fais pas trop confiance au modèle avec assimilation de données car la simulation n'est pas égale à la dernière observation ». Afin de forcer le faisceau prévu par l'enchaînement de l'**étape 1** et de l'**étape 2** à se rapprocher des dernières observations, l'**étape 3** qui consiste à corriger l'état hydraulique a été ajoutée. L'état hydraulique (hauteurs d'eau et débits) est corrigé au niveau de la station de Châlons-en-Champagne. Cette correction est effectuée à la fin de l'**étape 2** à partir de l'assimilation des hauteurs observées à Châlons-en-Champagne et est répartie de part et d'autre du profil au droit de la station, 2000 m en amont et 5000 m en aval. Les hauteurs sont assimilées sur les douze dernières heures pour que la correction soit progressive entre $T-12h$ et T. Cette dernière permet à T d'avoir un état simulé proche de celui observé au niveau de la station. Cet état analysé est stocké et pourrait être réutilisé pour une prochaine simulation en cas de cyclage de l'analyse ce qui n'est pas le cas ici en condition opérationnelle. Cette

correction améliore les prévisions à court terme et permet d'avoir une continuité visuelle à plus ou moins σ^o entre la dernière observation et la première prévision. L'écart-type d'erreur d'ébauche σ^b au point d'observation a été fixé à 0.1 m. L'incrément analysé en hauteurs est reporté en débits via la courbe de tarage de Châlons-en-Champagne qui est renseignée dans le fichier ParamètresMascaretAssim.cas.

La simulation débute à $T-5j$ avec une condition initiale proche de l'état observé. On comprend ici l'intérêt de la période d'ajustement de modèle, comprise entre le début de la simulation et la fenêtre d'assimilation, qui permet de s'affranchir de l'effet de la condition initiale. En opérationnel, le prévisionniste ne recalculera pas une condition initiale pour chaque simulation mais en choisira une parmi trois préalablement calculées selon si on est en condition de basses-eaux, moyennes-eaux ou hautes-eaux. Les observations sont assimilées entre $T-12h$ et T. On applique les paramètres analysés entre $T-5j$ et T ainsi que sur la période de prévision entre T et $T+24h$.

4.3.3 Résultats

On obtient les résultats suivants (Figures 4.6 et 4.7) : la courbe noire représente les hauteurs d'eau observées, la bleue la simulation brute qui sous-estime à T la hauteur modélisée, en rouge la simulation obtenue suite à l'**étape 1** et en vert foncé celle obtenue avec l'enchaînement de l'**étape 1** et de l'**étape 2**, enfin en vert clair celle obtenue avec l'enchaînement des 3 étapes. Les Figures 4.6 et 4.7 ne résultent pas d'un cyclage de la correction, on se focalise ici à un temps de base (à T, le 13 avril 1983 à 7h).

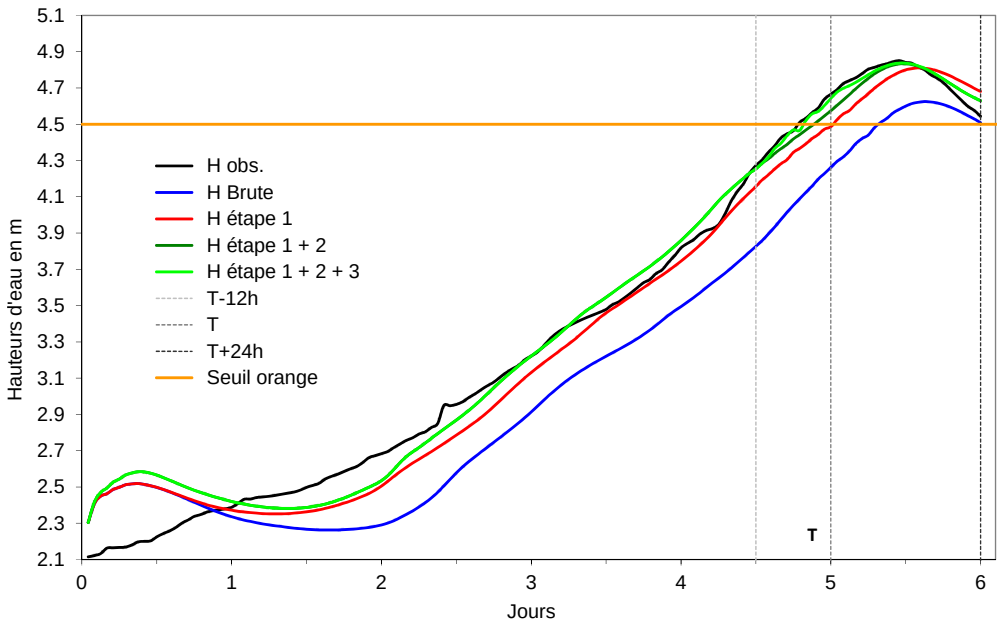


FIGURE 4.6 – Limnigramme observé et prévu à Châlons-en-Champagne le 13 avril 1983 à $7h$.

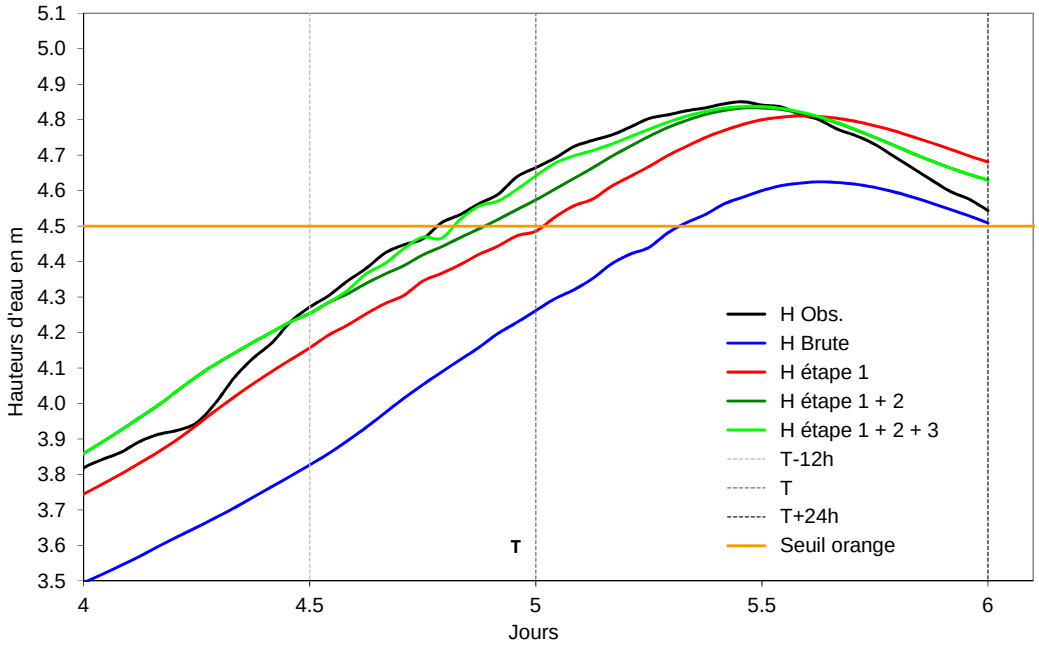


FIGURE 4.7 – Limnigramme observé et prévu à Châlons-en-Champagne entre le 12 et le 14 avril 1983 à $7h$ (zoom sur les jours 4 et 5 de la Figure 4.6).

Lors de l'**étape 1**, un coefficient multiplicatif analysé a^a de 1.2297 est calculé et appliqué aux débits de la station de Vitry-en-Perthois, on obtient la courbe rouge. L'**étape 2** utilise en guise d'ébauche le débit de Vitry-en-Perthois multiplié par a^a pour corriger **m** et **n** de la portion 1 du bief 2 en amont de Châlons-en-Champagne afin d'accélérer ou de ralentir l'onde de crue et au final réduire les écarts entre les hauteurs simulées et observées. On obtient un incrément de 0.2785 pour **m** et 3.5067 pour **n** soit des Ks analysés $\mathbf{m}^a$ et $\mathbf{n}^a$ égaux respectivement à 30.2785 et 16.5067. Les Ks sont augmentés, le frottement diminue, l'onde de crue est accélérée. L'incrément d'analyse de **m** est faible car en hautes-eaux, une augmentation de **m** n'accélère plus la dynamique de la crue, elle a même tendance à ralentir l'onde de crue (*cf* Partie 3.3.1). L'incrément est toutefois positif mais l'erreur d'analyse (équation 2.9) calculée pour ce paramètre est élevée. On obtient avec les paramètres analysés a^a, $\mathbf{m}^a$ et $\mathbf{m}^a$, la courbe vert foncée. Le pic de crue est correctement prévu mais l'onde de crue est encore légèrement en retard. Il faudrait augmenter les écarts-types d'erreur d'ébauche (σ^b) de **n** pour obtenir un incrément plus élevé mais on atteindrait rapidement la valeur seuil de +5. De plus, l'écart-type d'erreur d'ébauche est a priori correct, sa valeur a été approchée lors de la phase de calage. Ce retard peut-être expliqué par les erreurs de non-linéarités : d'après la Figure 3.11, une perturbation de **n** de -2 engendre dans cette gamme de débits (et de hauteurs d'eau) un retard de $4h$ ($-4h$). L'onde de crue doit être accélérée d'environ

6h ($+6h$) pour coller parfaitement aux observations. On peut donc en déduire que si la réponse à la perturbation est parfaitement linéaire un incrément d'analyse de +3 accélérera l'onde de crue de 6h ($+6h$). Or un incrément de +3 engendre en fait une accélération de 4h ($+4h$) d'après la Figure 3.11, ce qui peut expliquer la sous-correction du paramètre **n**. Pour obtenir une accélération de 6h ($+6h$), il faut en fait un incrément de +6, valeur de toute façon supérieure au seuil. On peut constater d'après la Figure 4.6 que l'erreur liée à la condition initiale du modèle s'affranchit à partir du jour 2 où la hauteur d'eau simulée commence à croître à Châlons-en-Champagne.

L'**étape 3** de correction de l'état hydraulique impacte les prévisions à court terme, à T une différence de 0.02 m subsiste, ce qui est négligeable. Au bout de $12h$, les courbes vert claires et foncées se confondent de nouveau.

4.3.4 Quantification des incertitudes

Deux méthodes ont été développées dans le Partie 4.1 pour estimer une fourchette d'incertitudes à 80 % sur les valeurs prévues par les modèles Mascaret. La méthode utilisant des abaques calculés *a posteriori* présentée dans la Partie 4.1.1 ne peut pas être utilisée pour la crue d'avril 1983 car il n'y a pas de crue comparable dans l'échantillon de crues de validation ayant servi à la création des abaques. On appliquera la méthode utilisant la matrice de covariance des erreurs d'analyse **A** présentée dans la Partie 4.1.2 pour quantifier la fourchette d'incertitudes à 80 % de la hauteur prévue par le modèle MM avec assimilation de données à Châlons-en-Champagne. On considère que l'intervalle d'incertitudes de la prévision analysée suit une loi normale centrée réduite pour laquelle 80 % des valeurs sont comprises dans une enveloppe d'amplitude 1.282 écart-type. On a calculé à partir des matrices de covariance des erreurs d'analyses calculées par le BLUE, les fourchettes hautes et basses à partir d'une composition de simulation avec plus ou moins $1.282\sigma^a$ pour les paramètres a, **m** et **n**, présentés dans le Tableau 4.3 ci-dessous.

Paramètre	x^b	x^a	σ^a	1.287*σ^a	x^a- 1.287*σ^a	x^a+ 1.287*σ^a
a	1	1.2297	0.0239	0.0307	1.1989	1.2604
m	30	30.2785	1.7402	2.2310	28.0474	32.5095
n	13	16.5067	0.2701	0.3462	16.1604	16.8529

TABLE 4.3 – Erreurs d'analyses obtenues pour les paramètres a, **m** et **n**.

La fourchette d'incertitudes a été calculée à partir de simulations Mascaret où on corrige l'état hydraulique (avec le mot-clé CTL_WATERLINE), dans lesquelles l'hydrogramme de Vitry-en-Perthois a été multiplié par 1.1989 ou 1.2604 et les Ks **m** et **n** modifiés à la main dans le fichier ParamètresMascaret.cas. La composition des simulations est la suivante (Tableau 4.4) :

	Fourchette	a	**m**	**n**
Étape 1	basse	1.1989	30	13
	haute	1.2604	30	13
Étapes 1 + 2 **Étapes 1 + 2 + 3**	basse-min.	1.1989	32.5095	16.1604
	basse-max.	1.1989	28.0474	16.8529
	haute-min.	1.2604	32.5095	16.1604
	haute-max.	1.2604	280474	16.8529

TABLE 4.4 – Composition des différentes simulations pour le calcul de la fourchette d'incertitudes à 80 %.

On obtient les intervalles d'incertitudes à 80 % suivants (Figure 4.8) : en pointillés rouges pour l'**étape 1**, en pointillés vert foncé pour l'**étapes 1 + 2** et en pointillés vert clair pour l'**étapes 1 + 2 + 3**.

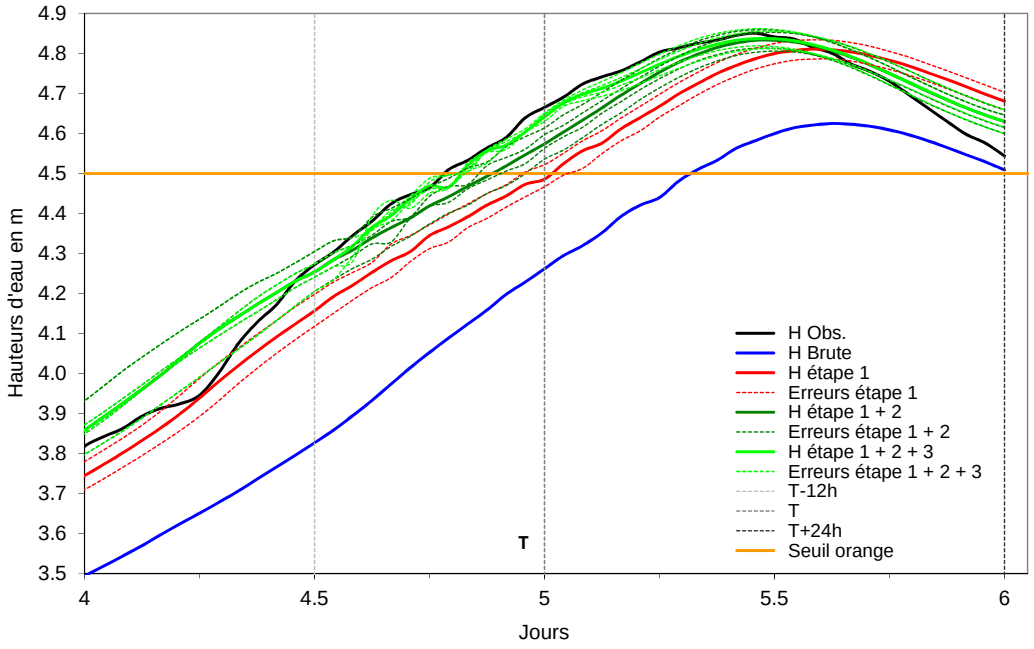


FIGURE 4.8 – Hauteurs prévues à Châlons-en-Champagne entre le 13 et le 14 avril 1983 à $7h$ suite à l'**étape 1** (en rouge), à l'enchaînement de l'**étape 1** et de l'**étape 2** (en vert foncé) et des trois corrections (en vert clair) accompagnés de leurs faisceaux d'incertitudes respectifs (en pointillés).

En retenant les valeurs extrêmes des quatre faisceaux en pointillés verts clairs on obtient l'intervalle de confiance à 80 % bas et haut sur le Figure 4.9. La hauteur d'eau prévue est encadrée par un intervalle croissant de 0.02 m à T à 0.06 m à T+24h. La hauteur d'eau observée n'est pas comprise dans cet intervalle durant les six premières

et dernières heures. En terme de m^3/s, le débit prévu est encadré par un intervalle de plus ou moins 8 m^3/s. La prévision est excellente mais l'intervalle d'incertitudes semble réduit. Le prévisionniste devra interpréter cette faible fourchette d'incertitude avec prudence car on ne contrôle ici que les paramètres de forçage et de frottement en faisant de surcroît l'hypothèse que les erreurs suivent un loi gaussienne.

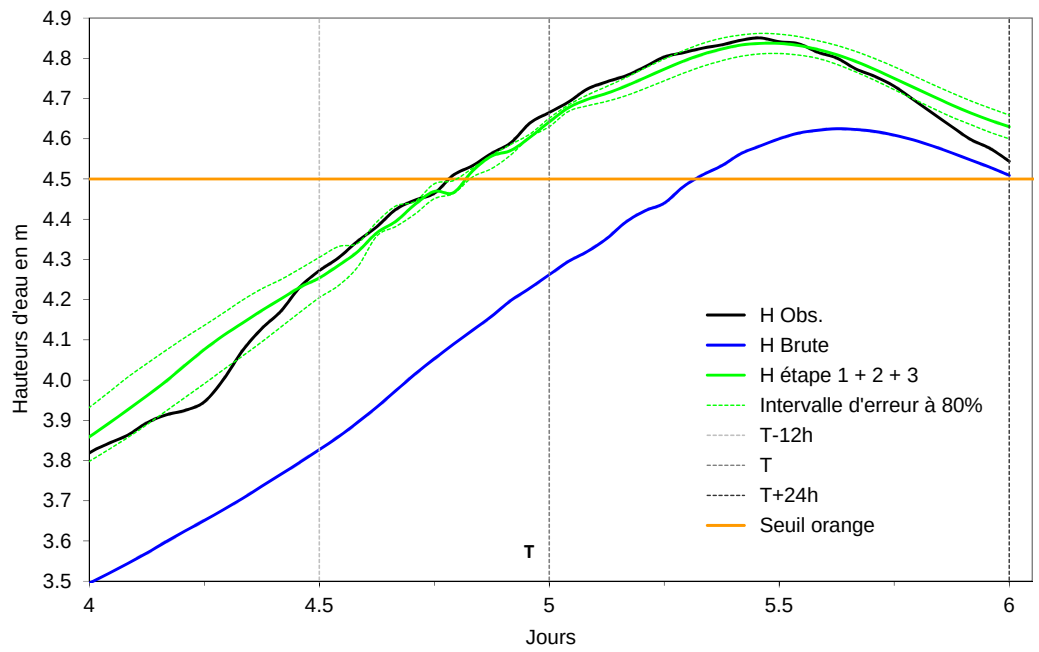


FIGURE 4.9 – Hauteurs prévues à Châlons-en-Champagne entre le 13 et le 14 avril 1983 à $7h$ suite à l'enchaînement des trois corrections accompagné de son intervalle d'incertitudes à 80 % calculé à partir de la matrice de covariance des erreurs d'analyses $\mathbf{A}$.

La méthode de quantification doit peut-être être modifiée en retranchant ou en ajoutant deux σ^a pour élargir la fourchette d'incertitude. Les valeurs des écarts-types d'erreurs d'ébauche σ^b du paramètre a et des Ks doivent peut-être aussi être réévaluées. Dans le cadre de l'enchaînement de l'**étape 1** et de l'**étape 2**, il est toutefois délicat de déterminer si c'est plutôt la quantification des apports ou bien les coefficients de rugosité qui engendrent les écarts entre les valeurs simulées et observées.

4.3.5 Prévision des inondations

Nous avons pu voir qu'à partir du logiciel QGIS et de l'extension CartoZI, il était possible de construire le champ d'inondation d'une ligne d'eau simulée par un modèle hydraulique. Nous allons donc construire les champs d'inondation correspondant aux pics de crue prévus par le modèle Mascaret MM avec et sans assimilation de données pour l'agglomération châlonnaise et les comparer à des photos aériennes prises à l'époque.

On obtient pour les pics de crue simulés par le modèle brut (4.63 m soit 637 m^3/s) et avec l'enchaînement des 3 corrections (4.84 m soit 699 m^3/s) les cartes ci-après (Figures 4.10 et 4.11), la station de Châlons-en-Champagne étant représentée par un point bleu. Des photos aériennes ont été réalisées dans la vallée de la Marne (Figures 4.12 et 4.13), à priori le 14/04/1983 au lendemain du pic de crue observé à Châlons-en-Champagne (la date et l'heure des prises de vue ont été perdues). Afin de comparer les champs d'inondation simulés à celui observé, des points de repère violets (en amont), verts (en rive gauche) et jaunes (en rive droite) ont été dessinés sur les cartes et leurs correspondances repérées sur les photos. On constate que les deux champs modélisés sont comparables à la zone inondée observée sur les photos. Les digues et le canal protègent la ville en rive droite. Sans le masque, les quartiers Verbeau, Madagascar et Isleaux-Bois ont les pieds dans l'eau. Le masque a été appliqué car on sait qu'en deçà de 5.2 m à la station de Châlons, la rive droite est théoriquement protégée. Le chemin de fer protège en grande partie la rive gauche, sauf à l'aval de l'agglomération où la cote maximale de l'eau modélisée atteint 81.20 m au niveau de la gare de triage alors que la voie de chemin de fer a une altitude de 80.90 m d'où la tâche bleue ciel sur la voie, aucun masque de connectivité n'a donc été appliqué. La rive gauche en contrebas de la commune de Fagnières est donc inondée comme on peut le vérifier sur les photos.

On observe peu de différences entre la carte simulée pour un pic de crue à 4.63 et celle à 4.84 m par respectivement le modèle brut et le modèle avec assimilation de données. On remarque juste que la Figure 4.11 est plus foncée car on a 20 cm d'eau en plus au droit de la station de Châlons-en-Champagne. Au niveau de l'extension du champ d'inondation, les deux simulations sont comparables. On peut conclure que la carte calculée à partir de la simulation Mascaret brute (sous-évaluée de 20 cm à la station de Châlons-en-Champagne) illustre aussi bien le champ d'inondation observé lors de la crue d'avril 1983 que la carte calculée par la simulation avec assimilation de données. L'écart pourtant effectif de 20 cm à la station de Châlons-en-Champagne entre les deux simulations est noyé dans les incertitudes et les approximations liées aux données LIDAR et à la méthode d'interpolation de la cote maximale calculée par Mascaret entre les profils pour le calcul de la MNSE ainsi qu'à la division en tranches de 50 cm de la hauteur d'eau. Une différence de 20 cm à l'échelle de Châlons-en-Champagne n'entraîne pas une forte variation de la surface inondée, du moins pour cette gamme de hauteur d'eau. On peut imaginer qu'une différence de 20 cm pour des hauteurs d'eau supérieures à 5.2 m impactera fortement la surface en eau, surtout en rive droite du canal.

La réalisation de ces deux cartes centrées sur l'agglomération châlonnaise a demandé une quarantaine de minutes (essentiellement du temps de calcul). En comptant les quelques minutes de calcul de DAMP, il est possible en opérationnel de réaliser une prévision avec assimilation de données ainsi que sa carte de champ d'inondation correspondante en moins de trente minutes. Toutefois, la différence de 0.2 m entre la simulation brute et avec l'enchaînement des 3 corrections à la station de Châlons-en-Champagne est subtile au vu des champs d'inondation pour l'agglomération, sauf en cas de submersion des digues et du canal. L'enchaînement dynamique et automatique de la création de ce type de carte après la simulation avec assimilation de données est possible

mais pas forcément utile si des cartes de champs d'inondation ont déjà été réalisées *a posteriori* pour des classes de hauteurs d'eau assez fines.

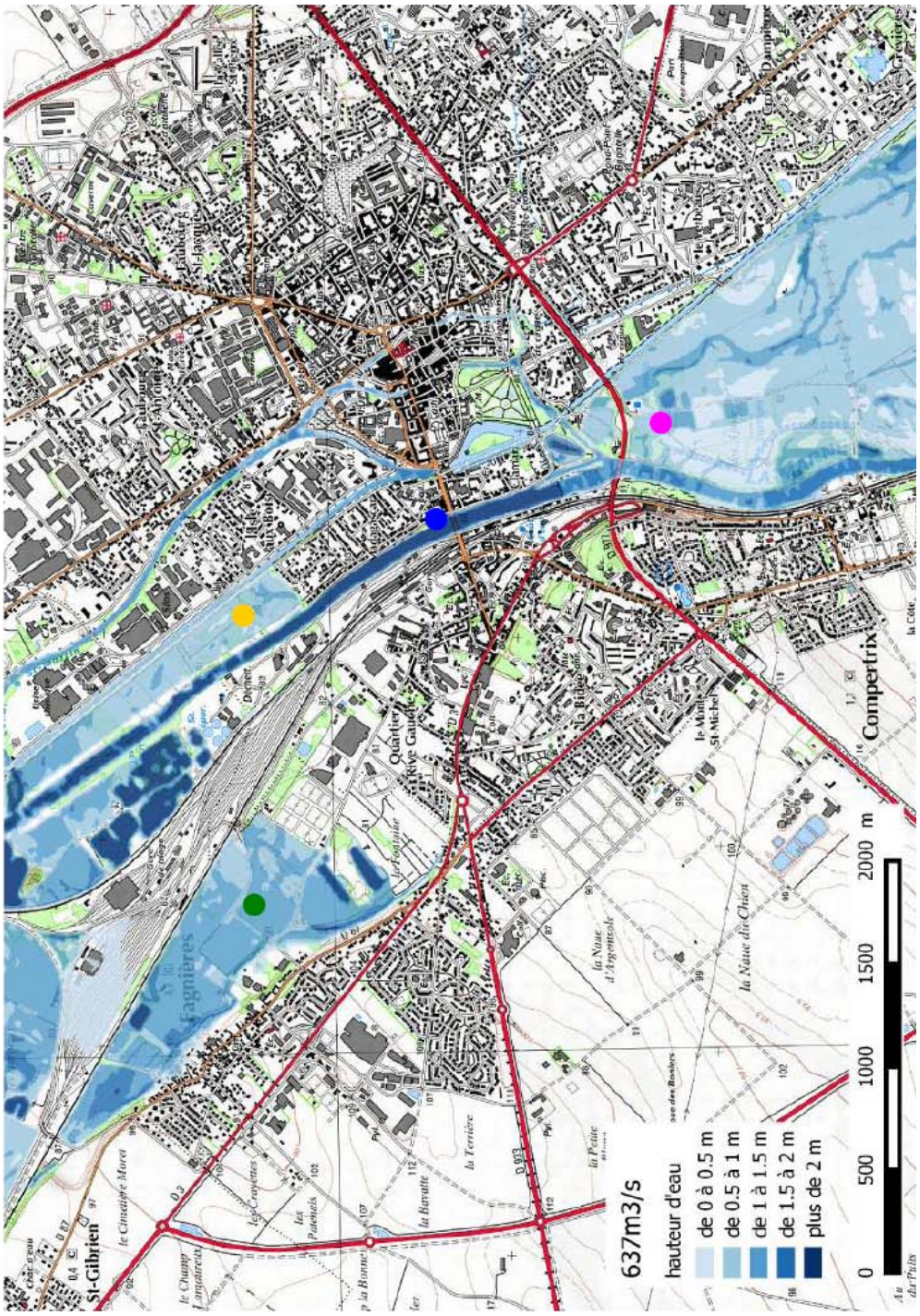


FIGURE 4.10 – Zones potentiellement inondées au pic de crue le 13/04/1983 à 21h par le modèle brut.

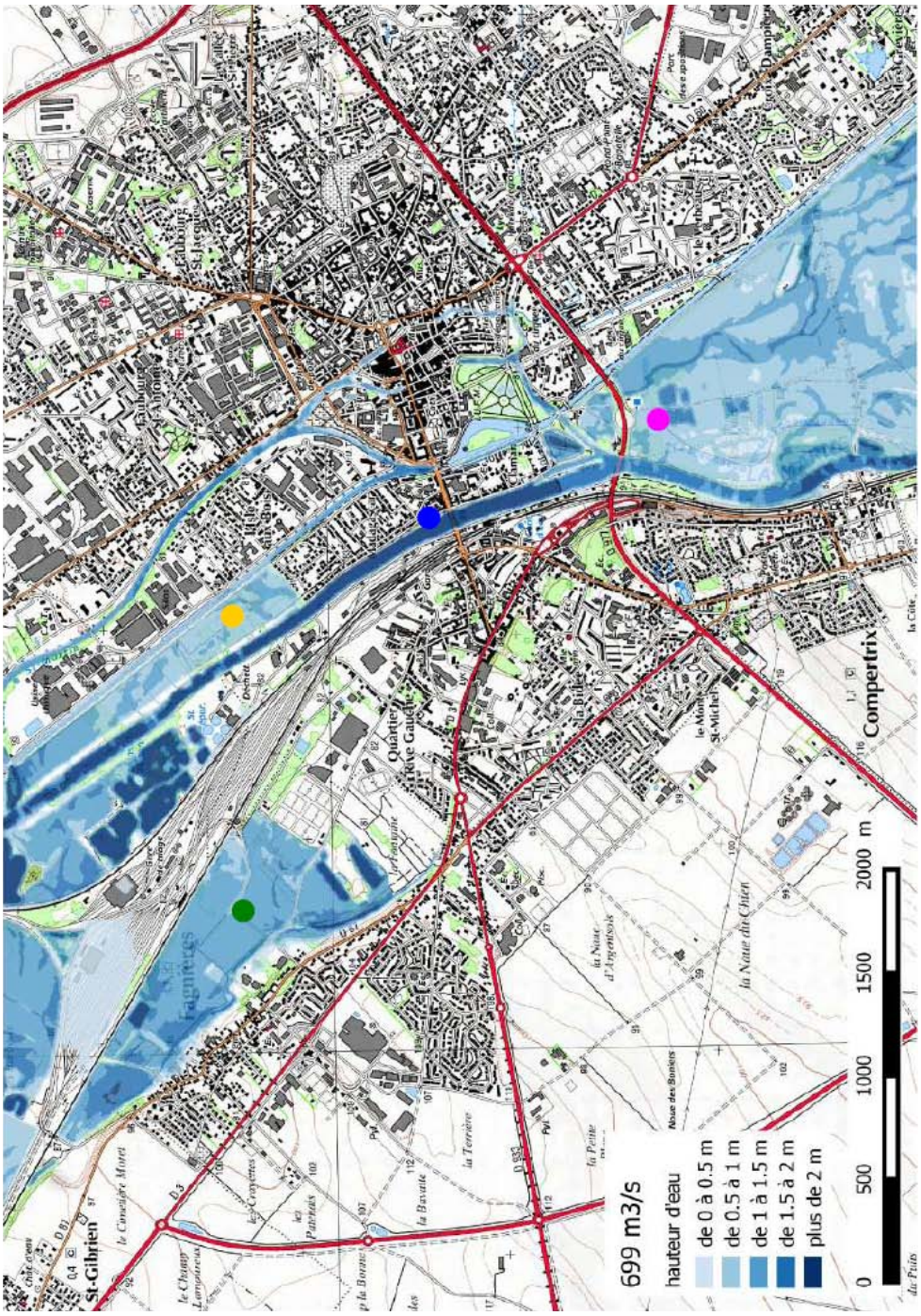


FIGURE 4.11 – Zones potentiellement inondées au pic de crue le 13/04/1983 à 21h par le modèle avec assimilation de données.

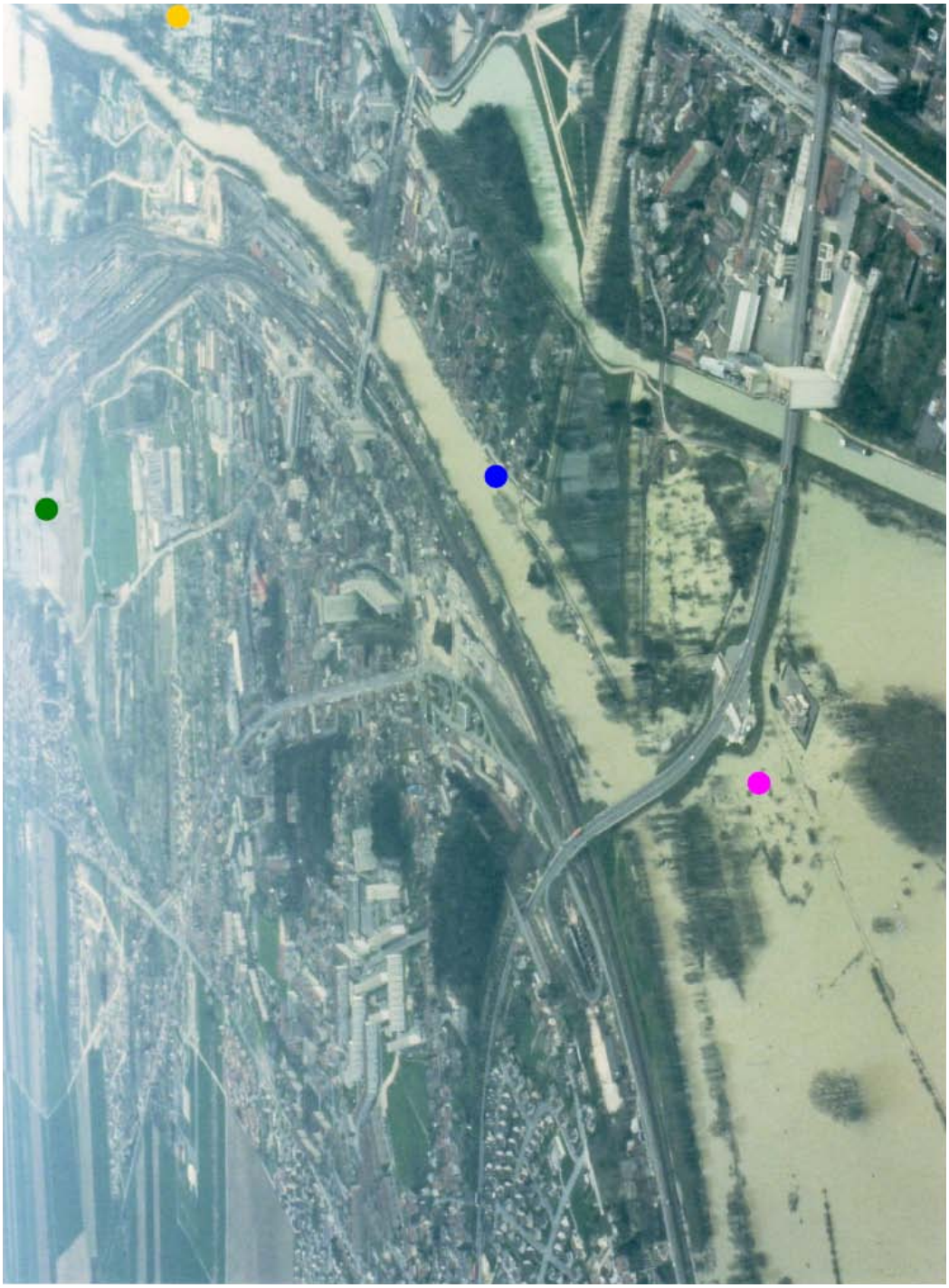


FIGURE 4.12 – Photographie aérienne de l'amont de Châlons en avril 1983.

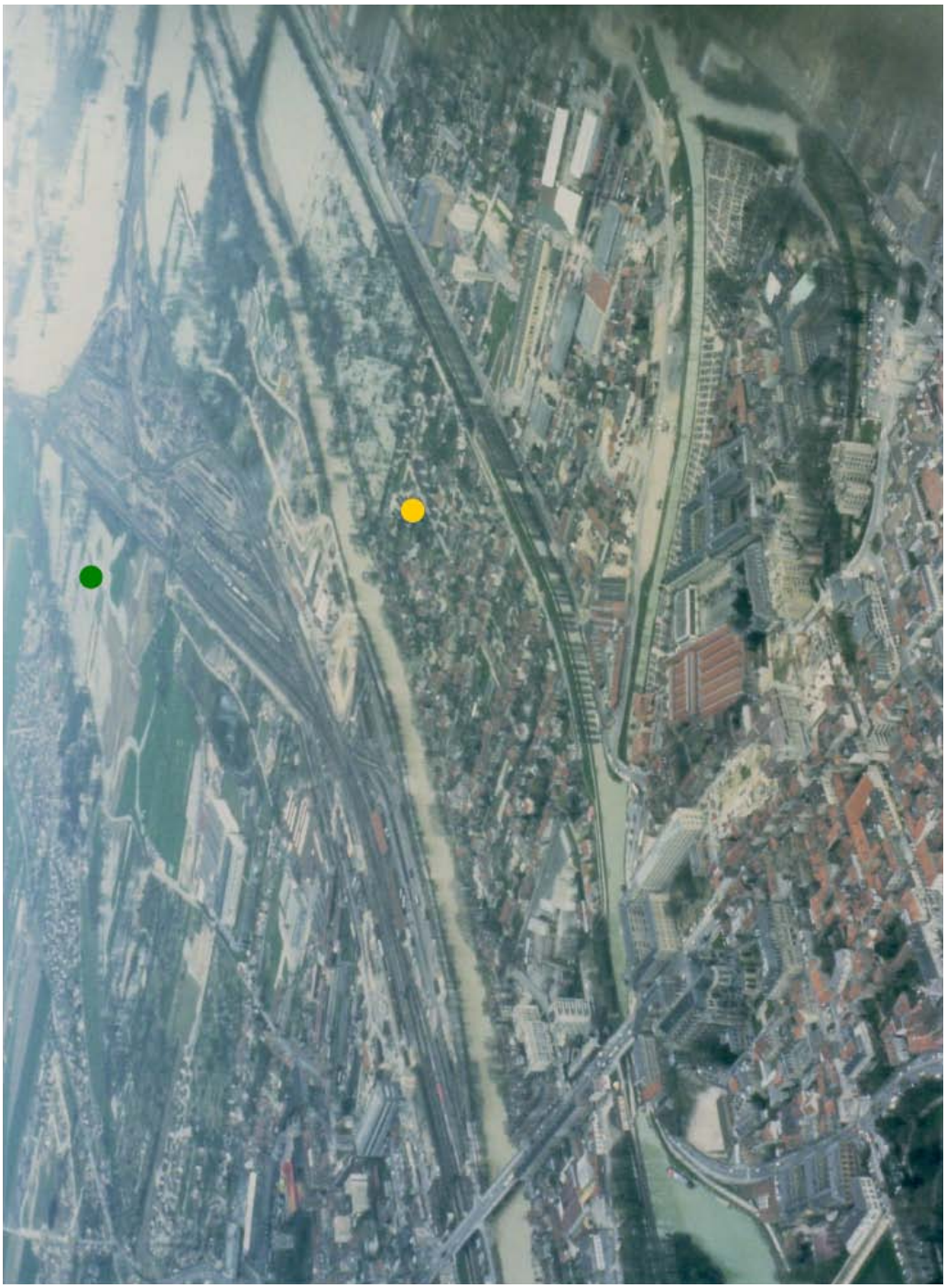


FIGURE 4.13 – Photographie aérienne de l'aval de Châlons en avril 1983.

Chapitre 5

Application opérationnelle

Sommaire

5.1 Au SPC SAMA 154
5.1.1 La maquette DAMP et l'outil opérationnel TOAD 154
5.1.2 Le modèle Marne Amont Global avec assimilation de données . 156
5.1.3 Le modèle Marne Moyenne avec assimilation de données 159
5.1.4 L'enchaînement GRP - Mascaret 161
5.2 Au SCHAPI avec la Plate-forme Opérationnelle de Modélisation (POM) 165
5.3 Perspectives d'évolution 168
5.3.1 De la maquette DAMP 168
5.3.2 De la prévision des crues au SCHAPI 168
5.3.3 De la prévision des crues au SPC SAMA 169

Une des volontés de la DREAL, lorsqu'elle s'est engagée à financer cette thèse, était de mettre rapidement ces travaux en pratique en opérationnel au sein du SPC. Les modèles MAG et MM avec assimilation de données ont été intégrés à la chaîne opérationnel du SPC, respectivement en décembre 2013 et en janvier 2015, avec l'outil TOAD et plus récemment au sein de la chaîne opérationnelle du SCHAPI durant l'été 2015 via la POM. Des travaux complémentaires comme l'enchaînement des modèles GRP et Mascaret ainsi que l'estimation des incertitudes de prévision ont aussi fait l'objet d'une application opérationnelle.

5.1 Au SPC SAMA

5.1.1 La maquette DAMP et l'outil opérationnel TOAD

La maquette DAMP est fournie au SPC sous forme d'une machine virtuelle Linux. Une machine virtuelle peut contenir un logiciel isolé capable d'exécuter son système d'exploitation et ses applications ; cette machine virtuelle Linux a donc pu être installée facilement sur un PC Windows du SPC SAMA. Le prévisionniste souhaite connaître les valeurs prévues aux stations de la Chaussée, Châlons-en-Champagne et Damery par le modèle Mascaret MM avec l'enchaînement des trois corrections décrit dans le Chapitre 4.

On utilise en opérationnel, au SPC SAMA, la première version de DAMP (DAMP1) pour corriger :

- les forçages amont et les K_s du modèle MAG ;
- l'enchaînement des corrections du forçage amont, des K_s et de l'état hydraulique du modèle MM.

La maquette DAMP, pour être fonctionnelle, a besoin des données relatives :

- au modèle Mascaret contenant la description géométrique, les paramètres du modèle, la condition initiale du modèle et les conditions limites (respectivement, les fichiers *.geo*, *.cas*, *.lig* et *.loi*) ;
- à l'assimilation de données contenant les observations à assimiler (*.dat*), les paramètres relatifs à l'assimilation (*parametresassim.cas*) et les données utiles au script de lancement de DAMP appelé *pilote* (paramètres temporels et le mot-clé).

Pour une utilisation opérationnelle d'un modèle Mascaret avec assimilation de données, on identifie comme **statiques** les fichiers *.geo*, *.cas*, *parametresassim.cas* et les données utiles au *pilote*. On considère comme **dynamiques** les fichiers *.loi* représentant les conditions limites amont, *.dat* et *.lig*. Cela impose que ces fichiers doivent être mis à jour au fil des cycles temporels pour intégrer les dernières observations (conditions limites amont et observations à assimiler) et l'évolution de la condition initiale. Les fichiers *.loi* représentant par exemple une loi de seuil, un apport constant ou une courbe de tarage (condition limite aval des modèles MAG et MM) peuvent être considérés comme statiques. Pour un modèle hydraulique estuarien, le fichier *.loi* constituant le marégramme doit lui aussi être mis à jour. La Figure 5.1 présente les différentes étapes

(que l'on nommera tâche) de l'implémentation opérationnelle de DAMP pour le modèle MM. Les données *in situ* relevées aux stations sont concentrées automatiquement quatre fois par jour. Les hauteurs d'eau observées sont converties en débits pour les stations disposant d'une courbe de tarage puis stockées dans une base de données (tâche 1 et 2 de la Figure 5.1).

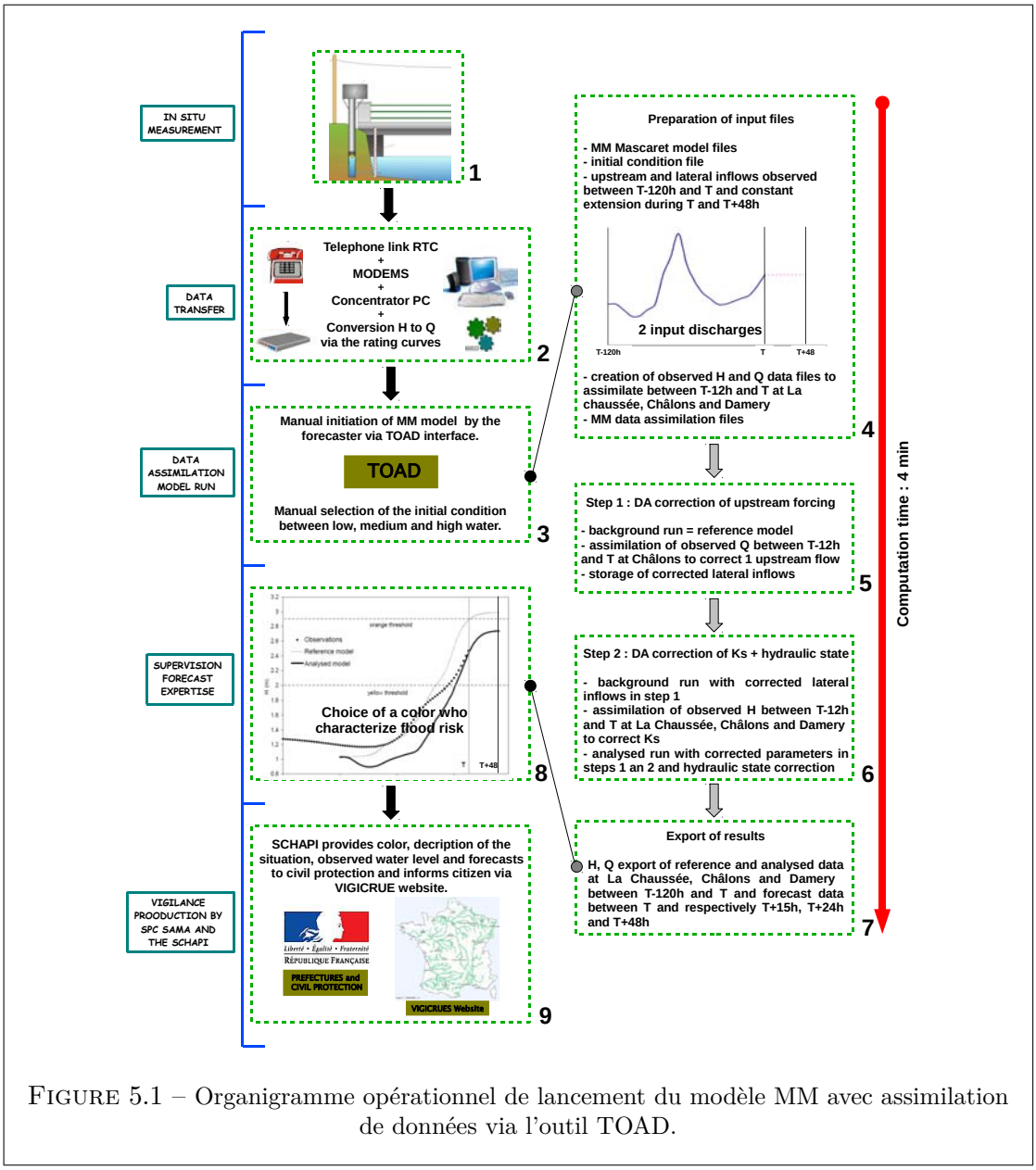


FIGURE 5.1 – Organigramme opérationnel de lancement du modèle MM avec assimilation de données via l'outil TOAD.

L'outil TOAD est dédié à l'acquisition et à la mise à jour des fichiers dynamiques au fil des cycles temporels d'application de DAMP. Il s'agit d'un script codé en

Java développé au SPC SAMA (par Antoine Herman). Le prévisionniste séléctionne dans l'exécutable TOAD le modèle MM avec assimilation de données et choisit une condition initiale (tâche 3) parmi trois préalablement calculées (basses-eaux, moyennes-eaux et hautes-eaux). Les fichiers **statiques** et **dynamiques** sont exportés vers la machine virtuelle DAMP. TOAD applique au préalable et si-besoin différents traitements aux fichiers dynamiques *.loi* (interpolation des débits manquants, multiplication par un coefficient A) et *.dat* (interpolation des observations manquantes). Le *pilote* est automatiquement lancé. Une fois l'analyse terminée, les valeurs simulées et prévues sont exportées vers le superviseur SOPHIE (tâche 7). SOPHIE est un des superviseurs utilisés dans les SPC qui permet aussi de lancer et d'enchaîner divers modèles conceptuels comme des relations linéaires ou certains modèles pluies - débits. Le temps de calcul, inférieur à 4 minutes, est compatible avec le processus de caractérisation du risque hydrologique en temps réel. TOAD intègre son propre outil de supervision permettant d'afficher les fourchettes d'incertitudes à 80% (*cf* Figure 5.2) de la méthode *a posteriori* (*cf* Partie 4.1.1). TOAD permet aussi de lancer les modèles hydrologiques GRP et de piloter l'enchaînement des modèles GRP - Mascaret présenté dans la Partie 5.1.4.

5.1.2 Le modèle Marne Amont Global avec assimilation de données

Les modèles Mascaret Marne Amont et Marne Valage sont utilisés en opérationnel depuis 2007 et 2008 au SPC SAMA. Ils ont été fusionnés en 2011 pour devenir le modèle MAG. La version avec assimilation de données (correction des forçages amont) a été intégrée à la chaîne opérationnelle du SPC en décembre 2013. La version comportant la correction complémentaire des K_s situés au droit de la station de Joinville est opérationnelle depuis octobre 2014.

Étape 1 : correction des forçages amont

L'outil TOAD lance pour un temps de base le *pilote* de la maquette DAMP avec les paramètres temporels (qui correspondent de gauche à droite au premier temps de base, au dernier temps de base, au pas de temps du cyclage de l'analyse, à la durée de la simulation avant le temps de base, l'échéance de prévision) et le mot-clé suivant (commande 5.1.2) :

$$\boxed{428400 \quad 428400 \quad 3600 \quad 428400 \quad 75600 \quad CTL_LOI}\,. \tag{5.1}$$

La fenêtre temporelle dure 5 jours et $21h$. La simulation débute 5 jours avant le temps de base ($428400s$). L'analyse est effectuée à un seul temps de base, la paramètre relatif au pas de temps du cyclage (3600 s) n'est donc pas utilisé. Le mot-clé CTL_LOI indique à la maquette DAMP que l'on corrige les forçages amont. Les débits des neufs forçages amont du modèle MAG au temps de base sont prolongés durant $21h$ ($75600s$) afin d'obtenir une prévision à une échéance maximale de $21h$ à Chamouilley. Les débits observés aux stations de Condes, Mussey, Chamouilley et Saucourt sont assimilés

entre $T-6h$ et T pour corriger les débits des forçages amont Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 et Q_5 (au préalablement multipliés par les coefficients A^i du Tableau 1.3) avec les paramètres a^i analysés comme illustré dans la Figure 1 de l'article SIMHYDRO 2012 (*cf* Partie 3.1). Les valeurs de la perturbation des forçages amont, σ^b et σ^o sont de respectivement 1.05, 0.05 et 2 m^3/s.

Étape 2 : correction des K_s locaux à Joinville

L'outil TOAD lance dans un second temps le *pilote* de la maquette DAMP avec les paramètres temporels et le mot-clé suivant :

$$\boxed{428400 \quad 428400 \quad 3600 \quad 428400 \quad 75600 \quad CTL_KS}, \tag{5.2}$$

avec en condition limite amont les forçages $(Q_i * A^i)$ multipliés par les coefficients a^i analysés issus de l'**étape 1**. Le mot-clé CTL_KS indique à la maquette DAMP que l'on corrige les K_s. Les hauteurs observées à la station de Joinville sont assimilées entre $T-6h$ et T pour corriger les K_s locaux **m** et **n** affectés au droit de cette station comme présenté dans l'article soumis à la revue *Journal of Hydrology* (*cf* Partie 3.2). Les paramètres relatifs à la correction des K_s pour corriger localement la relation hauteur - débit de la station de Joinville sont consultables dans l'annexe 3, dans le fichier *parametresassim.cas* relatif au modèle MAG utilisé en opérationnel au SPC SAMA.

Export des résultats et visualisation

Une fois l'analyse avec le mot-clé CTL_KS terminée, les valeurs simulées et prévues entre $T-5$ jours et $T+5$, 6, 12, 13, 21 et $10h$ à Chaumont, Condes, Mussey, Joinville, Chamouilley et Saucourt sont exportées vers le superviseur SOPHIE. Les résultats sont aussi visualisables directement avec l'outil TOAD comme illustré ci-après dans la Figure 5.2. TOAD offre l'avantage d'afficher les intervalles d'incertitudes à 80% préalablement calculés avec la méthode *a posteriori*. On obtient par exemple les débits simulés à Chamouilley entre le 25 et le 30 janvier 2014 à $8h$ et prévus jusqu'au 31 janvier à $5h$ TU (Temps Universel) par le modèle MAG avec et sans assimilation de données où, la plage d'incertitudes du modèle brut est colorée en vert et celle du modèle aux forçages amont corrigés en bleu (les fourchettes d'incertitudes correspondantes aux quatre premières heures ne sont pas affichées). Durant la période d'assimilation (entre $T-6h$ et T), le signe de la différence entre les débits simulés et observés à Chamouilley change ce qui explique les débits analysés (en bleu) diffèrent peu des débits du modèle sans assimilation de données (en vert).

On obtient la courbe jaune en ajoutant aux débits simulés par le modèle brut (en vert), la différence calculée entre le débit simulé et celui observé au temps de base (droite verticale en pointillés). Ce recalage permet une continuité visuelle entre les derniers débits observés et ceux prévus. Les résultats sont excellents à court terme mais bien en deça de ceux obtenus avec assimilation de données pour des échéances plus lointaines.

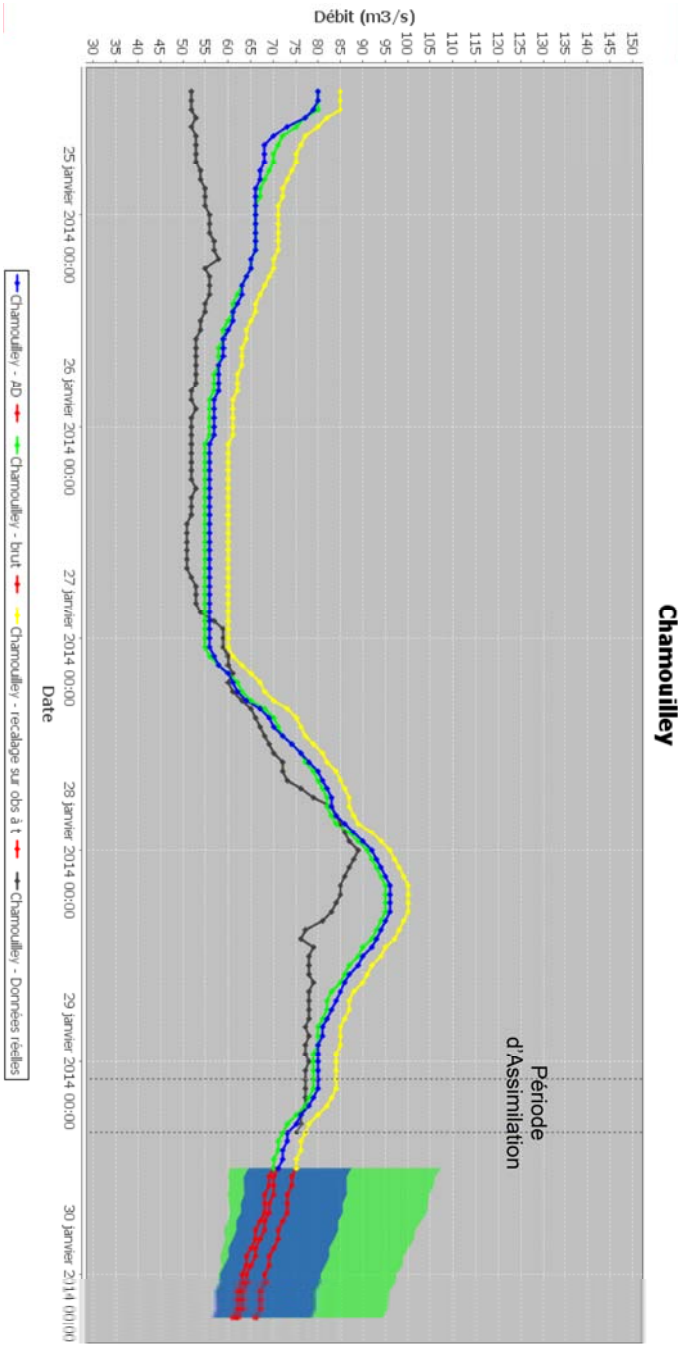


FIGURE 5.2 – Visualisation avec l'outil TOAD des débits prévus à Chamouilley le 30 janvier 2014 à 8h (TU) par le modèle MAG avec (en bleu) et sans (en vert) la correction des forçages amont par assimilation de données ainsi que leurs fourchettes d'incertitudes respectives à 80%.

5.1.3 Le modèle Marne Moyenne avec assimilation de données

Le modèle MM est utilisé en opérationnel depuis novembre 2009 au SPC SAMA pour effectuer des prévisions aux stations de La Chaussée, Châlons-en-Champagne et Damery à des échéances de respectivement 15, 24 et 48h. La version du modèle enchaînant la correction du forçage amont, des K_s et de l'état hydraulique par assimilation de données a été intégrée à la chaîne opérationnelle du SPC en janvier 2015.

Étape 1 : correction du forçage amont

L'outil TOAD lance pour un temps de base le *pilote* de la maquette DAMP avec les paramètres temporels et le mot-clé suivant :

$$\boxed{428400 \quad 428400 \quad 3600 \quad 428400 \quad 172800 \quad CTL_LOI}\,. \tag{5.3}$$

La fenêtre temporelle dure 7 jours. La simulation débute 5 jours avant le temps de base (428400s). Les débits des deux forçages amont du modèle MM au temps de base sont prolongés durant 2 jours (172800s) afin d'obtenir une prévision à une échéance maximale de 48h à Damery. Les débits observés à Châlons-en-Champagne sont assimilés entre $T-12h$ et T pour corriger les débits de la station de Vitry-en-Perthois (au préalablement multipliés par le coefficient A^{MM} égal à 1.2) avec le paramètre a analysé. Les valeurs de la perturbation du forçage amont, de σ^b et de σ^o sont ceux présentés dans la Partie 3.3.2.

Étape 2 : correction des K_s et de l'état hydraulique

L'outil TOAD lance dans un second temps le *pilote* de la maquette DAMP avec les paramètres temporels et le mot-clé suivant :

$$\boxed{428400 \quad 428400 \quad 3600 \quad 428400 \quad 172800 \quad CTL_KS_WATERLINE}\,, \tag{5.4}$$

avec en condition limite amont le forçage ($Q_{Vitry} * 1.2$) multiplié par le coefficient a^a issu de l'**étape 1**. Le mot-clé $CTL_KS_WATERLINE$ indique à la maquette DAMP que l'on enchaîne la correction des K_s et de l'état hydraulique. Les hauteurs observées aux stations de La Chaussée, Châlons-en-Champagne et Damery sont assimilées entre $T-12h$ et T pour corriger les K_s **m** et **n** des portions 1, 2, 3 et 6 du bief 2 comme présenté dans la Partie 3.3.2. Les paramètres relatifs à la correction des K_s locaux et sur de grandes distances, pour corriger localement la relation hauteur - débit et déphaser l'onde de crue, sont regroupés dans le Tableau 3.1. Enfin, l'état hydraulique est corrigé en assimilant les hauteurs d'eau entre $T-12h$ et T aux stations de La Chaussée, Châlons-en-Champagne et Damery. Cette correction est répartie sur 2 km en amont et 5 km en

aval de part et d'autre de ces trois stations. Le fichier *parametresassim.cas* relatif au modèle MM utilisé en opérationnel au SPC SAMA est consultable dans l'annexe 4.

Export des résultats et visualisation

Une fois l'analyse avec le mot-clé $CTL_KS_WATERLINE$ terminée, les valeurs simulées et prévues entre $T-5$ jours et $T+15$, 24 et $48h$ à La Chaussée, Châlons-en-Champagne et Damery sont exportées vers le superviseur SOPHIE. On obtient par exemple les hauteurs d'eau simulées à Damery entre le 14 et le 19 octobre à $9h$ et prévues jusqu'à $21h$ TU par le modèle MM avec et sans assimilation de données comme illustré Figure 5.3. L'effet de la condition initiale qui engendre l'écart important entre les hauteurs d'eau modélisées et observées sur le premiers pas de temps de la simulation s'estompe rapidement.

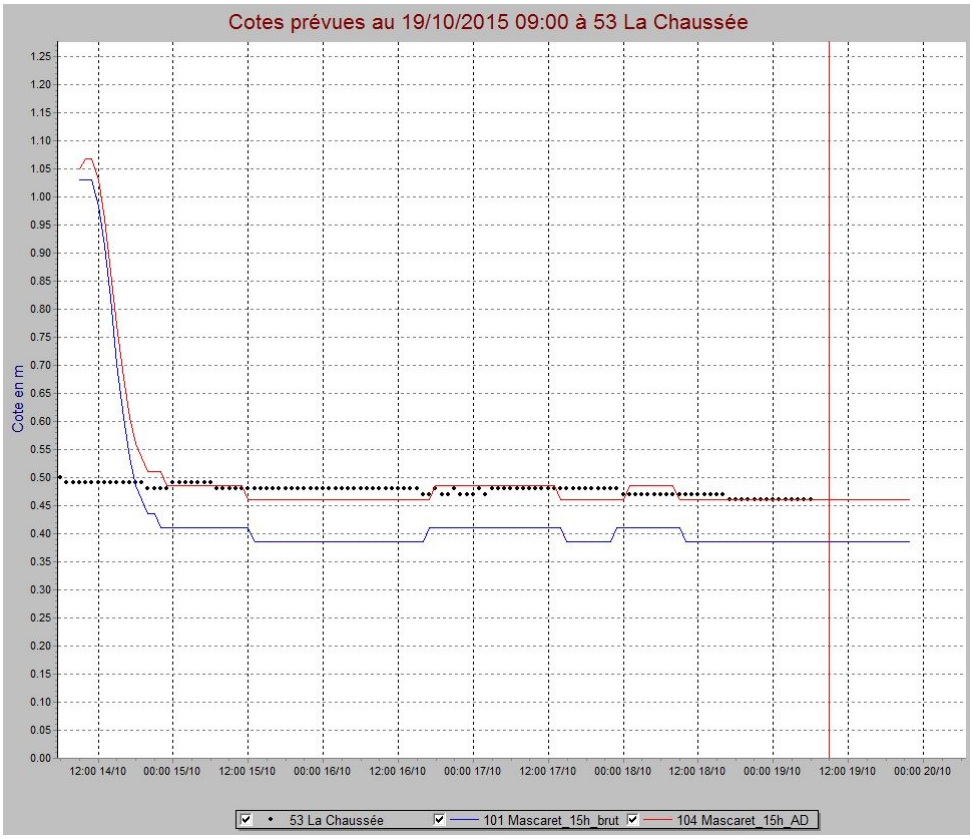


FIGURE 5.3 – Visualisation avec l'outil SOPHIE des hauteurs d'eau prévues à La Chaussée le 19 octobre 2015 à $9h$ (TU) par le modèle MM avec (en rouge) et sans (en bleu) l'enchaînement des corrections des forçages amont, des K_s et de l'état hydraulique par assimilation de données.

On obtient un paramètre $a^a = 0.9743$ (les débits de la simulation brute - qui servent d'ébauche - sont légèrement supérieurs à ceux assimilés à Châlons-en-Champagne pour corriger le forçage amont). La hauteur d'eau à La Chaussée est assimilée pour corriger les K_s **m** et **n** de la portion 2 (K_s locaux). On obtient un incrément de -1.65 pour le K_s **m** et de 0 pour **n** car, en période de basses-eaux, l'écoulement s'effectue exclusivement dans le lit mineur. Un incrément de -1.65 revient à diminuer le K_s **m** (on passe de $\mathbf{m^b} = 26$ à $\mathbf{m^a} = 24.35$), donc augmenter le frottement et accroître localement la ligne d'eau. Cette augmentation locale du frottement augmente d'une dizaine de *cm* la hauteur d'eau simulée à La Chaussée par rapport au modèle brut. Les incréments analysés pour les K_s **m** et **n** des portions 1 et 3 (K_s longues distances) sont proches de 0 car on est dans une période hydrologique calme où les débits s'écoulant à Châlons-en-Champagne sont constants : une modification des K_s n'engendrera pas un déphasage visible à cette station. Enfin, les hauteurs d'eau analysées (suite à la correction locale des K_s) et observées à La Chaussée étant très proches, l'incrément calculé pour la correction de l'état hydraulique est lui aussi proche de 0.

Depuis sa mise en opérationnel, le SPC SAMA n'a pas connu d'événement hydrologique de grande ampleur, d'où cet exemple de prévision en période de basses-eaux. On a observé le 19 octobre 2015 à $21h$ 0.43 m, valeur prévue par le modèle MM avec assimilation de données avec une anticipation de $12h$. Toutefois, un prévisionniste, dans ces conditions, aurait pu faire la même prévision sans modèle.

5.1.4 L'enchaînement GRP - Mascaret

L'échéance maximale de prévision d'un modèle hydraulique à une station aval correspond au temps de propagation entre le forçage amont et cette dernière. Lorsqu'il y a plusieurs forçages amont, c'est le forçage le plus proche de la station aval qui devient limitant en termes de temps de prévision. Le temps de propagation entre deux stations est variable. Les frottements dans le lit majeur étant généralement plus élevés, en crue, le temps de propagation augmente. Pour obtenir une prévision à, par exemple, T+$12h$ avec un modèle hydraulique à une station aval, on prolonge les débits du forçage amont par un débit constant entre T et T+$12h$. Pour augmenter cette échéance de prévision, il est tout-à-fait possible d'accroître la période sur laquelle on prolonge les débits du forçage amont en commettant intrinsèquement une erreur considérable : si le temps de propagation moyen entre le forçage amont et la station aval est de $12h$, les valeurs prévues à la station aval vont être dégradées. La prolongation par un débit constant va commencer à influencer les prévisions et au-delà d'une échéance de $12h$, le modèle va prévoir un débit constant à la station aval.

Les modèles hydrologiques (*cf* Partie 1.3.1) utilisent les pluies observées et prévues pour prévoir les débits à un exutoire. En mettant en place un modèle hydrologique GRP avec une échéance maximale de $24h$ pour une station condition limite amont d'un modèle hydraulique, il est possible d'agréger les débits prévus entre T et T+$24h$ aux débits observés. En prolongeant le dernier débit prévu par le modèle GRP à T+$24h$ par un débit constant sur $12h$ (période correspondant au temps de propagation moyen entre le forçage amont et la station aval), on peut disposer d'une prévision à T+$36h$ comme

illustré Figure 5.4. Si on prolonge le dernier débit prévu par le modèle GRP à T+24h par un débit constant sur 24h, on accroît l'échéance de prévision mais la prolongation par un débit constant va commencer à influencer les prévisions au delà d'une échéance de T+36h.

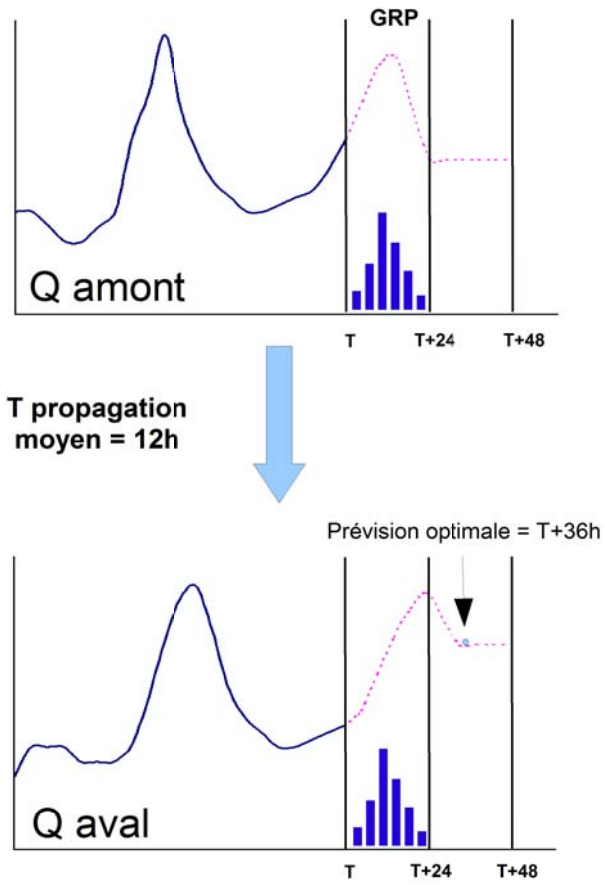


FIGURE 5.4 – Injection du débit prévu par le modèle hydrologique GRP en condition limite amont d'un modèle hydraulique Mascaret.

Le SPC SAMA a créé des modèles hydrologiques GRP sur la majeure partie de ses stations hydrologiques situées en tête de bassin, notamment pour celles utilisées en condition limite amont du modèle MAG. En condition opérationnelle, lorsque l'on souhaite disposer de prévisions du modèle MAG à une échéance plus lointaine, l'outil TOAD permet de lancer les modèles GRP des stations correspondant aux forçages amont du modèle MAG avec différents scénarios de pluies prévues (le choix du scenario revient au prévisionniste). En sélectionnant l'enchaînement GRP - Mascaret, les prévisions GRP entre T et T+24h sont automatiquement agrégées dans les fichiers dynamiques *.loi*. Les débits des apports intermédiaires modélisés à partir d'un hydrogramme d'une station proche sont prolongés en injectant la prévision GRP de cette même station. Les coef-

ficients A^i sont appliqués sur les débits prévus par GRP au même titre que les débits observés. Enfin, le dernier débit prévu par le modèle GRP est prolongé par un débit constant sur les $21h$ suivantes qui correspond à l'échéance maximale du modèle MAG. Une fois les fichiers dynamiques complétés, il est possible de lancer le modèle MAG sans (modèle brut) et avec la correction des forçages amont (et des K_s) par assimilation de données. Les paramètres analysés a^i sont alors aussi appliqués sur les débits prévus par GRP.

Cet enchaînement permet d'accroître les échéances de prévision aux stations de Chaumont, Condes, Mussey, Joinville, Chamouilley et Saucourt de $24h$. Le 10 janvier 2013 à $13h$, Météo-France annonce des précipitations pour les prochaines $24h$. Ces prévisions sont utilisés par GRP. Le prévisionniste, pour anticiper un éventuel passage en vigilance jaune, lance les modèles Mascaret sans assimilation de données, GRP (en intégrant les prévisions météorologiques entre T et T+$24h$) et de l'enchaînement GRP - Mascaret. La Figure 5.5 compare les prévisions obtenues avec les modèles GRP à T+$24h$ (courbe violette), Mascaret sans assimilation de données à T+$12h$ (courbe rouge) et de l'enchaînement GRP - Mascaret à T+$36h$ (courbe orange).

L'enchaînement GRP - Mascaret prévoit un débit de 70 m^3/s à une échéance de $36h$. Or, on a observé 45 m^3/s (point bleu le 12 janvier à $1h$). Accroître les échéances de prévisions en enchaînant les modèles permet d'avoir une vision à plus long terme de la réaction hydrologique. Cependant, on ajoute aux incertitudes du modèle hydraulique, dont la réduction est l'objet de ces travaux, les incertitudes du modèle hydrologique. Il est possible à partir du modèle GRP et des prévisions météorologiques issues des bulletins précipitations biquotidiens et RR3 (*cf* Partie 1.2.1) d'obtenir des prévisions à une échéance de 3 jours ($72h$). Toutefois, les incertitudes sur la quantification et la distribution spatiale des précipitations, s'ajoutant aux incertitudes propres à la transformation de la pluie en débits du modèle hydrologique, sont telles qu'elles peuvent simplement donner une tendance et non une prévision chiffrée fiable. Afin de s'affranchir des incertitudes sur les pluies prévues, il est possible de limiter l'échéance de prévision du modèle au temps de réaction du bassin. Sur le tronçon Marne Amont, les temps de réaction des stations situées en tête du bassin du modèle MAG sont comprises entre 6 et $12h$. Afin de diminuer les incertitudes, il serait possible de se limiter à une prolongation des débits des forçages amont par le modèle GRP d'une dizaine d'heures.

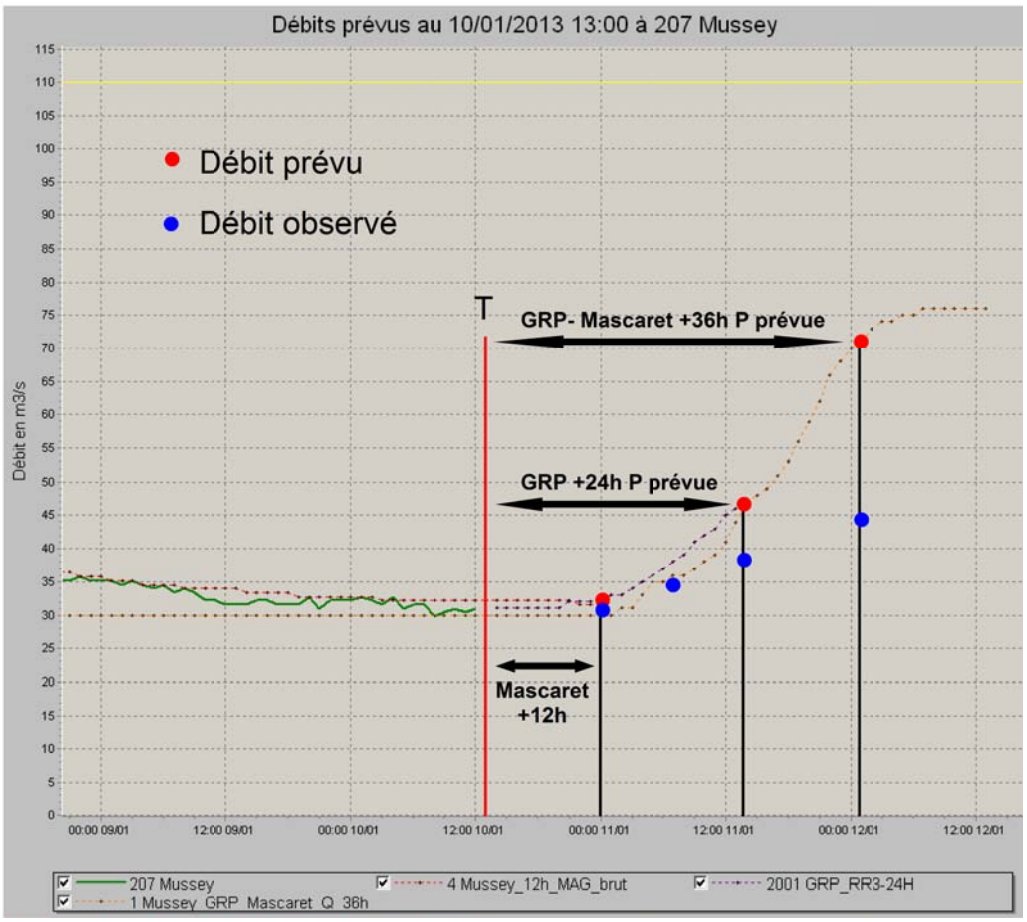


FIGURE 5.5 – Débits prévus à Mussey le 10 janvier 2013 à 13h par le modèle MAG sans assimilation de données, le modèle GRP et l'enchaînement des modèles GRP et Mascaret.

Il est prévu en 2016 de quantifier, avec la méthode *a posteriori*, les incertitudes des modèles GRP utilisés en opérationnel au SPC SAMA. Cette estimation, combinée aux abaques d'erreurs présentés dans la Partie 4.1.1 (Figures 4.1 et 4.2), nous permettra de mieux appréhender les incertitudes relatives à l'enchaînement GRP - Mascaret.

5.2 Au SCHAPI avec la Plate-forme Opérationnelle de Modélisation (POM)

La Plate-forme Opérationnelle pour la Modélisation (POM) est un outil de pilotage des modèles de prévision de crues qui permet la préparation des données d'entrées des modèles et leur lancement. Ses principales fonctionnalités sont :

- d'alimenter des modèles en données observées et prévues en temps réel issues de la PHyC (Plate-forme Hydro Centrale) en y appliquant les prétraitements nécessaires ;
- de piloter le lancement des modèles et d'enchaîner si besoin les différents modèles d'amont en aval ;
- de collecter des résultats et d'y appliquer les post-traitements nécessaires avant export vers la PHyC ou un site FTP afin de mettre les prévisions à disposition des différents outils de supervision dont le superviseur national.

La PHyC est une base de données nationale d'archivage de données hydrologiques et météorologiques. Le superviseur national est une application web à destination des prévisionnistes des SPC et du SCHAPI qui permet de :

- visualiser les données hydrométriques et météorologiques observées, sous forme cartographique, de graphiques et de tableaux ;
- corriger ces données ;
- visualiser les prévisions issues des modèles ;
- produire des prévisions expertisées ;
- gérer des alarmes hydrologiques et techniques.

La POM peut piloter des modèles Mascaret, GRP (*cf* Partie 1.3.1) et les modèles inclus dans le superviseur SOPHIE (Système Ouvert de Prévision Hydrologique Informatisé avec Expertise). Des développements sont également en cours pour pouvoir lancer des modèles Plathynes (qui regroupent les modèles hydrologiques distribués ATHYS et Marine, *cf* Partie 1.3.1) et Telemac 2D (*cf* Partie 1.3.2). La POM est constituée par une application web et une base de données, hébergées chacune sur une machine virtuelle. Le serveur qui héberge ces machines virtuelles est secouru par un serveur de secours identique. La POM centrale est hébergée au SCHAPI. Le déploiement d'une version locale de la POM (possédant les mêmes fonctionnalités que la POM du SCHAPI) est effectif à ce jour dans huit SPC. Une première version du superviseur national est branchée à la PHyC depuis l'automne 2015. Les SPC ayant des modèles pilotés par la POM du SCHAPI peuvent visualiser les prévisions en accédant à distance au superviseur national en attendant un déploiement local de ce dernier prévu en 2016.

Les modèles MAG, MM et GRP utilisés en opérationnel au SPC SAMA ont été intégrés dans la POM au SCHAPI durant l'été 2015. Le prévisionniste, en se connectant à distance à la POM, peut actuellement piloter :

- le modèle MAG avec les mots-clés $DRYRUN$, CTL_LOI, CTL_KS, $CTL_LOI_WATERLINE$ et $CTL_KS_WATERLINE$ (*cf* Partie 2.4.4) ;
- le modèle MM avec les mêmes mots-clés ;
- les modèles GRP des stations de Marnay, Louvières, Villiers, Lacrête et Humberville, correspondant aux forçages amont du modèle MAG, calculé à partir des prévisions RR3 de Météo-France (*cf* Partie 1.2.1) ;
- l'enchaînement des modèles GRP et Mascaret (*cf* Partie 5.1.4).

Le pré-traitement des données d'entrée par la POM permet notamment d'interpoler les données manquantes, de multiplier les forçages amont des modèles Mascaret MAG et MM par les coefficients multiplicatifs A_i et A_{MM} (*cf* Parties 1.5.3 et 1.5.4) et d'affecter aux forçages, un débit minimum pour éviter des erreurs de type "sections à sec" lors des simulations estivales. Ces pré-traitements permettent aux prévisionnistes de toujours disposer de prévisions même en cas d'absence de données. Les prévisionnistes du SPC peuvent, en se connectant à distance à la POM, lancer par exemple le modèle MM avec le mot-clé CTL_KS (Figure 5.6) puis visualiser les résultats prévus à partir du superviseur national (Figure 5.7). Les paramètres relatifs à la fenêtre temporelle d'assimilation de données de la POM sont identiques à ceux présentés dans les Parties 5.1.2 et 5.1.3 avec l'outil interne au SPC SAMA TOAD.



FIGURE 5.6 – Lancement depuis le SPC SAMA du modèle MM avec correction des K_s par assimilation de données via la POM du SCHAPI le 15 octobre 2015 à 15h.

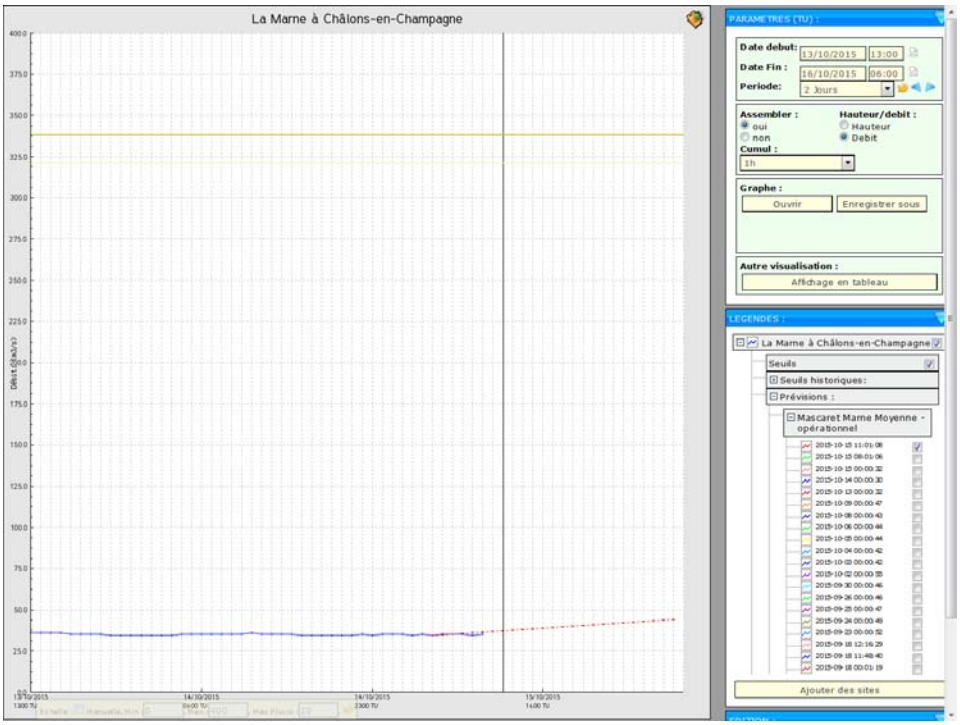


FIGURE 5.7 – Visualisation des hauteurs prévues entre le 15 et 16 octobre 2015 à 15h à Châlons-en-Champagne par le modèle MM avec correction des K_s par assimilation de données via le superviseur national.

L'enchaînement de la correction des forçages amont, des K_s et de l'état hydraulique des modèles Mascaret pourra être lancé prochainement depuis la POM, lors de la prochaine mise à jour du prototype DAMP opérationnel au SCHAPI.

5.3 Perspectives d'évolution

5.3.1 De la maquette DAMP

La version actuelle de DAMP (DAMP2.2) implémentée au sein de la POM ne permet pas encore d'enchaîner les corrections des forçages amont, des K_s et de l'état hydraulique. L'enchaînement des trois corrections présenté dans cette thèse (*cf* Chapitre 4) a été développé par G. Joinville (CERFACS) sur une version ancienne de DAMP (DAMP1). Cet enchaînement a été intégré dans la dernière version de DAMP(DAMP2.3) dans le cadre de la convention 2015-2016 entre le CERFACS, le LNHE (Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement) et le MEDDE (Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie). Il est aussi prévu dans cette convention d'ajouter la correction issue du CTL_WATERLINE sur les valeurs prévues avec une décroissance linéaire afin d'accroître l'effet de cette correction à plus longue échéance.

Actuellement, les écarts-types d'erreur d'observation des débits sont renseignés avec une valeur de débit fixe en m^3/s. Le remplacement de cette valeur fixe par un pourcentage d'erreur (généré lors de la création de la courbe de tarage par exemple) permettrait de faire évoluer la matrice de covariance des erreurs d'observation $\mathbf{R}$ en fonction du débit observé. Il est en effet légitime d'accorder une incertitude plus grande aux forts débits issus de l'utilisation d'une courbe de tarage moins précise en hautes-eaux.

Dans le cadre de l'affichage des incertitudes de prévision sur le site Vigicrues, la matrice $\mathbf{A}$ des erreurs d'analyse pourrait être exploitée en opérationnel pour encadrer les prévisions analysées à partir de deux intégrations du modèle Mascaret supplémentaires comme présenté dans la Partie 4.1.2). Ces simulations supplémentaires sont peu coûteuses en termes de temps de calcul et pourraient compléter les fourchettes d'incertitudes calculées *a posteriori* (*cf* Partie 4.1.1), notamment pour les événements hydrologiques extrêmes au-delà de la gamme de validité des fourchettes identifiées *a posteriori*. Ces fourchettes d'incertitudes pourraient aussi être déterminées en appliquant un filtre de Kalman d'ensemble (EnKF). La thèse de Sébastien Barthélémy a montré que l'application de méthodes ensemblistes permettrait d'améliorer la quantification des incertitudes de certains paramètres ainsi qu'une meilleure estimation de l'état hydraulique sur l'ensemble du domaine de nos modèles hydrauliques de prévisions des crues. Il va poursuivre ses travaux en vu d'une application opérationnelle. Nabil El Mocayd, dans le cadre de sa thèse au CERFACS co-financée par le CNES et EDF, tente de réduire les coûts de calculs des méthodes ensemblistes avec l'utilisation de modèles polynomiaux basés sur la théorie des polynômes du chaos, il s'agit de construire une surface de réponse du modèle Mascaret 1D en fonction des paramètres contrôlés dans le cadre de l'assimilation de données.

5.3.2 De la prévision des crues au SCHAPI

Le SCHAPI a pour objectif d'offrir une information au public plus complète dans le domaine de la prévision des crues en :

- affichant sur le site Vigicrues les prévisions de hauteur d'eau et/ou de débit

aux stations sous forme de graphique dès la fin de l'année ;
- passant de la prévision ponctuelle des crues à la prévision cartographique des inondations. Les cartes de zones inondées potentielles seront dans un premier temps destinées aux seuls gestionnaires de crise pour faciliter leur prise de décision par anticipation.

Le SCHAPI va mettre à disposition des SPC l'outil EAO (Expertise Assistée par Ordinateur) qui permet de visualiser les prévisions brutes des modèles (issues par exemple de la POM via la PHyC) et d'ajouter une fourchette d'incertitudes (issue par exemple de l'outil OTAMIN). Ces valeurs peuvent être modifiées à la main par le prévisionniste et exportées vers la PHyC (elles deviennent alors des prévisions et des incertitudes expertisées) pour être enfin publiées sur Vigicrues. Une version beta de EAO est en cours de test dans certains SPC. Une version finalisée sera diffusée à l'ensemble du réseau en décembre 2015. EAO peut fonctionner indépendamment d'OTAMIN (*cf* Partie 4.1.1), de la POM et du superviseur national mais, le déploiement de ces derniers facilitera son utilisation via un format de fichier commun (format XML Sandre).

Dans le cadre du passage à la prévision des inondations, l'objectif pour la fin de l'année 2015, défini par le SCHAPI, est d'avoir une couverture nationale d'au moins 20 % des stations de prévision du réseau Vigicrues par au moins trois scénarios d'inondation en fonction de différentes classes de hauteurs d'eau. L'outil CartoZI a été mis à disposition des SPC pour permettre la production en régie des cartes de zones inondées potentielles (*cf* Partie 4.2.1).

5.3.3 De la prévision des crues au SPC SAMA

Il est préférable d'améliorer la qualité de l'observation avant d'avoir recours à des méthodes d'assimilation de données. Dans ce contexte, des travaux ont été réalisés depuis 2013 pour extrapoler les courbes de tarage avec Mascaret au-delà des plus hauts jaugeages réalisés pour une dizaine de stations hydrométriques (notamment celle de Mussey, *cf* Partie 3.2). A partir de récents levés bathymétriques, les courbes de tarage des stations de Marnay, Condes et Saucourt vont être extrapolées. Les incertitudes liées au calcul du débit de ces stations d'entrée et d'observation du modèle MAG devraient être réduites. De plus, un projet de création de station hydrométrique sur le Rongeant (affluent en rive droite de la Marne sur le tronçon Marne Amont, Figure 1.16) est en réflexion avec l'UH de la DREAL Champagne-Ardenne afin de disposer en temps réel du débit de ce cours d'eau actuellement non-instrumenté. Cette station pourra être intégrée en forçage amont du modèle MAG où le débit du Rongeant est actuellement estimé en injectant l'hydrogramme de la station de Villiers multiplié par un coefficient A égal à 5.5 (Q_5, Figure 1.17).

Le modèle MM va être étendu en aval pour bénéficier de prévisions à la station de Château-Thierry (*cf* Figure 1.14). L'utilisation de DAMP en opérationnel va être étendue au modèle Mascaret Seine Amont (qui couvre la tête de bassin de la Seine jusqu'à Bar-sur-Seine, condition limite aval du modèle) qui comme le modèle MAG connaît des problématiques de quantification des apports des cours d'eau non-instrumentés.

Des abaques d'incertitudes ont déjà été créés pour le modèle MAG avec l'outil TOAD. Des travaux similaires vont être réalisés avec l'outil national OTAMIN pour le modèle MAG et étendus aux modèles MM et GRP afin de faciliter l'export des fourchettes d'incertitudes calculées *a posteriori* (*cf* Partie 4.1.1) vers EAO.

Dans le cadre du passage à la prévision des inondations, la géométrie du modèle MAG va être densifiée à partir de données LIDAR et de profils bathymétriques levés durant l'été 2015. Les lignes d'eau simulées par le modèle hydraulique pour différents débits vont être utilisées pour créer des cartes de zones inondées potentielles avec CartoZI et QGIS par la suite versées dans la base de données de la plate-forme VIGInond.

Conclusion

Les modèles hydrauliques apportent à l'expertise du prévisionniste une information fiable pour anticiper le risque de crue en condition opérationnelle. Il doit toutefois garder en souvenir que ces modèles sont entachés d'erreurs. La validité des prévisions dépend de la qualité des données d'entrée (données topographiques, bathymétriques et des forçages) et de l'estimation, entre autres, des débits des cours d'eau non-instrumentés et des paramètres de frottement retenus. Les apports intermédiaires et les coefficients de frottement sont estimés lors de la phase de calage en minimisant les écarts entre les valeurs simulées par le modèle et celles observées lors de plusieurs événements de crues. Il en résulte des valeurs moyennes et des écarts-types caractérisant leur variabilité. La quantification et la réduction des incertitudes de prévision est actuellement une préoccupation centrale du réseau Vigicrues. Des méthodes et des outils ont été développés dans le cadre du GT sur les incertitudes pour estimer et afficher sur le site Vigicrues les fourchettes d'incertitudes à 80% des valeurs prévues par les prévisionnistes en temps réel. Les incertitudes en entrée des modèles se traduisent en incertitudes sur les variables d'intérêt en sortie des modèles. Elles limitent les capacités descriptives et prédictives de ces derniers. Les valeurs observées et simulées par le modèle sont combinées pour améliorer d'une part l'estimation de paramètres qui engendre des erreurs sur les valeurs simulées et d'autre part de corriger directement l'état simulé du modèle. Le CERFACS a entrepris des travaux en 2010 pour développer la maquette DAMP (Data Assimilation for Mascaret Prototype) qui permet le portage et l'utilisation de méthodes d'assimilation de données appliquées aux modèles hydraulique Mascaret de prévisions des crues utilisés en opérationnel dans les SPC et au SCHAPI.

L'objectif de ces travaux de thèse a été d'améliorer les prévisions de hauteurs d'eau et de débits, sur le bassin de la Marne, issues des modèles hydrauliques utilisés dans le cadre opérationnel de la prévision des crues à partir de méthodes d'assimilation de données. Ces prévisions reposent sur des modèles hydrauliques 1D Mascaret, opérationnels au SPC SAMA, enrichis par une méthode d'assimilation de données *in situ* utilisant un Filtre de Kalman Étendu (EKF) à travers la maquette DAMP. A travers la participation du SPC SAMA au GT sur les incertitudes, les sources d'erreurs relatives aux modèles hydrauliques Marne Amont Global (MAG) et Marne Moyenne (MM) ont été identifiées et les fourchettes d'incertitudes des prévisions qui en découlent, estimées avec la méthode d'analyse des erreurs constatées *a posteriori*. Il a aussi été montré que les intervalles d'erreur des prévisions pouvaient être déterminés en exploitant les matrices

A de covariance des erreurs d'analyses. Des travaux ont été entrepris pour contourner ou diminuer les incertitudes des modèles MAG et MM. Des profils en travers complémentaires ont été levés en régie ou bien par des cabinets de géomètres lorsqu'il a été estimé que la donnée géométrique était insuffisante et entachait la relation hauteur-débit simulée par le modèle. L'extrapolation de la courbe de tarage de la station de Mussey a été modifiée pour améliorer la qualité des débits observés. Il a été montré que des méthodes d'assimilation de données pouvaient aussi être mises en place pour réduire les erreurs des prévisions des modèles MAG et MM. Un Filtre de Kalman Étendu a été appliqué pour bénéficier d'une estimation optimale de divers paramètres incertains ou pour corriger directement les valeurs simulées par les modèles. L'assimilation d'observations de débits et de hauteurs d'eau pour corriger les forçages amont et les coefficients de frottement du modèle MAG a permis d'améliorer l'estimation des apports intermédiaires et la relation hauteur-débit simulée à Joinville. Le cyclage de la correction des forçages amont par assimilation de données a permis une amélioration moyenne de 91% des débits prévus à l'échéance maximale (comprise entre 5 et 21h selon les stations) par rapport aux prévisions du modèle sans assimilation. L'assimilation d'observations de hauteurs d'eau pour corriger les forçages amont, les coefficients de frottement et l'état hydraulique du modèle MM aurait permis d'anticiper la hauteur observée à la station de Châlons-en-Champagne d'une douzaine d'heures lors de la crue d'avril 1983. L'utilisation de la matrice **A**, pour estimer les fourchettes d'incertitudes, s'est révélée envisageable au vu de l'intervalle calculé lors du rejeu de cet événement. L'aboutissement de ces travaux est l'utilisation en opérationnel des méthodes d'assimilation de données appliquées aux modèles MAG et MM. L'outil TOAD et la POM développés respectivement par le SPC SAMA et par le SCHAPI permettent d'exploiter la maquette DAMP en opérationnel. Le temps de calcul, inférieur à 4 minutes pour l'enchaînement des trois corrections du modèle MM à partir de TOAD, est compatible avec le processus de caractérisation du risque hydrologique en temps réel. Les temps de calcul sont moindres en utilisant la POM du SCHAPI qui dispose d'une puissance de calcul plus importante. Le SPC SAMA dispose depuis décembre 2013 de prévisions issues de modèles hydrauliques corrigés par assimilation de données. Cet outil permet aussi de visualiser les fourchettes d'incertitudes calculées avec la méthode *a posteriori* et d'enchaîner les modèles hydrologiques GRP et hydrauliques Mascaret. L'injection des prévisions GRP en condition limite amont des modèles Mascaret permet d'accroître les échéances de prévisions mais accroît aussi les incertitudes liées à la quantification de la pluie prévue. Ces mêmes valeurs peuvent aussi être obtenues à partir de la chaîne opérationnelle du SCHAPI depuis l'été 2015.

Le SCHAPI a pour objectif d'offrir une information au public plus complète dans le domaine de la prévision des crues en affichant sur le site Vigicrues les prévisions de hauteurs d'eau et/ou de débits aux stations sous forme de graphique dès la fin de l'année 2015 ainsi qu'en passant de la prévision ponctuelle des crues à la prévision cartographique des inondations. Le futur déploiement des outils EAO et OTAMIN dans les SPC devrait permettre aux prévisionnistes de quantifier, voire d'affiner les fourchettes d'incertitudes relatives à leurs prévisions. Parallèlement, des travaux sont en cours au CERFACS pour intégrer de nouvelles fonctionnalités à la maquette DAMP. La thèse

de Sébastien Barthélémy (Barthélémy, 2015) a montré que l'application de méthodes ensemblistes (EnKF) permettrait d'améliorer la quantification des incertitudes de certains paramètres ainsi qu'une meilleure estimation de l'état hydraulique sur l'ensemble du domaine modélisé par un couplage de modèles hydrauliques 1D et 2D. Il poursuit ses travaux au CERFACS en vu d'une application opérationnelle. Nabil El Mocayd, dans le cadre de sa thèse, tente de réduire les coûts de calculs des méthodes ensemblistes avec l'utilisation de modèles polynomiaux basés sur la théorie des polynômes du chaos. A plus long terme, la mission SWOT devrait fournir des observations de hauteurs d'eau qui pourront être éventuellement assimilées en complément des données *in situ* afin d'améliorer les modèles hydrauliques de prévisions des crues. Les données SWOT seront disponibles à partir de 2020 mais de nombreuses études sont en cours afin d'anticiper et d'exploiter au mieux cette future source d'observation. À l'issue de son stage au CERFACS, Vita Ayoub a conclu que l'assimilation de données SWOT permettrait d'optimiser l'estimation de paramètres tels que les coefficients de frottement de modèles hydrauliques.

Table des figures

1.1 Schéma de la station hydrométrique de Louvières sur la Traire (Haute-Marne). . 13
1.2 Jaugeage au moulinet (photo A et B) et par ADCP (photo C et D). 15
1.3 Le cycle de l'eau et les processus simulés par les modèles hydrologiques et de propagation : les débits aux exutoires 1 et 2 (points rouges) sont simulés à l'aide de modèles hydrologiques qui tiennent compte des précipitations. Le débit à l'exutoire 3 en aval est simulé par un modèle hydraulique en propageant les débits observés et/ou prévus (dans le cas où l'on enchaîne les modèles) aux exutoires 1 et 2 dans la vallée décrite par des profils topographiques et/ou un maillage issu d'un MNT. 20
1.4 Schéma structurel du modèle GRP. 23
1.5 Débits moyens journaliers prévus par la chaîne SIM-PE à Cailly-sur-Eure le 15/12/2011 : le graphique *A* détaille les 51 membres de la prévision d'ensemble avec les seuils d'alerte moyen (marron) et haut (bleu), le graphique *B* synthétise l'information en utilisant des plages colorées en fonction des quantiles d'incertitude min-max Q5-95, Q10-90 et Q25-75 (sources : SCHAPI). 25
1.6 Propagation d'une onde de crue entre une section amont et une section aval. . . 26
1.7 Carte nationale de vigilance crue diffusée le 9 décembre 2010 à 16h sur le site Vigicrues. 31
1.8 Vue locale du SPC SAMA de la carte de vigilance crue diffusée le 9 décembre 2010 à 16h sur le site Vigicrue ; le tronçon Marne Amont est en vigilance orange et les tronçons Marne Moyenne (Châlons-en-Champagne), Saulx-Ornain (Bar-le-Duc), Seine Troyenne (Troyes) sont en vigilance jaune. 32
1.9 Débits observés à St-Jean-de-Védas sur la Mosson dans l'Hérault entre le 19 et le 26 août 2015 à 10h. 33
1.10 Carte de vigilance météorologique diffusée par Météo-France le 24 août 2015 à 10h. 33
1.11 Le bassin de la Seine. 34
1.12 Photographie de la crue de 1910 à Paris. 35
1.13 Le lac-réservoir Marne, photo ***A*** : vue aérienne du lac, photo ***B*** : l'église de Champaubert en période d'étiage, photo ***C*** : le canal de prise. 36
1.14 Le territoire de compétence du SPC SAMA. 38
1.15 Observations et prévisions au SPC SAMA. 40
1.16 Le tronçon Marne Amont. 41
1.17 Le modèle Marne Amont Global. 43

1.18 Débits et hauteurs modélisés à Condes lors de la crue de validation d'avril 2001 avec et sans prise en compte des apports intermédiaires. 47
1.19 Débits et hauteurs observés et modélisés à Mussey pour la crue de validation de janvier 2004. 47
1.20 Le modèle Marne Moyenne (MM). 49
1.21 Comparaison entre la courbe de tarage de Châlons-en-Champagne et la relation H/Q simulée par le modèle MM. 52
1.22 Hauteurs observées et modélisées à La Chaussée pour la crue de décembre 2010. 53
1.23 Débits observés et modélisés à Châlons-en-Champagne pour la crue de de décembre 2010. 53
1.24 Hauteurs observées et modélisées à Damery pour la crue de décembre 2010. . . . 54

2.1 Profil en travers de la rivière Saulx (affluent de la Marne pris en compte dans le modèle MM). Les droites verticales bleues correspondent aux limites extérieures du lit mineur ; les droites vertes correspondent aux limites du lit majeur. 58
2.2 Schéma de la confluence entre la Marne et la Saulx du modèle MM. Le modèle est composé de 3 biefs (b) ; deux hydrogrammes ont été imposés en condition limite amont aux extrémités libres e_1 et e_5 ; une courbe de tarage a été imposée en condition limite aval à l'extrémité libre e_4. Le nœud n_1 composé des extrémités libres e_2, e_3 et e_6 modélise la confluence. 59
2.3 Diminution du pourcentage de l'erreur moyenne sur une période de 26 jours avec la méthode de correction des forçages amonts (en rouge) en réanalyse (à $-24h$, en pointillés) et en prévision (à $+6h$ en trait plein) présentée dans (Ricci et al., 2011). 66
2.4 Schéma PrePALM de la maquette DAMP. 69
2.5 Représentation schématique de l'enchaînement de la correction des paramètres a, b, c ou $\mathbf{m}$, $\mathbf{n}$ (courbe verte) et de la correction de la ligne d'eau (courbe rouge) sur un cycle d'analyse. 76

3.1 Le modèle Marne Amont Global. 81
3.2 Le modèle Marne Moyenne (MM). 109
3.3 Ondes de crue simulées avec dK_s $\mathbf{m} \in [-10\,;+10]$ à La Chaussée, les écart-types sont calculés en comparant les débits de la simulation d'ébauche (trait plein noir) et des simulations perturbées. 111
3.4 Ondes de crue simulées avec dK_s $\mathbf{m} \in [-10\,;+10]$ à Châlons-en-Champagne, les écart-types sont calculés en comparant les débits de la simulation d'ébauche (trait plein noir) et des simulations perturbées. 111
3.5 Ondes de crue simulées pour dK_s $\mathbf{m} = -8$ et $+8$ à Châlons-en-Champagne. . . . 112
3.6 Déphasages temporels obtenus pour différentes gammes de débits à La Chaussée pour des dK_s compris entre -10 et $+10$ et ceux calculés à partir de $dK_s = -2$. . 113
3.7 Déphasages temporels obtenus pour différentes gammes de débits à Châlons-en-Champagne pour des dK_s compris entre -10 et $+10$ et ceux calculés à partir de $dK_s = -2$. 114

3.8 Ondes de crue simulées avec dK_s $\mathbf{n} \in [-6\,;+6]$ à La Chaussée, les écart-types sont calculés en comparant les débits de la simulation d'ébauche (trait plein noir) et des simulations perturbées. 115
3.9 Ondes de crue simulées avec dK_s $\mathbf{n} \in [-6\,;+6]$ à Châlons-en-Champagne, les écart-types sont calculés en comparant les débits de la simulation d'ébauche (trait plein noir) et des simulations perturbées. 116
3.10 Déphasage temporel obtenu pour différentes gammes de débits à La Chaussée pour des dK_s compris entre -6 et $+6$ et ceux calculés à partir de $dK_s = -2$. . . 117
3.11 Déphasage temporel obtenu pour différentes gammes de débits à Châlons-en-Champagne pour des dK_s compris entre -6 et $+6$ et ceux calculés à partir de $dK_s = -2$. 117
3.12 Hauteurs observées et simulées par le modèle brut et l'enchaînement des 2 étapes d'assimilation de données à **La Chaussée** entre le 05/12/2010 et le 05/01/2011. N représente le critère de Nash-Sutcliffe dans la légende. 120
3.13 Débits observés et simulés par le modèle libre et l'enchaînement des 2 étapes d'assimilation de données à **Châlons-en-Champagne** entre le 05/12/2010 et le 05/01/2011. N représente le critère de Nash-Sutcliffe dans la légende. 121
3.14 Hauteurs observées et simulées par le modèle libre et l'enchaînement des 2 étapes d'assimilation de données à **Damery** entre le 05/12/2010 et le 05/01/2011. N représente le critère de Nash-Sutcliffe dans la légende. 121
3.15 Comparaison des débits obtenus avec l'enchaînement des 2 étapes et l'**étape 1** avec un écart-type d'erreur d'ébauche de 0.08 (courbe rose) à Châlons-en-Champagne entre le 05/12/2010 et le 05/01/2011 à $+24h$. 124
3.16 Débits observés et prévus à Châlons-en-Champagne le 24/12/2010 à $2h$. 125

4.1 Abaque d'intervalles d'incertitudes à 50 % et 80 % des hauteurs prévues à Mussey à 12 h par le modèle MAG sans assimilation de données calculés par l'IRSTEA avec la méthode CEMA. 130
4.2 Abaque d'intervalles d'incertitudes à 50 % et 80 % des hauteurs prévues à Mussey à 12 h par le modèle MAG avec assimilation de données calculés par l'IRSTEA avec la méthode CEMA. 131
4.3 Carte de zones inondées potentielles minimum (bleu) et maximum (incluant le rouge) à Pont-sur-Seine (en aval de Troyes) diffusée à titre expérimental le 10 mai 2013 pour un pic de crue prévu pour les 12 et 13 mai 2013, et utilisée sur le terrain par les acteurs de la gestion de crise. 133
4.4 Exemple de carte de zone inondée potentielle de l'agglomération châlonnaise réalisée avec CartoZI pour un débit simulé de 637 m^3/s. 136
4.5 Hauteurs d'eau observées à Châlons-en-Champagne lors de l'épisode de crue d'avril 1983 ; le prévisionniste veut connaître la hauteur prévue à partir de l'instant T le 13 avril 1983 à $7h$. 138
4.6 Limnigramme observé et prévu à Châlons-en-Champagne le 13 avril 1983 à $7h$. . 141
4.7 Limnigramme observé et prévu à Châlons-en-Champagne entre le 12 et le 14 avril 1983 à $7h$ (zoom sur les jours 4 et 5 de la Figure 4.6). 142

4.8 Hauteurs prévues à Châlons-en-Champagne entre le 13 et le 14 avril 1983 à $7h$ suite à l'**étape 1** (en rouge), à l'enchaînement de l'**étape 1** et de l'**étape 2** (en vert foncé) et des trois corrections (en vert clair) accompagnés de leurs faisceaux d'incertitudes respectifs (en pointillés). 144
4.9 Hauteurs prévues à Châlons-en-Champagne entre le 13 et le 14 avril 1983 à $7h$ suite à l'enchaînement des trois corrections accompagné de son intervalle d'incertitudes à 80 % calculé à partir de la matrice de covariance des erreurs d'analyses $\mathbf{A}$. 145
4.10 Zones potentiellement inondées au pic de crue le 13/04/1983 à 21h par le modèle brut. 148
4.11 Zones potentiellement inondées au pic de crue le 13/04/1983 à 21h par le modèle avec assimilation de données. 149
4.12 Photographie aérienne de l'amont de Châlons en avril 1983. 150
4.13 Photographie aérienne de l'aval de Châlons en avril 1983. 151

5.1 Organigramme opérationnel de lancement du modèle MM avec assimilation de données via l'outil TOAD. 155
5.2 Visualisation avec l'outil TOAD des débits prévus à Chamouilley le 30 janvier 2014 à 8h (TU) par le modèle MAG avec (en bleu) et sans (en vert) la correction des forçages amont par assimilation de données ainsi que leurs fourchettes d'incertitudes respectives à 80%. 158
5.3 Visualisation avec l'outil SOPHIE des hauteurs d'eau prévues à La Chaussée le 19 octobre 2015 à $9h$ (TU) par le modèle MM avec (en rouge) et sans (en bleu) l'enchaînement des corrections des forçages amont, des K_s et de l'état hydraulique par assimilation de données. 160
5.4 Injection du débit prévu par le modèle hydrologique GRP en condition limite amont d'un modèle hydraulique Mascaret. 162
5.5 Débits prévus à Mussey le 10 janvier 2013 à $13h$ par le modèle MAG sans assimilation de données, le modèle GRP et l'enchaînement des modèles GRP et Mascaret. 164
5.6 Lancement depuis le SPC SAMA du modèle MM avec correction des K_s par assimilation de données via la POM du SCHAPI le 15 octobre 2015 à 15h. . . . 166
5.7 Visualisation des hauteurs prévues entre le 15 et 16 octobre 2015 à 15h à Châlons-en-Champagne par le modèle MM avec correction des K_s par assimilation de données via le superviseur national. 167
5.8 Hauteurs observées et simulées par le modèle brut et l'enchainement des 2 étapes d'assimilation de données à La Chaussée entre le 05/12/2010 et le 05/01/2011 à $+24h$. 184
5.9 Débits observées et simulées par le modèle brut et l'enchainement des 2 étapes d'assimilation de données à Châlons-en-Champagne entre le 05/12/2010 et le 05/01/2011 à $+24h$. 184
5.10 Hauteurs observées et simulées par le modèle brut et l'enchainement des 2 étapes d'assimilation de données à Damery entre le 05/12/2010 et le 05/01/2011 à $+24h$. 185

5.11 Profils en travers renseignés dans le modèle MM pour décrire l'agglomération châlonnaise. 189
5.12 Interpolation des profils et création de la MNSE. 190
5.13 MNT de l'agglomération châlonnaise, un point tous les mètres avec une précision de plus ou moins 15 *cm*. 191
5.14 Soustraction de la MNSE au MNT afin de déterminer la hauteur brute. 192
5.15 Hauteur d'eau calculée sans prise en compte des digues. 193
5.16 Application du masque afin de tenir compte des digues. 194

Liste des tableaux

1.1 Signification des valeurs du coefficient de marée. 17
1.2 Épisodes de crues utilisés pour le calage et la validation du modèle MAG. Les seuils de vigilance jaunes et orange sont de respectivement 60 et 120 m^3/s à Condes, 120 et 210 m^3/s à Mussey et 170 et 350 m^3/s à Chamouilley. 44
1.3 Coefficients multiplicatifs A_i d'apports et leurs écarts-types avec $i \in [1,5]$. 45
1.4 Coefficients de Strickler moyens des lits mineurs (**m**) et majeurs (**n**) retenus au calage pour le modèle Marne Amont Global en fonction des biefs décrits dans la Figure 1.17. 46
1.5 Épisodes de crues utilisés pour le calage et la validation du modèle MM. Les seuils de vigilance jaunes et orange sont de respectivement 340 et 550 m^3/s à la station de Châlons-en-Champagne. La crue d'avril 1983 sera utilisée pour valider la maquette de correction des paramètres du modèle MM par assimilation de données dans le Chapitre 4. 50
1.6 Coefficients de Strickler moyens des lits mineurs (**m**) et majeurs (**n**) retenus au calage pour le modèle MM. 51

3.1 Paramètres appliqués aux huit crues pour l'**étape 2** de l'assimilation de données appliquée au modèle MM. K_s^b correspond aux K_s d'ébauche, σb aux écart-types d'erreur d'ébauche et dK_s à la perturbation faite à K_s^b pour déterminer l'opérateur d'observation G. Les valeurs seuils K_s^a sont les valeurs minimales et maximales que peuvent atteindre les K_s analysés. 119
3.2 Critères de Nash moyens N obtenus pour les huit crues de validation à La Chaussée, Châlons-en-Champagne et Damery avec la simulation brute et l'enchaînement des deux étapes d'assimilation de données. 122
3.3 Critères de Nash moyens N obtenus pour les huit crues de validation aux échéances maximales de prévision des stations de La Chaussée, Châlons-en-Champagne et Damery avec la simulation brute et l'enchaînement des deux étapes d'assimilation de données. 123

4.1 Paramètres appliqués pour la correction des forçages amont (**étape 1**) du modèle MM pour la crue d'avril 1983. 139
4.2 Paramètres appliqués pour la correction des Ks par assimilation de données (**étape 2**) du modèle MM pour la crue d'avril 1983. 140

4.3 Erreurs d'analyses obtenues pour les paramètres a, $\mathbf{m}$ et $\mathbf{n}$. 143
4.4 Composition des différentes simulations pour le calcul de la fourchette d'incertitudes à 80 %. 144

Annexe 1

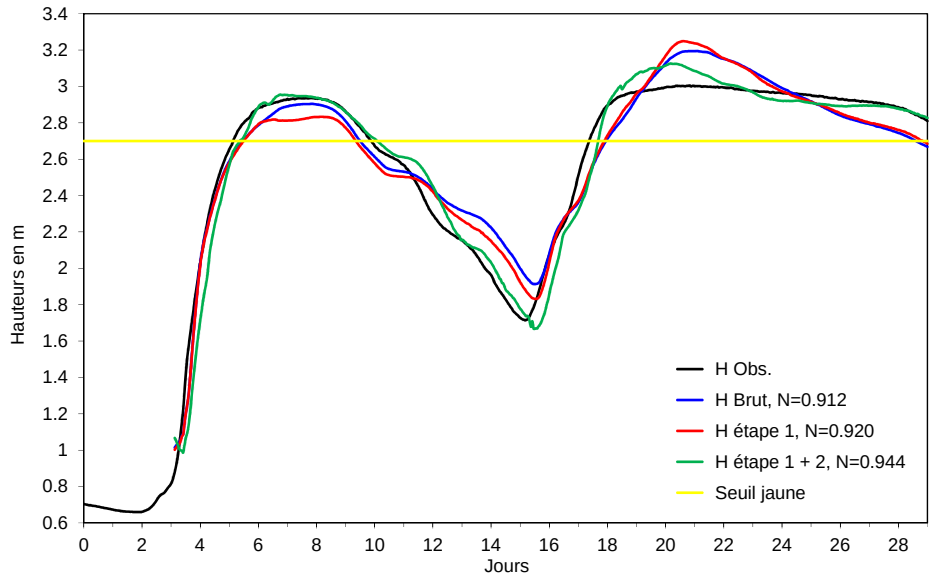


FIGURE 5.8 – Hauteurs observées et simulées par le modèle brut et l'enchainement des 2 étapes d'assimilation de données à La Chaussée entre le 05/12/2010 et le 05/01/2011 à $+24h$.

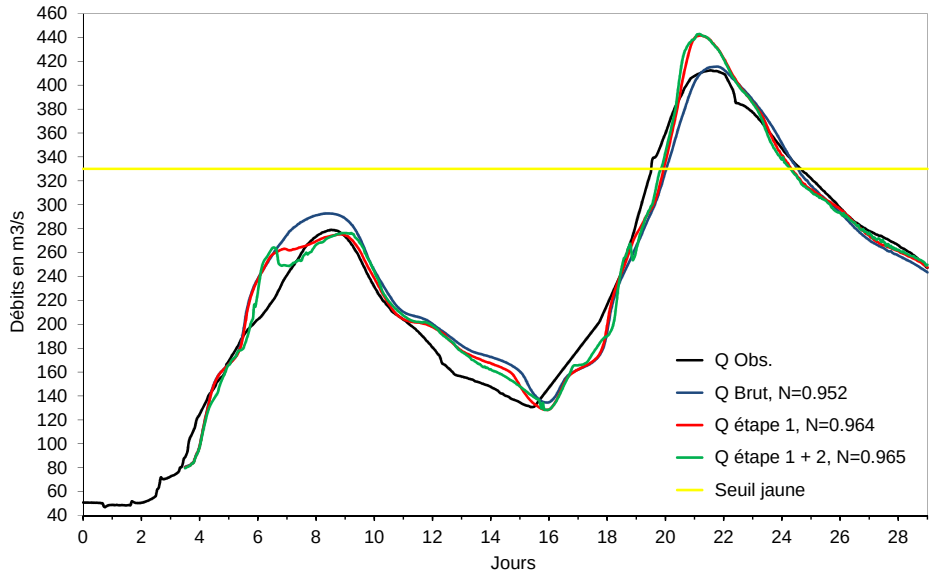


FIGURE 5.9 – Débits observées et simulées par le modèle brut et l'enchainement des 2 étapes d'assimilation de données à Châlons-en-Champagne entre le 05/12/2010 et le 05/01/2011 à $+24h$.

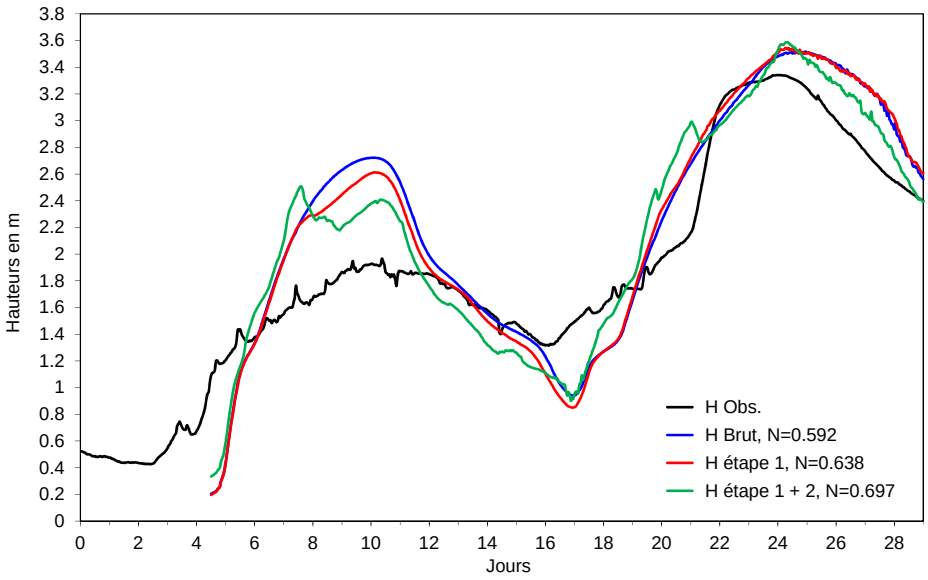


FIGURE 5.10 – Hauteurs observées et simulées par le modèle brut et l'enchainement des 2 étapes d'assimilation de données à Damery entre le 05/12/2010 et le 05/01/2011 à $+24h$.

Annexe 2

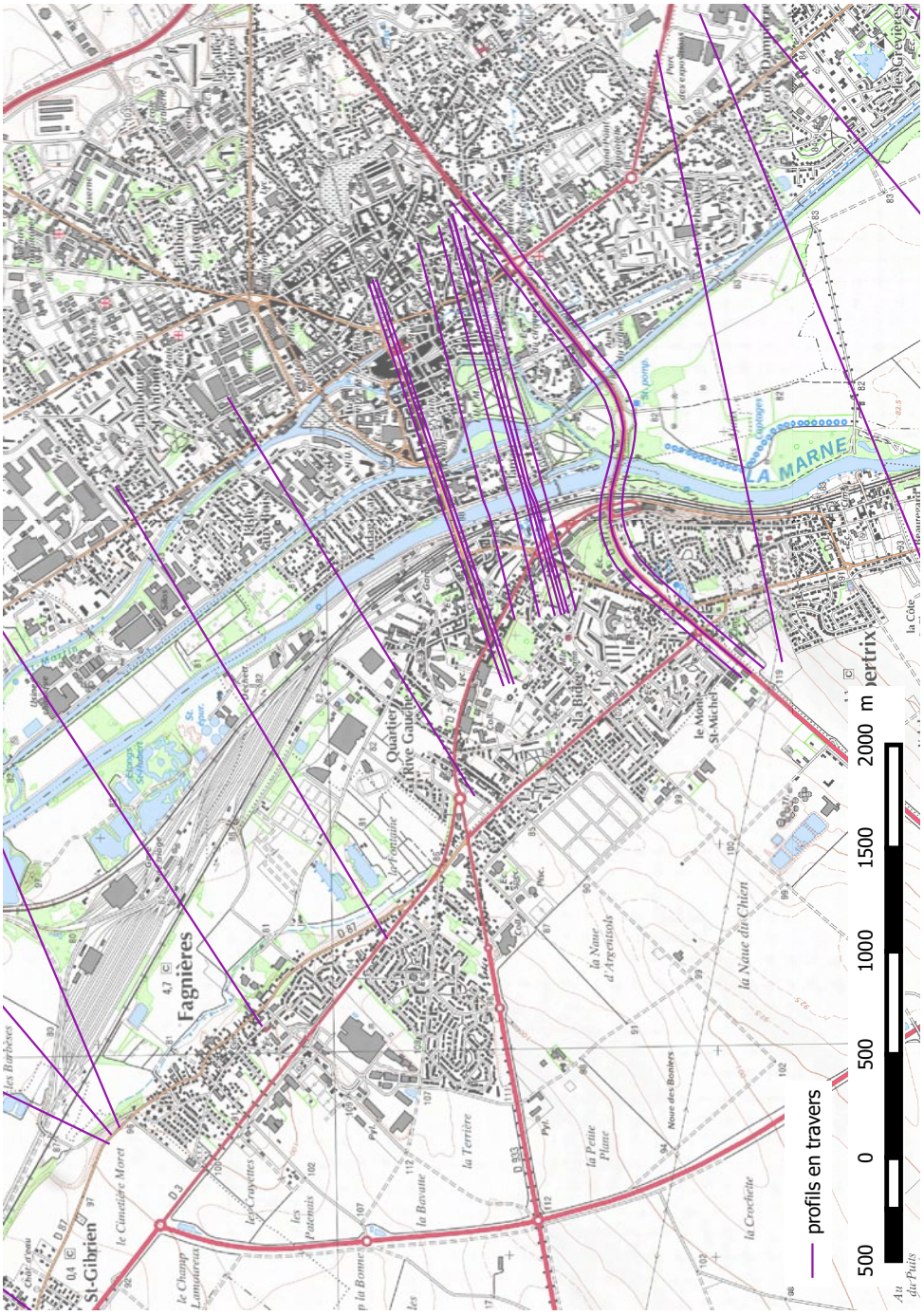


FIGURE 5.11 – Profils en travers renseignés dans le modèle MM pour décrire l'agglomération châlonnaise.

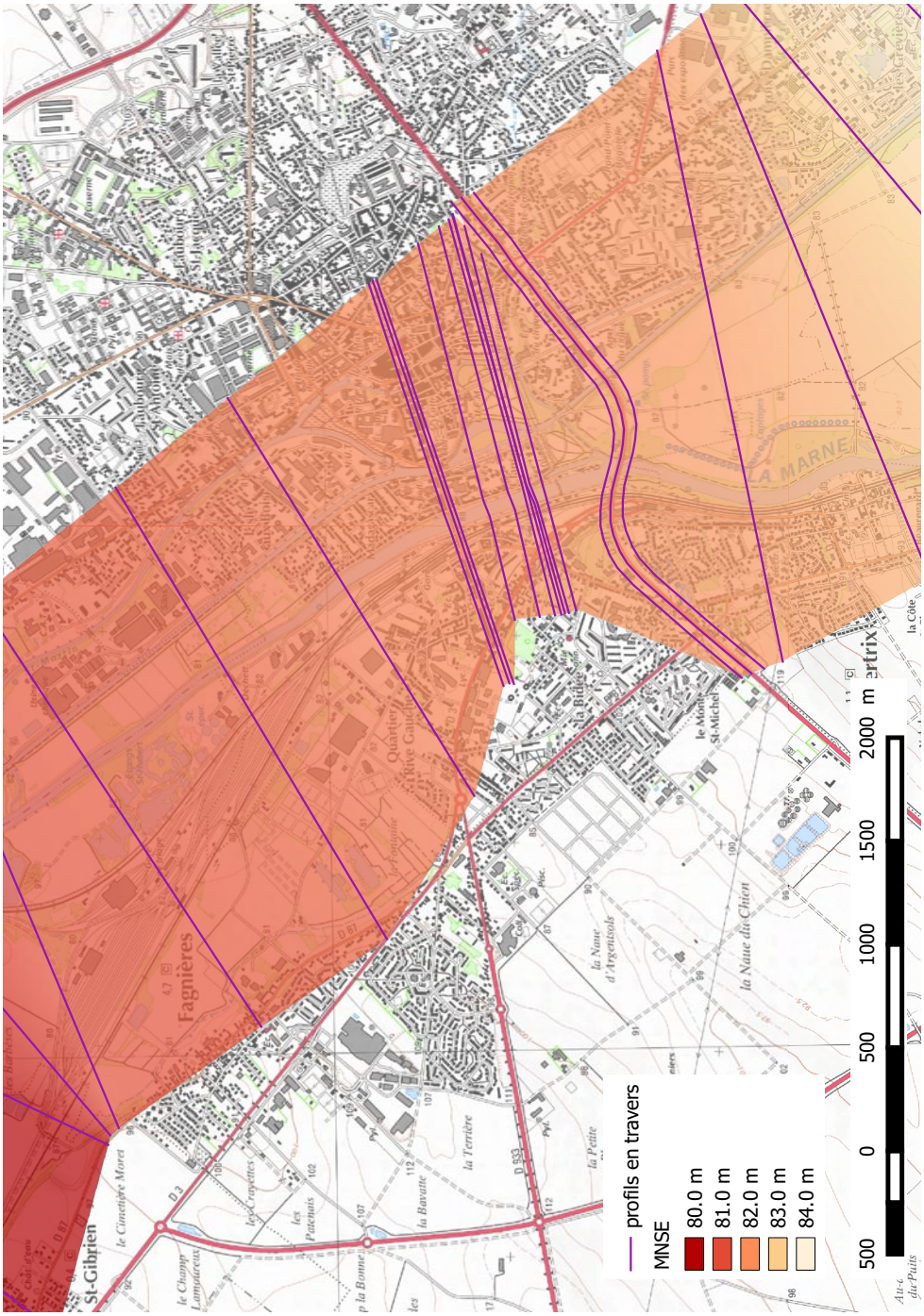


FIGURE 5.12 – Interpolation des profils et création de la MNSE.



FIGURE 5.13 – MNT de l'agglomération châlonnaise, un point tous les mètres avec une précision de plus ou moins 15 *cm*.

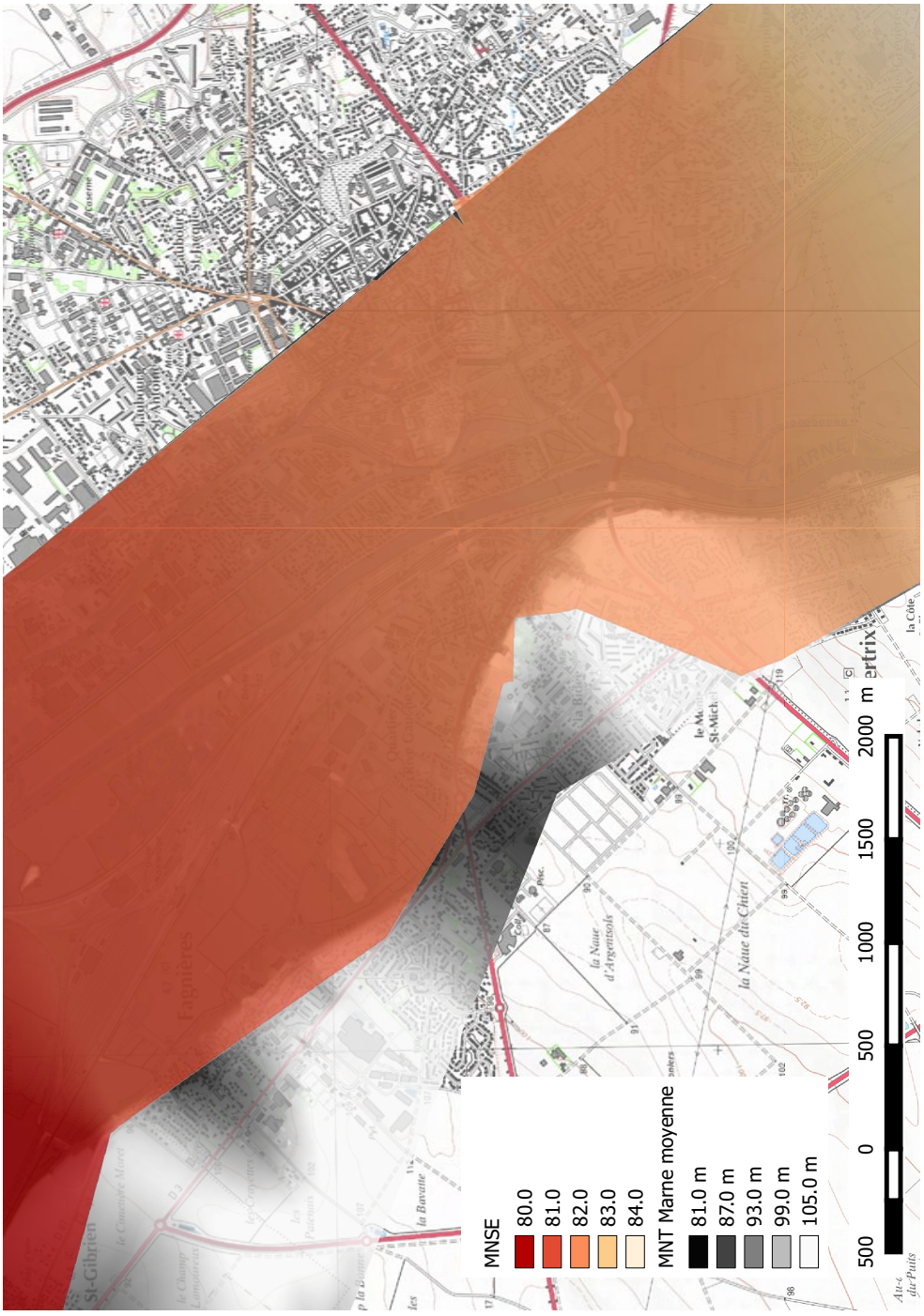


FIGURE 5.14 – Soustraction de la MNSE au MNT afin de déterminer la hauteur brute.

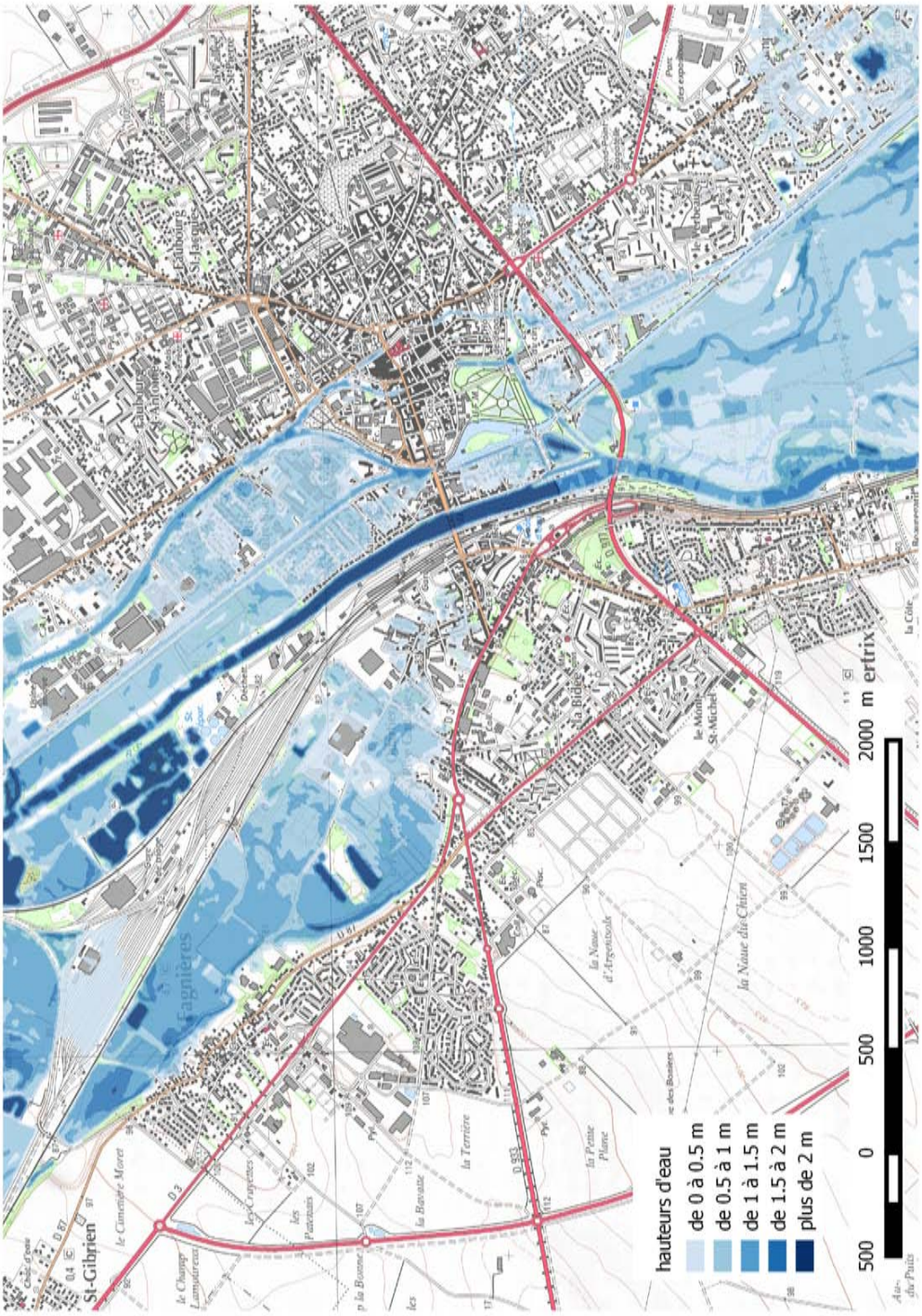


FIGURE 5.15 – Hauteur d'eau calculée sans prise en compte des digues.

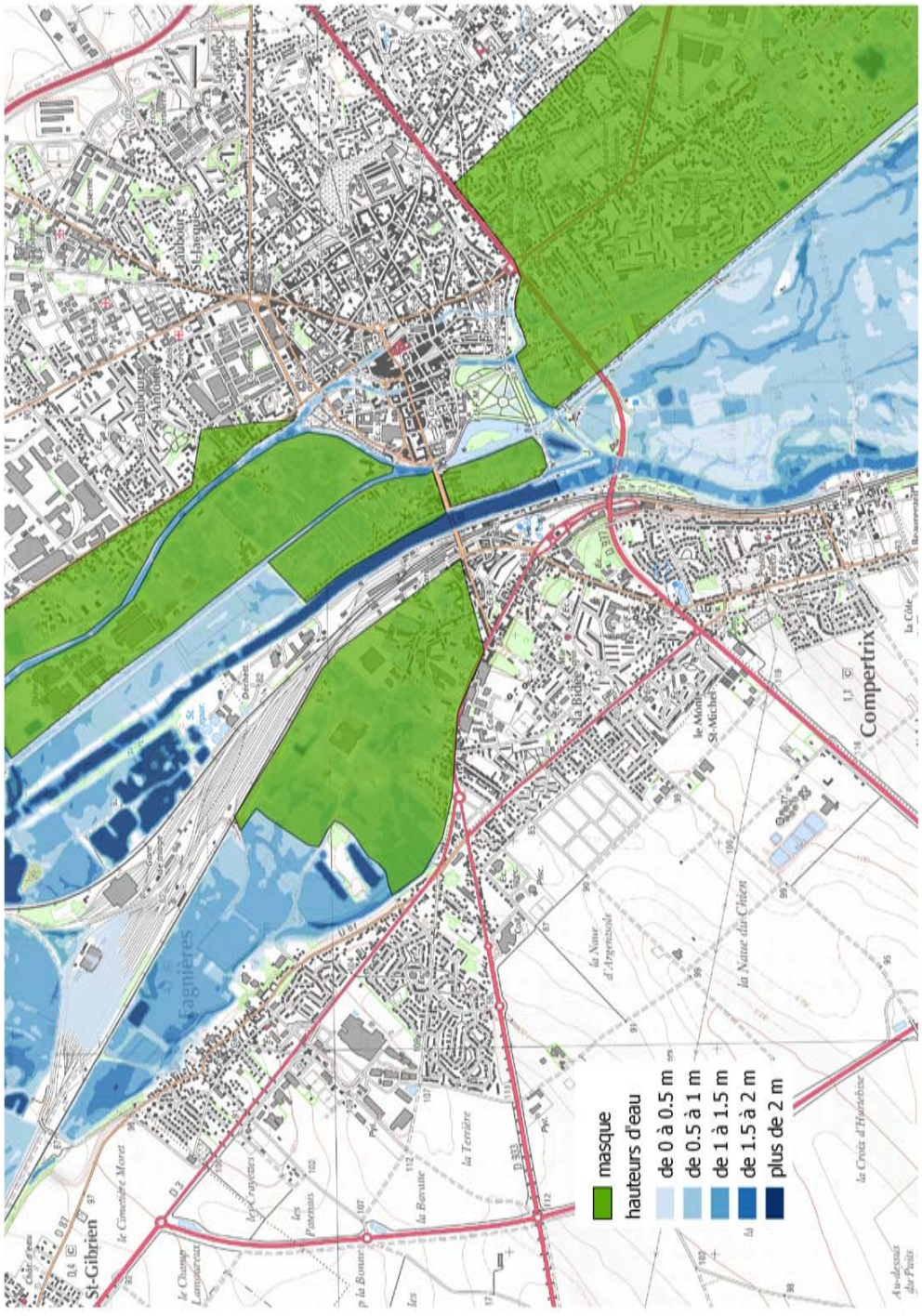


FIGURE 5.16 – Application du masque afin de tenir compte des digues.

Annexe 3

```
/************************************************************
/FICHIER DE PARAMETRES ASSIMILATION MASCARET MAG
/************************************************************
/
IMPRESSION DES LOIS HYDRAULIQUES = VRAI
/
IMPRESSION DES KS = VRAI
/
/FLAG CALAGE KS (VRAI) ou LOIS (FAUX)
FLAG CALAGE KS OU LOIS = FAUX
/
/TEMPS DE DEBUT DU CALAGE DES DEBITS ET KS PAR ASSIMILATION
TEMPS DE DEBUT DU CALAGE PAR ASSIMILATION = 406800
/
/TEMPS DE FIN DU CALAGE DES DEBITS ET KS PAR ASSIMILATION
TEMPS DE FIN DU CALAGE PAR ASSIMILATION = 428400
/
/************************************************************
/CTL_LOI
/************************************************************
/
/ FLAG DATA Z (VRAI) OU Q (FAUX) POUR CALAGE
FLAG DATA Z OU Q POUR CALAGE = FAUX
/
/DONNEES LOI 5 (3)
/
LOI 5 CALAGE = 'a'
LOI 5 STATIONS CALAGE = FAUX ;VRAI ;FAUX ;VRAI ;VRAI
LOI 5 VALEUR MIN = 4.
/
/DONNEES LOI 6 (3)
/
LOI 6 CALAGE = 'a'
LOI 6 STATIONS CALAGE = VRAI ;VRAI ;FAUX ;VRAI ;FAUX
LOI 6 VALEUR MIN = 2.
/
/DONNEES LOI 7 (3)
/
LOI 7 CALAGE = 'a'
LOI 7 STATIONS CALAGE = FAUX ;VRAI ;FAUX ;VRAI ;VRAI
LOI 7 VALEUR MIN = 2.
/
/DONNEES LOI 8 (3)
```

```
/
LOI 8 CALAGE = 'a'
LOI 8 STATIONS CALAGE = FAUX ;VRAI ;FAUX ;VRAI ;FAUX
LOI 8 VALEUR MIN = 2.
/
/DONNEES LOI 9 (3)
/
LOI 9 CALAGE = 'a'
LOI 9 STATIONS CALAGE = FAUX ;FAUX ;FAUX ;VRAI ;FAUX
LOI 9 VALEUR MIN = 2.
/
/PERTURBATION DU PARAMETRE A POUR LOI DEBIT (adim)
PERTURBATION PARAMETRE A DEBIT = 1.2
/PERTURBATION DU PARAMETRE B POUR LOI DEBIT (m3/sec)
PERTURBATION PARAMETRE B DEBIT = 5
/PERTURBATION DU PARAMETRE C POUR LOI DEBIT (sec)
PERTURBATION PARAMETRE C DEBIT = 7200
/
/ECART TYPE PARAMETRE A POUR LOI DEBIT (adim)
ECART TYPE PARAMETRE A DEBIT = 0.2
/ECART TYPE PARAMETRE B POUR LOI DEBIT (m3/sec)
ECART TYPE PARAMETRE B DEBIT = 5
/ECART TYPE PARAMETRE C POUR LOI DEBIT (sec)
ECART TYPE PARAMETRE C DEBIT = 7200
/
/SEUIL DE REJET DES OBS POUR LE CALAGE EN % DE LA VALEUR MODELE
SEUIL REJET MISFIT CALAGE = 100.
/
/************************************************************
/CTL_KS
/************************************************************
/
/FLAG DATA Z (VRAI) OU Q (FAUX) POUR CALAGE_KS
FLAG DATA Z OU Q POUR CALAGE_KS = VRAI
/
/NOMBRE DE ZONES DE KS A MODIFIER
NOMBRE DE ZONES DE KS A MODIFIER = 1
/
/NUMEROS DES ZONES DE KS A MODIFIER
NUMEROS DES ZONES DE KS A MODIFIER = 6.
/
/VALEURS MIN FROTTEMENT MINEUR POUR LES ZONES KS A MODIFIER
VALEUR MIN FROTTEMENT MINEUR = 10.
```

```
/
/VALEURS MAX FROTTEMENT MINEUR POUR LES ZONES KS A MODIFIER
VALEUR MAX FROTTEMENT MINEUR = 18.
/
/VALEURS MIN FROTTEMENT MAJEUR POUR LES ZONES KS A MODIFIER
VALEUR MIN FROTTEMENT MAJEUR = 6.
/
/VALEURS MAX FROTTEMENT MAJEUR POUR LES ZONES KS A MODIFIER
VALEUR MAX FROTTEMENT MAJEUR = 10.
/
/STATIONS POUR LE CALAGE SUR LA ZONE
ZONE 1 STATIONS CALAGE = FAUX ;FAUX ;VRAI ;FAUX ;FAUX
/
/MODIF KS m=mineur n=majeur
ZONE 1 CALAGE = 'mn'
/
/PERTURBATION DU PARAMETRE M KS (m3/s)
PERTURBATION DU PARAMETRE M KS = -3.
/
/PERTURBATION DU PARAMETRE N KS (m3/s)
PERTURBATION DU PARAMETRE N KS = -2.
/
/ECART TYPE DU PARAMETRE M KS (m3/s)
ECART TYPE DU PARAMETRE M KS = 3.
/
/ECART TYPE DU PARAMETRE N KS (m3/s)
ECART TYPE DU PARAMETRE N KS = 2.
/
/SEUIL DE REJET DES OBS POUR LE CALAGE KS EN % DE LA VALEUR MO-
DELE
SEUIL REJET MISFIT CALAGE KS = 100
/
/************************************************************
/PARAMETRES DES STATIONS D'OBSERVATION
/************************************************************
/
NOMBRE DE STATIONS DE MESURE = 5
BRANCHE DE LA STATION =
3 ;4 ;4 ;4 ;8
ABSCISSE DE LA STATION =
28044.0 ;73438.0 ;82063 ;108183.0 ;164135.0
NOM DE LA STATION =
'Condes' ;'Mussey' ;'Joinville' ;'Chamouilley' ;'Saucourt'
```

/DECALAGE DE L'ORIGINE DES OBSERVATIONS PAR RAPPORT A LA COTE MARINE EN METRES
DECALAGE DE LA STATION =
245.94 ;193.16 ;182.68 ;149.95 ;205.74
/
/SEUIL DE REJET DES OBS POUR ASSIMILATION CALAGE ET KS PAR STATION (min en mt)
SEUIL REJET OBSERVATIONS Z =
0. ;0. ;0. ;0. ;0.
/
/SEUIL DE REJET DES OBS DE DEBIT POUR CALAGE PAR STATION (min en m3/s)
SEUIL REJET OBSERVATIONS Q =
2. ;2. ;2. ;2. ;2.
/
/ECART TYPE ERREUR D'OBSERVATION EN METRES
ECART TYPE ERREUR D'OBSERVATION DE HAUTEUR A LA STATION =
0.025 ;0.025 ;0.025 ;0.025 ;0.025
/
/ECART TYPE ERREUR D'OBSERVATION DE DEBIT EN M3/s
ECART TYPE ERREUR D'OBSERVATION DE DEBIT A LA STATION = 2. ;2. ;2. ;2. ;2.
/
/PREFIXE : LES FICHIERS SONT "$PREFIXE$NB_STAT.dat"
PREFIXE FICHIERS OBSERVATIONS = '../../Observations/Observations_stat'
/
/FREQUENCE DES DONNEES DANS LE FICHIER D'OBSERVATIONS
FREQUENCE DES DONNEES DANS LE FICHIER D'OBSERVATIONS = 3600.0
/
/TAILLE DE LA FENETRE POUR LA MOYENNE GLISSANTE DU LISSAGE DES OBS
TAILLE DE LA FENETRE POUR LE LISSAGE DES OBS = 3600.0
/
/ACTIVATION DE LA SAUVEGARDE LIGNE D'EAU INITIALE
ACTIVATION DE LA SAUVEGARDE LIGNE D'EAU INITIALE = VRAI
/
/TEMPS DE SAUVEGARDE LIGNE D'EAU INITIALE (RELATIF AU DEBUT DE LA SIM. secs)
TEMPS DE SAUVEGARDE LIGNE D'EAU INITIALE = 3600
/
/CHEMIN SAUVEGARDE LIGNE D'EAU INITIALE
CHEMIN SAUVEGARDE LIGNE D'EAU INITIALE = '../../DonneesStat'

Annexe 4

```
/************************************************************
/FICHIER DE PARAMETRES ASSIMILATION MASCARET MM
/************************************************************
/
IMPRESSION DES LOIS HYDRAULIQUES = VRAI
/
IMPRESSION DES KS = VRAI
/
/FLAG CALAGE KS (VRAI) ou LOIS (FAUX)
FLAG CALAGE KS OU LOIS = FAUX
/
/TEMPS DE DEBUT DU CALAGE DES DEBITS ET KS PAR ASSIMILATION
TEMPS DE DEBUT DU CALAGE PAR ASSIMILATION = 385200
/
/TEMPS DE FIN DU CALAGE DES DEBITS ET KS PAR ASSIMILATION
TEMPS DE FIN DU CALAGE PAR ASSIMILATION = 428400
/
/************************************************************
/CTL_LOI
/************************************************************
/
/ FLAG DATA Z (VRAI) OU Q (FAUX) POUR CALAGE
FLAG DATA Z OU Q POUR CALAGE = FAUX
/
/DONNEES LOI 3 (3)
/
LOI 3 CALAGE = 'a'
LOI 3 STATIONS CALAGE = FAUX ;VRAI ;FAUX
LOI 3 VALEUR MIN = 10.
/
/PERTURBATION DU PARAMETRE A POUR LOI DEBIT (adim)
PERTURBATION PARAMETRE A DEBIT = 1.05
/PERTURBATION DU PARAMETRE B POUR LOI DEBIT (m3/sec)
PERTURBATION PARAMETRE B DEBIT = 5
/PERTURBATION DU PARAMETRE C POUR LOI DEBIT (sec)
PERTURBATION PARAMETRE C DEBIT = 7200
/
/ECART TYPE PARAMETRE A POUR LOI DEBIT (adim)
ECART TYPE PARAMETRE A DEBIT = 0.08
/ECART TYPE PARAMETRE B POUR LOI DEBIT (m3/sec)
ECART TYPE PARAMETRE B DEBIT = 5
/ECART TYPE PARAMETRE C POUR LOI DEBIT (sec)
ECART TYPE PARAMETRE C DEBIT = 7200
```

```
/
/SEUIL DE REJET DES OBS POUR LE CALAGE EN % DE LA VALEUR MODELE
SEUIL REJET MISFIT CALAGE = 100.
/
/************************************************************
/CTL_KS
/************************************************************
/
/FLAG DATA Z (VRAI) OU Q (FAUX) POUR CALAGE_KS
FLAG DATA Z OU Q POUR CALAGE_KS = VRAI
/
/NOMBRE DE ZONES DE KS A MODIFIER
NOMBRE DE ZONES DE KS A MODIFIER = 4
/
/NUMEROS DES ZONES DE KS A MODIFIER
NUMEROS DES ZONES DE KS A MODIFIER = 2 ;3 ;4 ;7
/
/VALEURS MIN FROTTEMENT MINEUR POUR LES ZONES KS A MODIFIER
VALEUR MIN FROTTEMENT MINEUR = 25 ;21 ;22 ;35
/
/VALEURS MAX FROTTEMENT MINEUR POUR LES ZONES KS A MODIFIER
VALEUR MAX FROTTEMENT MINEUR = 35 ;31 ;32 ;45
/
/VALEURS MIN FROTTEMENT MAJEUR POUR LES ZONES KS A MODIFIER
VALEUR MIN FROTTEMENT MAJEUR = 8 ;7 ;7 ;10
/
/VALEURS MAX FROTTEMENT MAJEUR POUR LES ZONES KS A MODIFIER
VALEUR MAX FROTTEMENT MAJEUR = 18 ;17 ;17 ;20
/
/STATIONS POUR LE CALAGE SUR LA ZONE
/
/MODIF KS m=mineur n=majeur
/
ZONE 1 STATIONS CALAGE = FAUX ;VRAI ;FAUX
/
ZONE 1 CALAGE = 'mn'
/
ZONE 2 STATIONS CALAGE = VRAI ;FAUX ;FAUX
/
ZONE 2 CALAGE = 'mn'
/
ZONE 3 STATIONS CALAGE = FAUX ;VRAI ;FAUX
/
```

```
ZONE 3 CALAGE = 'mn'
/
ZONE 4 STATIONS CALAGE = FAUX ;FAUX ;VRAI
/
ZONE 4 CALAGE = 'mn'
/
/PERTURBATION DU PARAMETRE M KS (m3/s)
PERTURBATION DU PARAMETRE M KS = -2.
/
/PERTURBATION DU PARAMETRE N KS (m3/s)
PERTURBATION DU PARAMETRE N KS = -2.
/
/ECART TYPE DU PARAMETRE M KS (m3/s)
ECART TYPE DU PARAMETRE M KS = 3.
/
/ECART TYPE DU PARAMETRE N KS (m3/s)
ECART TYPE DU PARAMETRE N KS = 2.
/
/SEUIL DE REJET DES OBS POUR LE CALAGE KS EN % DE LA VALEUR MO-
DELE
SEUIL REJET MISFIT CALAGE KS = 100
/
/************************************************************
/CTL_WATERLINE
/************************************************************
/
/ECART TYPE ERREUR D'EBAUCHE AUX POINTS D'OBSERVATION EN METRES
ECART TYPE ERREUR D'EBAUCHE A LA STATION =
0.1 ;0.1 ;0.1
/
/LONGUEUR DE PORTEE DE L'ERREUR D'EBAUCHE POUR Z EN METRES
(AMONT)
LONGUEUR DE PORTEE AMONT POUR Z =
2000.0 ;2000 ;2000
/
/LONGUEUR DE PORTEE DE L'ERREUR D'EBAUCHE POUR Z EN METRES
(AVAL)
LONGUEUR DE PORTEE AVAL POUR Z =
5000.0 ;5000 ;5000
/
/LONGUEUR DE PORTEE DE L'ERREUR D'EBAUCHE POUR Q EN METRES
(AMONT)
LONGUEUR DE PORTEE AMONT POUR Q =
```

2000 ;2000 ;2000
/
/LONGUEUR DE PORTEE DE L'ERREUR D'EBAUCHE POUR Q EN METRES (AVAL)
LONGUEUR DE PORTEE AVAL POUR Q =
5000.0 ;5000 ;5000
/
/COEFF A COURBE DE TARAGE Q=A*ZR̂+B
COEFF A COURBE DE TARAGE =
57.24 ;57.24 ;57.24
/ /COEFF R COURBE DE TARAGE Q=A*ZR̂+B
COEFF R COURBE DE TARAGE =
1. ;1. ;1.
/ /COEFF B COURBE DE TARAGE Q=A*ZR̂+B
COEFF B COURBE DE TARAGE =
-23.32 ;-23.32 ;-23.32
/
/**
/PARAMETRES DES STATIONS D'OBSERVATION
/**
/
NOMBRE DE STATIONS DE MESURE = 3
BRANCHE DE LA STATION =
2 ;2 ;2
ABSCISSE DE LA STATION =
24226.0 ;44386.0 ;92245.0
NOM DE LA STATION =
'Lachaussee' ;'Chalons' ;'Damery'
/DECALAGE DE L'ORIGINE DES OBSERVATIONS PAR RAPPORT A LA COTE MARINE EN METRES
DECALAGE DE LA STATION =
86.72 ;77.52 ;63.66
/
/SEUIL DE REJET DES OBS POUR ASSIMILATION CALAGE ET KS PAR STATION (min en mt)
SEUIL REJET OBSERVATIONS Z =
0.1 ;0.1 ;0.1
/
/SEUIL DE REJET DES OBS DE DEBIT POUR CALAGE PAR STATION (min en m3/s)
SEUIL REJET OBSERVATIONS Q =
0.1 ;0.1 ;0.1
/

/ECART TYPE ERREUR D'OBSERVATION EN METRES
ECART TYPE ERREUR D'OBSERVATION DE HAUTEUR A LA STATION = 0.025 ;0.025 ;0.025
/
/ECART TYPE ERREUR D'OBSERVATION DE DEBIT EN M3/s
ECART TYPE ERREUR D'OBSERVATION DE DEBIT A LA STATION = 10. ;10. ;10.
/
/PREFIXE : LES FICHIERS SONT "$PREFIXE$NB_STAT.dat"
PREFIXE FICHIERS OBSERVATIONS = '../../Observations/Observations_stat'
/
/FREQUENCE DES DONNEES DANS LE FICHIER D'OBSERVATIONS
FREQUENCE DES DONNEES DANS LE FICHIER D'OBSERVATIONS = 3600.0
/
/TAILLE DE LA FENETRE POUR LA MOYENNE GLISSANTE DU LISSAGE DES OBS
TAILLE DE LA FENETRE POUR LE LISSAGE DES OBS = 3600.0
/
/ACTIVATION DE LA SAUVEGARDE LIGNE D'EAU INITIALE
ACTIVATION DE LA SAUVEGARDE LIGNE D'EAU INITIALE = VRAI
/
/TEMPS DE SAUVEGARDE LIGNE D'EAU INITIALE (RELATIF AU DEBUT DE LA SIM. secs)
TEMPS DE SAUVEGARDE LIGNE D'EAU INITIALE = 3600
/
/CHEMIN SAUVEGARDE LIGNE D'EAU INITIALE
CHEMIN SAUVEGARDE LIGNE D'EAU INITIALE = '../../DonneesStat'

Glossaire

- bassin versant : espace sur lequel tous les écoulements des eaux convergent vers un même point nommé exutoire du bassin versant. La limite physique de cet espace est la ligne de crêtes appelées aussi ligne de partage des eaux.
- bathymétrie : science de la mesure des profondeurs et des reliefs subaquatiques, elle correspond à la description topographique du fond de la rivière.
- courbe de tarage : courbe caractérisant la relation hauteur-débit d'une station hydrométrique, elle est composée de point de jaugeage.
- crue : élévation de la hauteur du niveau d'eau ou augmentation du débit moyen d'un cours d'eau.
- débâcle : rupture brusque d'un barrage de glace dans les régions nordiques.
- enjeu : personnes, biens et activités pouvant subir des dommages et des préjudices.
- étiage (période de plus basses eaux des rivières et des nappes souterraines)
- erreur : décalage reconnu ou constaté entre une affirmation (une prévision passée) et cette donnée vraie sans introduire de notion de doute. Au contraire, l'incertitude fait référence au doute. L'incertitude anticipe l'erreur et les erreurs connues permettent d'évaluer notre incertitude.
- hydrogramme : graphique représentant la variation des débits en fonction du temps.
- hydrométrie : ensemble des techniques de mesures de la hauteur d'eau et du débit d'un cours d'eau.
- incertitude : *cf* erreur.
- inondation : submersion temporaire, par l'eau, de terres qui ne sont pas submergées en temps normal.
- jaugeage : mesure instantanée du débit pour une hauteur d'eau lue à l'échelle.
- karst : structure géomorphologique résultant de l'érosion des roches calcaires qui engendre entre autres la formation de rivières souterraines, de pertes, de résurgences, de grottes et de gouffres.
- houle : mouvement ondulatoire de la surface de la mer provoqué par un vent éloigné de la surface d'observation.
- limnigramme : graphique représentant la variation de la hauteur d'eau en fonction du temps.
- lit majeur : lit maximum qu'occupe un cours d'eau dans lequel l'écoulement

ne s'effectue que temporairement lors du débordement des eaux hors lit mineur en période de très hautes eaux en particulier lors de la plus grande crue historique.

- lit mineur : partie du lit du cours d'eau comprise entre les berges franches ou bien marquées, dans laquelle l'intégralité de l'écoulement s'effectue en dehors des périodes de très hautes eaux et de crues débordantes.
- marée : variation du niveau de la mer due à l'effet conjugué des forces de gravitation de la lune et du soleil.
- risque naturel : conjonction d'un phénomène naturel nommé aléa et d'enjeux, c'est à dire l'existence de personnes, de biens et activités pouvant subir des dommages et des préjudices.
- surcote : différence positive entre le niveau marin observé et le niveau marin qui existerait en présence de la marée astronomique seule (lorsque cette différence est négative, on parle de décote) générée par la variation de la pression atmosphérique et du vent consécutive au passage d'une dépression météorologique.
- topographie : science de la mesure et de la représentation du relief.
- tsunamis (ou raz-de-marée) : vagues destructrices pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres provoquées par un tremblement de terre, un glissement de terrain sous-marin ou une explosion volcanique.
- marégramme : graphique représentant la variation de la marée en fonction du temps.
- modèle hydrologique : représentation simplifiée des processus du cycle hydrologique à l'exutoire d'un bassin versant aussi appelée modèle pluie-débit qui comprend la précipitation de pluie ou de neige sur les surfaces continentales et son acheminement vers les cours d'eau qui drainent à la fois les eaux de surface et souterraines.

Liste des acronymes

- 1D : modèle hydraulique mono-dimensionnel.
- 2D : modèle hydraulique bi-dimensionnel.
- ADCP : Acoustic Doppler Current Profiler.
- ANTILOPE (produit météorologique) : ANalyse par spaTIaLisation hOraire des PrÉcipitations.
- AROME (modèle météorologique) : Application de la Recherche à l'Opérationnel à MésoÉchelle.
- ARPEGE (modèle météorologique) : Action de Recherche Petite Échelle Grande Échelle.
- BD ALTI : Base de Données ALTImétrique.
- BFG : Bundesanstalt Für Gwässerkunde.
- CEMAGREF : Centre d'Études du Machinisme Agricole et du Génie Rural des Eaux et Forêts.
- CEPMMT : Centre Européen de Prévision Météorologiques à Moyen Terme.
- CEREMA : Centre d'Études et d'expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement.
- CERFACS : Centre Européen de Recherche et de Formation Avancée e n Calcul Scientifique.
- CETMEF : Centre d'Étude Technique Maritimes Et Fluviales.
- CNES : Centre National d'Études Spatiales.
- CNR : Compagnie Nationale du Rhône.
- CNRS : Centre National de la Recherche Scientifique.
- CVH : Cellules de Veilles Hydrologiques.
- CWIPI : Coupling With Interpolation Parallel Interface.
- DAMP : Data Assimilation for Mascaret Prototype.
- DCE : Directive Cadre sur l'Eau.
- DDT : Direction Départementale des Territoires.
- DEAL : Direction de l'Environnement de l'Aménagement et du Logement.
- DOM : Départements d'Outre-Mer.
- DREAL : Direction Régionale de l'Environnement de l'Aménagement et du Logement.
- DRIEE : Direction Régionale et Interdépartementale de l'Environnement et de l'Énergie.

- EA : Environment Agency.
- EAO : Expertise Assistée par Ordinateur.
- EDF : Électricité de France.
- EKF : Extended Kalman Filter.
- EnKF : Filtre de Kalman d'Ensemble.
- EFAS : European Flood Awarness System.
- EPS (modèle météorologique) : Ensemble Prediction System.
- EPTB : Établissement Public Territorial de Bassin.
- FK : Filtre de Kalman.
- GPS : Global Positioning System.
- GR (modèle hydrologique) : Génie Rural.
- GRP (modèle hydrologique) : Génie Rural pour la Prévision.
- GT : Groupe de Travail.
- HDR : Habilitation à Diriger des Recherches.
- HEC-HMS (modèle hydrologique) : Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System.
- IGN : Institut Géographique National.
- INRA : Institut National de Recherche Agronomique.
- IRSTEA : Institut national de Recherche en Sciences et Technologies pour l'Environnement et l'Agriculture.
- ISBA (modèle de surface) : Interaction Sol-Biosphère-Atmosphère.
- JRC : Joint Research Center.
- KaRIN (radar altimétrique) : Ka-band Radar Interferometer.
- LIDAR : LIght Detection And Ranging.
- LNHE : Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement.
- MAG (modèle hydraulique) : Marne Amont Global.
- MARINE (modèle hydrologique) : Modélisation de l'Anticipation du Ruissellement et des Inondations pour des éveNements Extrêmes.
- MEDDE : Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie.
- MM (modèle hydraulique) : Marne Moyenne.
- MNSE : Modèle Numérique de Surface en Eau.
- MODCOU (modèle hydrologique) : MOdèle hydrologique COUplé.
- NGF : Nivellement Général Français.
- ONERA : Office National d'Études et de Recherches Aérospatiales.
- OTAMIN : OuTil Automatique d'estiMation de l'iNcertitude prédictive.
- PEARP (modèle météorologique) : Prévision d'Ensemble ARPege.
- PEAROME (modèle météorologique) : Prévision d'Ensemble AROME.
- PHyC : Plate-forme Hydro Centrale.
- PIREN Seine : Programme Interdisciplinaire de Recherche sur l'Environnement de la Seine.
- POM : Plate-forme Opérationnelle pour la Modélisation.
- R&D : Réseau et Distribution.

- RDI : Référent Départemental pour l'appui technique à la préparation et à la gestion des crises d'Inondation.
- RIC : Règlement de surveillance de prévision et de transmission de l'Information sur les Crues.
- RMSE : Root Mean Square Error.
- RR3 (produit météorologique) : cumul pluviométrique journalier prévu discrétisé au pas de temps tri-horaire.
- SAC : Service d'Annonce de Crues.
- SAFRAN (modèle météorologique) : Système d'Analyse Fournissant des Renseignements Atmosphériques à la Neige.
- SAMA : Seine Amont Marne Amont.
- SAR : Synthetic Aperture Radar.
- SCHAPI : Service Central d'Hydrométéorologie et d'Appui à la Prévention des Inondations.
- SDPC : Schéma Directeur de Prévision des Crues.
- SHOM : Service Hydrographique et Océanographique de la Marine.
- SHE (modèle hydrologique) : Système Hydrologique Européen.
- SHF : Société Hydrotechnique de France.
- SIG : Système d'information Géographique.
- SIM-PE (modèle hydrologique) : SAFRAN-ISBA-MODCOU Prévision d'Ensemble.
- SPC : Service de Prévision des Crues.
- SWOT : Surface Water and Ocean Topography.
- TOPMODEL (modèle hydrologique) : TOPography based hydrological MODEL.
- TRI : Territoires à Risques importants d'Inondations.
- TU : Temps Universel.
- NFFS : National Flood Forecasting System.
- UH : Unités d'Hydrométrie.
- VNF : Voies Navigables de France.

Bibliographie

Abbott, M. B., Bathurst, J. C., Cunge, J. A., O'Connell, P. E., and Rasmussen, J. (1986). An introduction to the european hydrological system SHE, 1 : History and philosophy of a physically-based, distributed modelling system. *Journal of Hydrology*, 87 :45–49.

Andreadis, K., Biancamaria, S., and Ricci, S. (2013). Preparing for the assimilation of continental water surface elevation imagery from upcoming satellite mission. Hydrologic Data Assimilation for the SWOT mission meeting. *EOS American Geophysical Union*, pages –.

Barthélémy, S. (2015). *Assimilation de données ensembliste et couplage de modèles hydrauliques 1D-2D pour la prévision des crues en temps réel. Application au réseau hydraulique "Adour Maritime"*. PhD thesis.

Bates, P. D. and De Roo, P. J. (2000). A simple raster based model for flood inundation simulation. *Journal of Hydrology*, 236 :54–77.

Bedient, P. B. and Hubert, W. C. (2002). *Hydrology and Floodplain Analysis*. Prentice-Hall Publishing.

Berthet, L. (2010). *Prévision des crues à pas de temps fin : comment mieux assimiler l'information de débit dans un modèle pluie-débit*. PhD thesis, Ecole Nationale du Génie Rural, des Eaux et des Forêts.

Berthet, L., Andreassian, V., Perrin, C., and Javelle, P. (2009). How crucial is it to account for the antecedent moisture conditions in flood forecasting ? comparaison of event-based and continuous approaches on 178 catchments. *Hydrology and Earth System Sciences*, 13 :819–831.

Biancamaria, S., Durand, M., Andreadis, K. M., Bates, P. D., Boone, A., Mognard, N. M., Rodriguez, E., Alsdorf, D. E., Lettenmaier, D. P., and Clark, E. A. (2011). Assimilation of virtual wide swath altimetry to improve Artic river modeling. *Remote Sensing of Environment*, 115 :373–381.

Bourgin, F. (2014). *Comment quantifier l'incertitude prédictive en modélisation hydrologique ? Travail exploratoire sur un grand échantillon de bassins versants*. PhD thesis, IRSTEA - AgroParisTech.

Braud, I., Roux, H., Anquetin, S., Maubourguet, M. M., Manus, C., Viallet, P., and Dartus, D. (2010). The use of distributed hydrological models for the Gard 2002 flash flood event : Anaysis of associated hydrological processes. *Journal Of Hydrology*, 394 :162–181.

Brunstein, D. (1999). *Un système d'Information Géographique pour l'analyse du continuum amont-aval et les changements d'échelle dans un système fluvial*. PhD thesis, Université de Paris I -Panthéon - Sorbonne.

Buis, S., piacentini, A., and Déclat, D. (2006). PALM : a computational framework for assembling high-performance computing applications. *Concurrency and Computation*, 18 :231–245.

Cohn, S. E. (1974). *An Introduction to Estimation Theory*.

Cousteau, M., Regimbeau, F., Thirel, G., Habets, F., Janet, B., Martin, E., De Saint-Aubin, C., and Soubeyroux, J. M. (2015). Impact of improved meteorological forcing soil physics and data assimilation on an operationnal Hydrological Ensemble Forecast System over France. *Journal of hydrology*, 525 :781–792.

Crawford, N. H. and Burges, S. J. (2004). History of the Stanford watershed model. *Water Ressources IMPACT*, 6 :3–5.

Cunge, J. A. (1969). Au sujet d'une méthode de propagation de crue. *Journal of Hydraulics Research*, 7 :205–230.

De Roo, A., Gouweeleeuw, B., Bates, P. D., and Hollingsworth, A. (2003). Development of a European Flood Forecasting System. *International Journal of River Basin Management*, 1 :49–59.

Duchaine, F., Jauré, S., Poitu, D., Quémarais, E., Staffelbach, G., Morel, T., and Gicquel, L. (2015). Analysis of high performance conjugate heat transfer with the openpalm coupler. *Journal of Computational Science and Discovery*, 8 :015003.

Durand, M., Andreadis, K. M., Alsdorf, D. E., Lettenmaier, D. P., Moller, D., and Wilson, M. (2008). Estimation of bathymetric depth and slope from data assimilation of swath altimetry into a hydrodynamic model. *Geophysical Research Letters*, 35 :1–5.

EDF-CETMEF (2011). Mascaret V7.1, Note de principe. Technical report, EDF-CETMEF.

Evensen, G. (2007). *Data assimilation : the ensemble Kalman filter*. Springer.

Flipo, N. (2005). *Modélisation intégrée des transferts d'azote dans les aquifères et les rivières : Application au bassin du Grand Morin*. PhD thesis, École Nationale Supérieure des Mines de Paris.

Gelb, A. (1974). *Apllied optimal estimation*. MIT press.

Goutal, N. (2014). *Développements autour de la simulation des écoulements à surface libre en rivière. Équations de Saint-Venant - Couplage de modèles - Incertitudes - Application aux ondes de submersion.* PhD thesis.

Goutal, N. and Morel, F. (2002). A finite volume solver for 1D shallow-water equations applied to an actual river. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 38 :1–19.

Gouweleeuw, B., Thielen, J., Franchello, G., De Roo, A., and Buizza, R. (2005). Flood forecasting using medium-range probabilistic weather prediction. *Hydrological and Earth System Sciences*, 9 :365–380.

Guha-Sapir, D., Vos, F., Below, R., and Ponserre, S. (2012). Annual disaster statistical review 2011 : the numbers and trends. Technical report, Centre for Research on the Epidemiology of Disaster.

Habert, J., Ricci, S., Le Pape, E., Thual, O., Piacentini, A., Goutal, N., , Jonville, G., and Rochoux, M. (2015). Reduction of the uncertainties in the water level-discharge relation of a 1d hydraulic model in the context of operational flood forecasting. *Journal of Hydrology*, 532 :52–64.

Habert, J., Ricci, S., Piacentini, A., Jonville, G., Le Pape, E., Thual, O., Goutal, N., Zaoui, F., and Ata, R. (2013). Estimation of lateral inflows using data assimilation in the context of real-time flood forecasting for the Marne catchment in France. *Advances in Hydroinformatics - SIMHYDRO 2012*, pages 93–105.

Habets, F., Boone, A., Champeaux, J. L., Etchevers, P., Franchistéguy, L., Leblois, E., Ledoux, E., Moigne, P. L., Martin, E., Morel, S., Noilhan, J., Quintana-Segui, P., Rousset-Regimbeau, F., and Viennot, P. (2008). The SAFRAN-ISBA-MODCOU hydrometerological model applied over France. *Journal of Geophysical Research*, 113 :1–18.

Hans, P. A. (2012). *De la prévision des crues à la prévision des inondations - Reflexion sur les méthodes et les outils pour la cartographie des zones inondables.* PhD thesis, Mastère spécialisé en hydraulique de l'ENSEEIHT.

Hervouet, J. M. (2007). *Hydrodynamics of free surface flows : modelling with the finite element method.* John Wiley & Sons.

Hingray, B., Picouet, C., and Musy, A. (2009). *Hydrologie 2, Une science pour l'ingénieur.* Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.

Jean-Baptiste, N., Malaterre, P. O., 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 :2201–2214.

Kalman, R. E. (1960). *A new approach to linear filtering and prediction problems.*

Knebl, M. R., Yang, Z. L., and Maidment, D. R. (2005). Regionnal scale flood modeling using nexrad rainfall, GIS and HEC-HMS/RAS. *Journal of Environnemental Management*, 75 :325–336.

Lai, X. and Monnier, J. (2009). Assimilation of spatially distributed water levels into a shallow-water model. Part 1 : Mathematical method and test case. *Journal of Hydrology*, 377 :1–11.

Le Dimet, F. X. and Talagrand, O. (1986). *Variational algorithms for analysis and assimilation of meteorological observations : theorical aspects.* Tellus A.

Madsen, H. and Skotner, C. (2005). Adaptive state updating in real-time river flow forecasting - A combined filterng and error forecasting procedure. *Journal of Hydrology*, 308 :302–312.

Malaterre, P. O. (1994). *Modélisation, analyse et commande ooptimale LQR d'un canal d'irrigaton.* PhD thesis, LAAS-CNRS-ENGREF-CEMAGREF.

Malaterre, P. O. (1998). Pilote : linear quadratic optimal controller for irrigation canals. *Journal of Irrigation and Drainage*, 124 :187–194.

Matgen, P., Montinari, M., Hostache, R., Pfister, L., Hoffmann, L., Plaza, D., Pauwels, V. R. N., De Lannoy, G. J. M., Keyser, R., and Savenije, H. H. G. (2010). Towards the sequential assimilation of SAR-derived water stages into hydraulic models using the Particle Filter : Proof and concept. *Hydrology and Earth System Sciences*, 14 :1773–1785.

Maybeck, M., De Marsily, G., and Fustec, E. (1998). *La Seine en son bassin. Fonctionnement écologique d'un système fluvial anthropisé.* Elsevier.

MEDDE (2011). Tableau des événements naturels dommageables survenus en france de 1900 à 2010. *prim.net.*

Mirouze, I. (2010). *Régularisation de problèmes inverses à l'aide de l'équation de diffusion, avec application à l'assimilation variationelle de données océaniques.* PhD thesis, Université de Toulouse.

Mishra, S. K. and Singh, V. P. (2003). *Soil Conservation Servoice Curve Number (SCS-CN) Methodology.* Springer Nederlands.

Neal, J. C., Atkinson, P. M., and Hutton, C. W. (2007). Floods inundation model updating using an ensemble Kalman filter and spatially distributed measurements. *Journal of Hydrology*, 336 :401–415.

Pedinotti, V. (2013). *Préparation à la mission SWOT (Surface Water Ocean Topography) : Apport de l'altimétrie à large fauchée à la modélisation grande échelle des processus hydrologiques et hydrodynamiques en Afrique de l'Ouest.* PhD thesis, Université de Toulouse.

Perrin, C., Michel, C., and Andréassian, V. (2007). Modèles hydrologiques du Génie Rural (GR). Technical report, CEMAGREF.

Ricci, S. (2004). *Assimilation variationelle océanique : modélisation multivariée de la matrice de covariance d'erreur d'ébauche*. PhD thesis, Université de Toulouse.

Ricci, S., Piacentini, A., Thual, O., Le Pape, E., and Jonville, G. (2011). Correction of upstream flow and hydraulic state with data assimilation in the context of flood forecasting. *Hydrology and Earth System Sciences*, 15 :3555–3575.

Rochoux, M. (2014). *Vers une meilleure pérvision de la propagation d'incendies de forêt : évaluation de modèles et assimilation de données*. PhD thesis, Ecole Centrale Paris.

Roux, H., Labat, D., Garambois, P. A., Maubourguet, M. M., Chorda, J., and Dartus, D. (2011). A physically-based parsimonious hydrological model for flash floods in mediteranean cathments. *Natural Hazards Earth System Sciences*, 11 :2567–2582.

Sasaki, Y. (1958). An objectiveanalysis based on the variational method. *Journal of the Meteorological Society of Japan*, 36 :77–88.

Sasaki, Y., Gu, P., and Yan, L. (1955). A fundamental study of the numerical prediction based on the varaitional principle. *Journal of the Meteorological Society of Japan*, 33 :262–275.

SCHAPI-SPC (2014). Guide méthodologique sur l'estimation des incertitudes de prévision des crues. Technical report, SCHAPI-SPC. http ://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Portail :Wikhydro, consulté le 22/06/15.

Talagrand, O., Vautard, R., and Strauss, B. (1997). Evaluation of probabilistic prediction systems. *In Proc. ECMWF Workshop on Predictability*, pages 1–25.

Tangara, M. (2005). *Nouvelle méthode de prévision de crue utilisant un modèle pluie-débit global*. PhD thesis, Ecole Pratique des Hautes Etudes de Paris.

Thirel, G. (2009). *Amélioration des prévisions d'ensemble des débits sur la France de SAFRAN-ISBA-MODCOU*. PhD thesis, Université de Toulouse.

Thirel, G., Martin, E., Mahfouf, E., Massart, J. F., Ricci, S., and Habets, F. (2010a). Short an medium range hydrological ensemble forecasts over France - Part 1 : Description and validation of the assimilation system. *Hydrology and Earth System Sciences*, 14 :1623–1637.

Thirel, G., Martin, E., Mahfouf, E., Massart, J. F., Ricci, S., Regimbeau, F., and Habets, F. (2010b). Short an medium range hydrological ensemble forecasts over France - Part 2 : Impact on the ensemble streamflow forecasts. *Hydrology and Earth System Sciences*, 14 :1639–1653.

Thompson, J. R., Sørenson, H. R., Gavin, H., and Refsgaard, A. (2004). Application of a coupled MIKE SHE/MIKE 11 modelling system to a lowland wet grassland in southeast England. *Journal of Hydrology*, 293 :151–179.

Thual, O. (2010). *Hydrodynamique de l'environnement*. École polytechnique.

Todling, R. and Cohn, S. E. (1994). Suboptimal schemes for atmospheric data assimilation based on the kalman filter. *Monthly Weather Review*, 122 :2530–2557.

USACE (1994). *Engeneering and Design - Flood-Runoff Analysis*. US Army Corp of Engeneers.

Van Der Knijff, J., Younis, J., and De Roo, A. (2010). Lisflood : a GIS-based distributed model for river basin scale water balance and flood simulation. *International Journal of Geographical Information Science*, 24 :189–212.

Vincendon, B., Dicrocq, V., Saulnier, G. M., Bouilloud, L., Chancibault, K., and ans J. Noilhan, F. H. (2010). Benefit of coupling the ISBA land surface model with a TOPMODEL hydrological model version dedicated to mediteranean flash floods. *Journal of Hydrology*, 394 :256–266.

Warren, I. R. and Bach, H. (1992). MIKE 21 : a modelling system for estuaries, coastal waters and seas. *Environmental Software*, 7 :229–240.

Weerts, A. H., Winsemius, H. C., and Verkade, J. S. (2011). Estimation of predictive hydrological uncertainty using quantile regression from the National Flood Forecating System (England and Wales). *Hydrology and Earth System Sciences*, 15 :255–265.

Werner, M., Cranston, M., Harrison, T., Whitfield, D., and Schellekens, J. (2009). Recent developments in operational flood forecasting in England, Wales and Scotland. *Meteorological Applications*, 16 :13–22.

WMO (2011). Manual on flood forecasting and warning. Technical report, World Meterological Organization.

Yoon, Y., Durand, M., Merry, C. J., Clark, E. A., Andreadis, K. M., and Alsdorf, D. E. (2012). Estimating river bathymetry from data assimilation of synthtic SWOT measurements. *Journal of Hydrology*, 464-465 :363–375.