



APPORT DES MESURES PONCTUELLES DE DEBIT POUR LA PREVISION OPERATIONNELLE DES CRUES

Rapport de stage de dernière année

Etudiant :
Audrey VILLARD

Maître de stage:
Carina FURUSHO

Encadrant pédagogique:
Renaud ANSART



Le stage s'inscrit dans le cadre des développements du modèle hydrologique de prévision des crues GRP développé par Irstea et utilisé par la plupart des Services de Prévision de Crues français pour réaliser des prévisions opérationnelles de crues.

Remerciements

Je voudrai tout d'abord remercier tout particulièrement ma tutrice de stage Carina Furusho chercheur à Irstea, pour sa disponibilité et sa capacité d'écoute. Sa bonne humeur permanente et son implication dans ce stage m'ont permis de progresser de manière rapide et d'apprécier ces cinq mois passés en sa compagnie.

J'aimerais également remercier l'ensemble de l'équipe d'hydrologie d'Irstea pour leur accueil et leur sympathie qui m'a permis de m'intégrer très rapidement dans cette équipe. J'aimerais tout particulièrement remercier Olivier Delaigue pour le temps qu'il m'a accordé pour m'enseigner les bases du logiciel R CRAN. Je voudrais ensuite remercier Charles PERRIN et Vazken ANDREASSIAN sans qui ce stage n'aurait pas pu avoir lieu.

J'aimerais aussi remercier Julien DIRIBARNE chef d'unité à la DRIEE et Sylvain CHESNEAU ingénieur à la DREAL qui m'ont permis de participer à des journées de jaugeages sur certains cours d'eau que j'ai étudié durant ce stage.

Pour terminer, je souhaiterais remercier l'ensemble des personnes que j'ai été amenée à côtoyer, car ce stage a été très enrichissant que ce soit d'un point de vue technique ou humain.

Résumé

Les dégâts générés par les crues peuvent parfois être importants. C'est pourquoi, être capable de prévoir les crues est essentiel pour mettre en place des solutions préventives, qui permettront d'informer la population des risques éventuels.

Afin de réaliser ces prévisions les modèles hydrologiques se basent sur les chroniques de débits, (c'est-à-dire l'évolution des débits passés au cours du temps) pour caler les paramètres de leur modèle afin de prévoir la variation des débits dans le futur. Cependant, certaines stations hydrométriques (qui enregistrent l'évolution de la hauteur d'eau dans le temps), ne sont pas jaugées, c'est-à-dire qu'elles ne mesurent pas les débits en temps réel. En effet, les débits de ces stations mesurés par des opérationnels peuvent être difficile d'accès ou les moyens financiers à dispositions trop faibles pour réaliser ces mesures. Pour toutes ces stations les prévisions restent donc encore inexistantes. Or, la prévision des débits dans ces stations, même approximative, peut apporter des informations utiles non seulement aux localités situées à proximité mais aussi aux stations en aval, permettant d'améliorer la vigilance des cours d'eau du secteur.

L'objectif de ce stage est donc d'apporter des solutions pour prévoir les crues à partir de courbes de tarage (relations hauteur-débit) permettant d'alimenter les modèles hydrologiques. Deux méthodes basées sur une équation puissance et sur la formule de Manning-Strickler ont été appliquées sur un échantillon de 47 bassins.

L'étude montre que l'utilisation des courbes de tarage théoriques permet de reproduire la dynamique des évènements de crue et de garder une performance générale raisonnable pour la plupart des bassins versants testés. Finalement, on remarque que les meilleurs résultats parmi ceux testés qui ont été adaptés pour les opérationnels sont obtenus pour des jaugeages dont les mesures sont réalisées au quantile q_{70} et q_{90} et lorsque la courbe de tarage est estimée à l'aide de l'équation puissance.

Mots clés : Bassins versants, jaugeage, prévision, courbe de tarage.

Abstract

Table des matières

Remerciements	1
Résumé	2
Abstract	3
Introduction	6
Contexte du mémoire	6
Problématique hydrologique	6
Objectif du stage.....	7
Organisation de rapport de fin d'étude.....	8
I) Les mesures hydrométriques	9
1) Stations hydrométriques et courbes de tarage	9
2) Modèle GRP	10
a) Présentation du modèle GRP	10
b) Mise à jour du modèle GRP.....	11
c) Conclusion sur le modèle GRP	12
II) Constitution d'une base de données	13
1) Base de données hydro-climatique	13
a) Bassins du sud-ouest de la France : SPC GAD.....	13
b) Affluents de la Seine : SPC SMYL.....	14
2) Echantillon de bassins versants	14
a) Analyse de l'échantillon	14
b) Analyse des paramètres de GRP	15
c) Choix de critère de correction : Tangara ou Réseau de neurones ?	16
d) Etude des Résultats Bruts et des Fiches Performances fournis par GRP.....	17
III) Estimation des courbes de tarages.....	19
1) Première méthode d'estimation	19
a) Introduction.....	19
b) Solution envisagée pour l'estimation de la courbe de tarage.....	21
c) Analyse des prévisions.....	26

d)	Adaptation des résultats aux contraintes opérationnelles	29
e)	Analyse de la dégradation des performances du modèle	36
2)	Deuxième méthode d'approche : Formule de Manning	39
a)	Introduction.....	39
b)	Comparaison des deux modèles.....	40
3)	Apport des mesures de jaugeages sur les performances du modèle	40
a)	Equation puissance : Trois points de jaugeages.....	40
Conclusion.....		42
1)	Comparaison des deux méthodes	42
2)	Solution optimale.....	Erreur ! Signet non défini.
3)	Solution opérationnelle.....	Erreur ! Signet non défini.
4)	Apport des mesures de jaugeages	43
5)	Conclusions globales	43
6)	Perspectives futures	43
ANNEXE :		45
Annexe 1 : Modèle GRP		45
1)	Interception	45
2)	Réservoir de stockage	45
3)	Percolation	46
4)	Phase de correction	46
5)	Réservoir de routage	47
Annexe 2 : Liste des bassins de l'échantillon		49
Annexe 3 : Estimation des erreurs des paramètres.....		51
Annexe 4 : Résultats bruts et Fiche performance.....		53
Annexe 5 : Résultats Bruts Bassin SPC GAD et SMYL.....		54
Annexe 6 : Journées de jaugeages.....		56
Annexe 7 : Lien entre profil en travers et courbe de tarage		59
Annexe 8 : Organigramme		60
1)	Estimation de la courbe de tarage pour trois jaugeages.....	60
2)	Méthode des moindres carrés (Equation puissance).....	61
3)	Equation puissance.....	62
4)	Formule de Manning.....	62

5) Estimation du périmètre et de la surface mouillée	63
Bibliographie	64

Introduction

Contexte du mémoire

Paris, janvier 1910, une crue exceptionnelle est enregistrée, la seine déborde de plus de 8 m et de nombreuses habitations sont sinistrées. Cette crue centennale qui paralysera la ville durant plus d'un mois n'est pas le seul exemple de dégâts causés par le débordement des eaux. Encore aujourd'hui, les inondations causent des dégâts considérables, comme nous le rappelle l'inondation enregistrée l'automne dernier à Montpellier. Il est donc impératif de prévoir ces inondations pour minimiser les pertes humaines et les dégâts matériels. En d'autres termes, il faut être capable de quantifier et d'interpréter les précipitations arrivant sur un bassin versant afin de connaître leur impact sur l'écoulement des cours d'eau. Pour prévoir ces inondations, en 2003, l'Etat français a donc encouragé la recherche à mettre en place un système de prévision des crues. Irstea (Institut national de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture) possédait déjà à l'époque un pôle spécialisé dans la modélisation hydrologique. C'est pourquoi SAFEGE (Société Anonyme Française d'Étude de Gestion et d'Entreprises) et Cemagref (l'ancien nom de Irstea) ont collaboré ensemble (SAFEGE and Cemagref 2002) pour mettre en place leurs propres modèles de prévision. De ces travaux de recherche est né, en particulier, le modèle de prévision Génie Rural pour la Prévision (GRP) qui permet de faire des prévisions 24 heures à l'avance connaissant les précipitations du bassin versant. Ce modèle est au jour d'aujourd'hui, le modèle le plus utilisé par les prévisionnistes du réseau national de prévision des crues. Ce système de prévision est géré par des services hydrologiques locaux, composés de deux acteurs principaux, le Service Central d'Hydrométéorologie et d'Appui à la Prévision des Inondations (SCHAPI) et les Services de Prévision des Crues (SPC). Récemment, un système d'information et de prévention nommé « Vigicrues » a été mis en place par ces services, afin de déclencher des alertes d'inondation pour prévenir les autorités et le grand public du risque d'inondation. Ce système d'information annonce les niveaux de vigilances au niveau des principaux cours d'eau. Il donne aussi des informations sur l'évolution du niveau d'eau 24 heures à l'avance et permet de connaître les données de niveau d'eau et de débit d'eau en temps réel, sur les cours d'eau règlementaires. Le système de prévention « Vigicrues » reçoit ses informations des prévisionnistes qui basent leurs prévisions sur des modèles hydrologiques et hydrauliques capables d'estimer les débits et les hauteurs d'eau d'un bassin versant.

Problématique hydrologique

Afin d'étudier de manière précise le comportement de ces bassins versants, des systèmes de modélisation, sont mis en place pour représenter ces phénomènes physiques. La connaissance de l'évolution du débit dans un canal en temps réel étant aussi une problématique hydrologique importante, des relations hauteur-débit sont construites pour approximer la valeur du débit. Néanmoins, même si les méthodes de modélisation sont les meilleures solutions de prévision connues à ce jour, elles restent imparfaites, car il est impossible de représenter exactement le caractère complexe et évolutif du bassin versant réel.

De plus, il est parfois difficile de recueillir des données débitométriques dans certaines stations hydrométriques, ce qui dégrade la performance des modèles hydrologiques. En effet, il est parfois trop coûteux ou trop complexe de réaliser des jaugeages (mesure hauteur-débit) dans certaines stations hydrométriques, ce qui réduit fortement le nombre de données de débits. Connaître les débits pour toutes les hauteurs d'eau d'une section de passage est pourtant une étape cruciale de la prévision des crues. En effet, les modèles de prévisions ne peuvent pas interpréter les hauteurs d'eau, seules les valeurs de débits pourront ensuite être converties par le modèle en volume d'eau pour étudier l'évolution des crues dans le temps. Dans les stations hydrométriques, seules les hauteurs d'eau sont relevées en temps réel. Il est donc nécessaire de connaître la correspondance entre la hauteur d'eau et le débit associé, pour simuler les débits à l'aide du modèle de prévision GRP et ainsi connaître l'évolution de l'écoulement futur. Les mesures de jaugeages permettent donc d'avoir des connaissances sur la correspondance hauteur-débit. Plus le nombre de jaugeages est conséquent et plus il est facile par la suite d'extrapoler les résultats pour trouver une relation entre la hauteur et le débit d'eau. Ces relations sont déterminées à l'aide de courbes de tarage (qui relie la hauteur au débit) et qui sont propres à chaque station. C'est-à-dire que la relation varie en fonction du cours d'eau et même de la section de passage étudiée. Un nombre de jaugeages trop faible empêche donc de trouver la courbe de tarage, c'est à dire la relation hauteur-débit, qui régit le cours d'eau. Si la courbe de tarage ne décrit pas assez bien la relation entre la hauteur d'eau et le débit (en particulier dans le cas où les points de jaugeages ne sont pas assez conséquents) les prévisions seront alors biaisées. Le tracé de cette courbe de tarage est donc la base de toutes les prévisions.

Afin d'apporter des solutions à l'élaboration des courbes de tarages, de nombreuses études ont été faites. Une analyse des différentes études bayésiennes a permis de décrire une méthodologie et de mettre en place un logiciel BaRatinAGE, pour interpréter et analyser les courbes de tarage stationnaires dans le cas où un grand nombre de jaugeages est disponible (Le Coz, Chaléon et al. 2013). Une comparaison de l'influence des méthodes de calculs de débits, par interpolation des courbes de tarage et par estimation de la topographie du lit a été réalisée sur le bassin de l'Oise (Firas Saleh 2012). Des études sur l'estimation du débit moyen de la station à partir de ses paramètres géométriques par estimation de paramètres en se basant sur des relation linéaires (Bhatt and Tiwari 2008) et des relations non linéaires (Dury 1976) ont été publiées de nombreuses fois. S'informer sur ces études afin d'apporter des solutions pour estimer les courbes de tarage appliquées à la prévision des crues pour les stations peu jaugeées a donc constitué un commencement pour ce stage de recherche.

Objectif du stage

Les courbes de tarage sont donc indispensables à la prévision des crues. Néanmoins, le manque de données sur certaines stations hydrométriques reste un problème majeur pour les hydrologues. Il est donc nécessaire de trouver une solution afin d'améliorer les prévisions dans les zones où les jaugeages sont pauvres. L'objectif de ce stage est donc de réussir à

estimer dans ces zones les courbes de tarage afin de pouvoir donner aux SPC des informations précises, en particulier sur les prévisions hauteurs-débits. Comme l'énonce J. Le Coz dans son rapport sur l'analyse bayésienne des courbes de tarage (Le Coz, Chaléon et al. 2013), cette étude est basée sur « l'analyse des courbes de tarage stationnaire, c'est-à-dire sous l'hypothèse de stabilité de la relation hauteur-débit sur la période considérée ».

Organisation de rapport de fin d'étude

Après avoir fait un état de l'art dans le domaine de l'hydrologie en particulier pour le modèle Pluie-Débit, une base de données de bassins versants sera constituée à partir des données fournies par les SPC Gironde-Adour-Dordogne (GAD) et Seine-Moyenne-Yonne-Loing (SMYL). Après avoir testé le modèle GRP sur cette base de données, ces bassins seront ensuite analysés afin de mettre en place des courbes de tarage. Toute la difficulté de ce stage est de réussir à affiner cette courbe alors que les relevés de mesure de jaugeages restent limités. Durant toute la mise en place des courbes de tarage les débits et les hauteurs des bassins seront connus afin de conforter nos résultats. Un premier tracé de ces courbes sera réalisé à l'aide d'équations de références, et conforté par les données de jaugeages connues des stations hydrométriques.

I) Les mesures hydrométriques

1) Stations hydrométriques et courbes de tarage

La mesure instantanée du débit qui est réalisée en un point donné de l'écoulement pour une hauteur d'eau donnée, est appelé jaugeage. Comme l'explique J.M. Masson dans son rapport sur la débitmétrie (J.M. Masson 1987), des stations de jaugeage sont mises en place le long des cours d'eau pour « élaborer [ces] données de débits » (illustrées en Figure 1). Idéalement, cette station doit être placée à un point stable du lit, c'est-à-dire une zone, où le fond n'est pas mobile, pour éviter une possible évolution de la bathymétrie du lit au cours du temps. En effet, une évolution du fond du chenal pourrait changer la référence des mesures ce qui fausse l'estimation des débits, et qui explique pourquoi la relation hauteur-débit change avec le lit.



Figure 1 – Station hydrométrique- Source : www.mddelcc.gouv

Cette mesure du débit réalisée par les hydromètres à la station permet de mettre en place des courbes de tarages (Cosandey and Robinson 2000) établissant une relation entre le débit et le niveau d'eau de l'écoulement, (un exemple de courbe de tarage est donné en Figure 2). Néanmoins il n'est pas toujours possible de mettre en place des stations de jaugeages car elles sont coûteuses. Quand cela n'est pas possible, des stations hydrométriques (Figure 1) sont alors installées pour mesurer la hauteur d'eau au cours du temps (sans mesurer le débit). Dans ces stations hydrométriques, il est possible que des jaugeurs interviennent de manière ponctuelle pour réaliser des mesures, cependant il n'est pas possible de mesurer l'ensemble des débits pour toutes les hauteurs d'eaux existantes. Il faut donc pouvoir compléter les données manquantes, qui sont généralement localisées en haut et bas débits. Le but de cette courbe de tarage est donc de relier les différentes mesures par interpolation, afin d'estimer la relation hauteur-débit. Les interpolations sont testées en utilisant des relations théoriques reliant ces deux variables. Par exemple, la plus connue est la formule de Manning (Equation 1) qui s'applique dans le cas d'un canal en régime permanent et uniforme.

$$Q = \frac{1}{n} S R_H^{\frac{2}{3}} J^{\frac{1}{2}} : (Eq 1)$$

Avec, « n » le coefficient de rugosité de Manning du canal (naturel ou artificiel), « S » la section mouillée en m², « J » la pente d'énergie et « Rh » exprimé en m le rayon hydraulique définit comme étant le rapport de la section mouillée sur le périmètre mouillé.

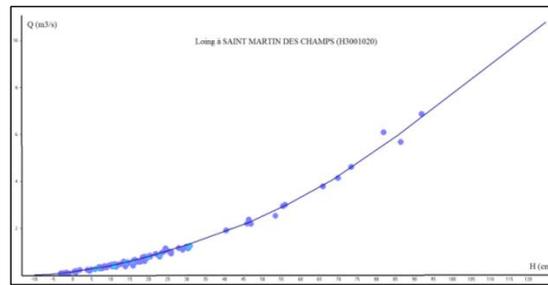


Figure 2 - Courbe tarage de Saint Martin des champs - Source : BAREME

Remarque :

- *La courbe de tarage peut posséder des hystérésis (Ramón Sánchez 2013). Cela est dû au fait que les débits ne sont pas forcément égaux pour une même hauteur d'eau quand celle-ci s'atteint par augmentation ou par diminution du niveau d'eau. De plus, l'évolution de la végétation aquatique au cours du temps peut modifier la valeur de débit pour une hauteur d'eau donnée. Malgré cette réalité, pendant toute notre étude nous supposons que la relation qui régit notre courbe de tarage est univoque.*

2) Modèle GRP

a) Présentation du modèle GRP

Afin de prévoir dans les bassins versants l'évolution du débit (et donc du niveau d'eau), le modèle hydrologique GRP utilise les données de débits au cours du temps pour effectuer ses prévisions. En effet, ces débits servent à estimer des paramètres et à corriger les erreurs du modèle. En général, seules les mesures de hauteurs au cours du temps sont connues, c'est pourquoi, la courbe de tarage de la station hydrométrique est utilisée pour associer à chaque hauteur d'eau son débit.

Le modèle GRP (détaillé en Annexe 2), est un modèle continu qui simule des volumes écoulés sur un intervalle de temps donné (Berthet 2010), afin de modéliser l'écoulement des eaux dans un bassin versant. Ce modèle global, est délimité par les frontières morphologiques du bassin versant. Ainsi, seuls les flux entrants et sortants de cette unité de travail sont pris en compte. Ce modèle qui dépend d'une variable de débit et de deux variables météorologiques, l'évapotranspiration (qui regroupe les flux de transpiration et d'évaporation) et la précipitation, a donc besoin d'un relevé précis et fréquent (toutes les heures) de ces données pour fonctionner. En effet, le modèle GRP effectue des prévisions, et il est possible de connaître en temps réel des données de débits observés au moment où l'on effectue la prévision. De plus, les stations limnimétriques donnent des informations de hauteurs en continu qui sont ensuite converties à l'aide de la courbe de tarage pour fournir une information sur les débits au modèle GRP. Ces débits observés permettent ensuite de corriger le modèle (mise à jour) à chaque instant pour réduire l'erreur d'estimation de GRP tout au long de la prévision de ces débits (Figure 3 à gauche).

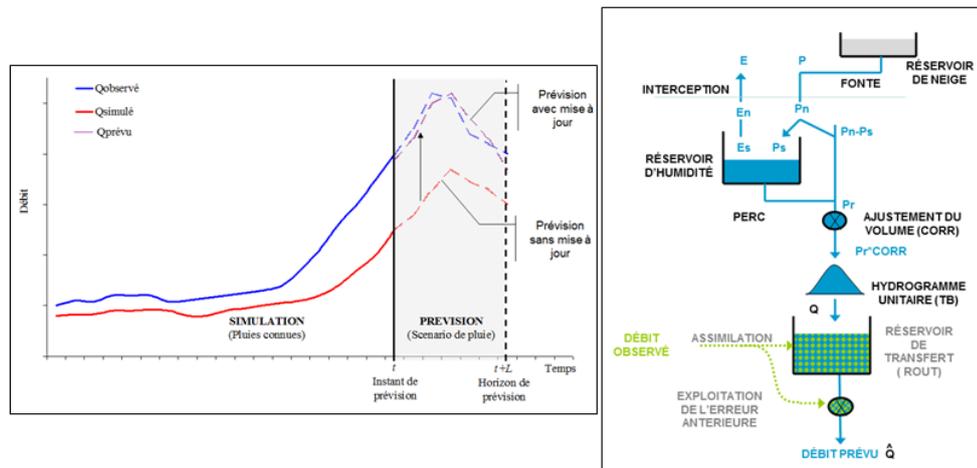


Figure 3 – A gauche : Prédiction de GRP - Source : C. Perrin et C. Furusho, 2012
 A droite : Conception du modèle GRP global - Source : C. Furusho, R. Lamblin et SCHAPI, 2015

Le modèle GRP (Figure 3 à droite) se divise en deux fonctions bien distinctes: une fonction de production et une fonction de routage.

La fonction de production permet de calculer la pluie efficace tandis que la fonction de routage est là pour représenter le temps de parcours de la pluie dans le bassin versant (Berthet 2010).

Les trois paramètres utilisés par GRP pour simuler ses prévisions sont observables en Figure 3 et répertoriés en Tableau 1.

Tableau 1 - Paramètres du modèle GRP

Paramètres	Interprétation	Unité
CORR	Correction du modèle	(-)
TB	Temps de base de l'hydrogramme unitaire	(s)
ROUT	Réservoir de routage	(mm/h)

Remarque : Afin d'estimer puis de vérifier les paramètres de son modèle, GRP divise la période d'étude en deux. Une période de calage P1 qui permet d'estimer les paramètres. Puis une période de vérification P2 qui permet de s'assurer de la cohérence des paramètres estimés. Dans un second temps les rôles s'inversent P1 devient la période de vérification et P2 la période de calage. Au final GRP propose donc deux estimations pour les trois paramètres qui sont ensuite moyennés.

b) Mise à jour du modèle GRP

Afin de corriger le modèle GRP, l'outil opérationnel permet de choisir entre deux types de corrections, la correction de Tangara et la correction par Réseau de Neurones.

1) Mise à jour du modèle GRP par la méthode autorégressive de Tangara

En 2005, Tangara propose une méthode de correction pour le modèle GRP. Cette mise à jour corrige à chaque pas de temps les paramètres de niveau d'eau dans le réservoir de routage et de débits grâce aux débits observés obtenus au temps précédent. Cette manipulation permet ainsi de recalibrer le modèle sur de meilleurs résultats. Cette correction émet donc l'hypothèse que tous les débits observés sont plus précis et meilleurs que ceux prédits par le modèle. Cependant, en réalité ceci n'est pas toujours vrai, en effet il arrive quelque fois que les mesures soient biaisées.

En sortie du réservoir de routage le débit est multiplié par un facteur correctif noté « $f_{correctif}$ » et détaillé en équation 2. Ce facteur correctif permet ainsi de recalibrer le modèle.

$$Q'_{prev}(t) = Q_{prev}(t) * \left(\frac{Q_{obs}(t)}{Q(t-1)}\right)^{0.45} = Q_{prev}(t) * f_{correctif} : (Eq 2)$$

Avec « $Q_{obs}(t)$ » le débit observé à l'instant t en mm/h, « $Q_{prev}(t-1)$ » et « $Q_{prev}(t)$ » le débit prévu par le modèle à l'instant $t-1$ et t en mm/h et « $Q'_{prev}(t)$ » le débit prévu corrigé en mm/h .

2) Mise à jour du modèle GRP par le modèle Réseau de Neurones

La correction par le Réseau de Neurones est basée sur l'hypothèse que les débits observés peuvent être biaisés, tout autant que les débits calculés. En bref, le modèle se base sur une interprétation probabiliste, en utilisant une moyenne pondérée. Le but est de pondérer les débits, à l'aide d'un coefficient " ε ", en fonction de la confiance relative du débit observé et du débit calculé (Equation 3). Ce coefficient est estimé en fonction de sa probabilité conditionnelle.

$$Q'_{prev}(t) = \varepsilon * Q_{obs}(t-1) + (1 - \varepsilon) * Q_{prev}(t-1) : (Eq 3)$$

Il est ainsi possible de prendre en compte l'incertitude sur les mesures de débits, qui peut parfois donner des résultats extravagants et dégrader le modèle au lieu de l'améliorer.

c) Conclusion sur le modèle GRP

On remarque que pour que le modèle GRP fonctionne, il suffit seulement de trois paramètres: la correction de la pluie efficace, le temps de base de l'hydrogramme unitaire et la capacité du réservoir de routage. Toute la force du modèle GRP est contenue dans le fait que, le nombre de paramètre étant relativement faible, le temps de calcul est relativement rapide pour une erreur relativement faible. Le bon compromis entre temps de calcul et précision explique pourquoi le modèle GRP est l'un des modèles les plus utilisés aujourd'hui dans la prévision de crue en France.

II) Constitution d'une base de données

1) Base de données hydro-climatique

Nous allons tout d'abord, présenter les cours d'eau étudiés dans le cadre de ce mémoire puis analyser le jeu de données.

La base de données est constituée au pas de temps horaire. Elle a été fournie par l'équipe d'Hydrologie d'Irstea en collaboration avec les SPC. Cette base de données est constituée de 19 bassins surveillés par le SPC GAD et de 28 bassins surveillés par le SPC SMYL. Ils sont localisés en vert et en bleu sur la Figure 4.



Figure 4 - Localisation des bassins versants fournis par les SPC SMYL et GAD

Les données fournies sont des données de débits, de hauteurs, de précipitations et d'évapotranspirations provenant des différents bassins versants de la banque HYDRO.

a) Bassins du sud-ouest de la France : SPC GAD

Pour notre étude nous nous intéressons en particulier à trois fleuves de ce bassin, la Gironde, la Dordogne et l'Adour (Figure 5 à gauche).

La Gironde d'une surface de 625km², est un estuaire, formé par deux fleuves, la Garonne et la Dordogne. D'une longueur de 73 km, ce fleuve a un débit annuel moyen de 100 m³/s.

La Dordogne est un fleuve qui prend naissance au Puy de Sancy (1885m) dans la chaîne du Mont Dore du Massif central. D'une longueur de 1 491 km, la Dordogne est constituée d'un bassin de 24 000km². Bien qu'elle présente des fluctuations saisonnières de débit, (en particulier pendant la période d'étiage où le fleuve est fortement asséché) la Dordogne a un débit annuel moyen de 330 m³/s.

L'Adour quant à elle, est un fleuve qui prend sa source au pic du Midi de Bigorre, dans les Pyrénées et qui s'écoule principalement en France. Constitué d'un bassin de 16 880 km², ce fleuve s'écoule sur 309 km, avec un débit annuel de 350 m³/s. Ce fleuve a généralement des variations de débits peu marquées pendant l'année, grâce à une régulation par la fonte des neiges dans les Pyrénées durant la période d'étiage.



Figure 5 - A gauche : Pont Laminaks – Source : SPC GAD
A droite : Station Montbouy – Source : SPC SMYL

b) Affluents de la Seine : SPC SMYL

Le bassin de la Seine prend sa source en Côte d’Or à Source Seine pour se jeter dans la Manche. Les principaux affluents sont le Loing (Figure 5 à droite), l’Yonne et l’Ouanne pour la rive gauche, l’Oise et la Marne pour sa rive droite. La Seine est connue pour avoir de fortes variations de débits en fonction des saisons, c’est pourquoi de nombreuses infrastructures, comme la construction de barrage, ont été mises en place pour maîtriser les crues et les étiages.

2) Echantillon de bassins versants

a) Analyse de l’échantillon

Avant toute chose, il est important de définir le cadre de notre étude. L’ensemble des analyses qui sont réalisées, sont basées sur des données connues et qui ont été au préalable expertisées. La courbe de tarage est donc la courbe la plus précise connue à ce jour pour les stations hydrométriques de l’échantillon étudié. Les données des bassins versants fournis par les SPC sont donc prises comme références pour comparer nos résultats.

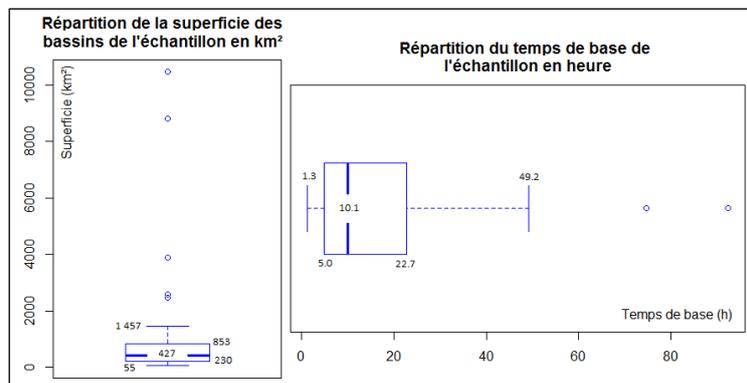
Les 47 bassins fournis par les SPC forment l’échantillon d’étude. Il est nécessaire d’avoir un nombre significatif de bassins pour pouvoir généraliser les conclusions des résultats. Plus l’échantillon est grand et plus les résultats obtenus sur cet échantillon ont une forte probabilité d’occurrence.

Ce stage repose principalement sur le tracé d’une courbe de tarage à partir de courbe analytique pour chaque bassin versant de l’échantillon. Le but sera ensuite de pouvoir déterminer s’il est possible d’utiliser cette méthode pour des rivières où les mesures de jaugeages sont difficiles à obtenir (coût, dangerosité, éloignement, etc...). L’échantillon sélectionné va donc être utilisé pour comparer les débits expertisés, c’est-à-dire les débits observés sur la courbe de tarage connue (qui serviront de référence à notre étude), aux débits estimés (obtenus avec la courbe de tarage estimée à l’aide d’une équation analytique). Il est donc nécessaire de savoir pour quel bassin le modèle GRP est initialement assez robuste afin de pouvoir faire une critique de nos résultats.

Notre échantillon constitué de bassins fournis par le SPC SMYL et le SPC GAD sont répertoriés en Annexe 2. Annexe 2 : Liste des bassins de l’échantillon.

La Figure 6 (à gauche) tracé à l'aide de R CRAN donne une idée de la répartition hydro-morphologique de l'échantillon étudié.

La médiane de notre boîte à moustache se trouve à 427 km², on note que 50 % de la superficie des bassins versants de notre échantillon est comprise entre 230 km² et 853 km². On remarque aussi que les bassins possèdent une superficie variant de 55 km² à 10 462 km².



**Figure 6 – A gauche : Variation de la superficie en kilomètres carrés
A droite : Répartition du temps de base en heure de l'échantillon à droite**

Regardons maintenant la répartition du temps de base de notre échantillon fournie en Figure 6 (à droite). On remarque que la médiane est située à environ 10 h. Ce qui veut dire que la moitié des bassins a un temps de base inférieur à 10h. Le temps de base des bassins varie entre 1h et 92h ce qui est assez hétérogène. On note que le temps de base moyen est de 17h ce qui est assez rapide.

Cet échantillon a donc l'avantage d'être composé de bassins dont l'hydro-morphologie est assez variée.

b) Analyse des paramètres de GRP

Nous allons maintenant analyser la performance de GRP sur notre échantillon de bassins versants. Le but de cette analyse préliminaire sera utile par la suite pour interpréter nos résultats. En effet, l'intérêt est de vérifier si l'ensemble des mauvaises performances obtenues à l'aide de l'équation analytique et simulées par GRP sont dues à l'instabilité initiale du modèle sur ces bassins ou à la méthode utilisée. On analyse tout d'abord les bassins versants dont les paramètres entre la période de calage et la période de vérification sont significativement différents. En effet, la différence des paramètres (capacité de routage, facteur correctif, temps de base) entre les deux périodes peut être due à divers facteurs, en particulier à une évolution du climat entre les deux périodes d'étude, ou encore à un changement du lit de la rivière entre les deux périodes. Cette seconde explication pose un réel problème car l'évolution du lit de la section transversale au cours du temps, génère une courbe de tarage instable, contrairement à notre étude qui se base sur l'hypothèse de travail d'une courbe de tarage stable. Comme il est difficile de déterminer la cause de cette

différence dans les deux jeux de paramètres, les bassins versants dont les valeurs de paramètres sont très éloignées sont alors répertoriés comme « instable » dans l'échantillon. Les différences des paramètres entre la période de calage et de vérification pour les données des SPC GAD et des SPC SMYL sont listées dans les tableaux 2 et 3 de l'Annexe 3.

c) Choix de critère de correction : Tangara ou Réseau de neurones ?

Avant de déterminer la robustesse de notre modèle, il est nécessaire de choisir la méthode d'assimilation la plus pertinente pour le modèle.

Afin d'analyser et de comparer les résultats entre eux, il est nécessaire de choisir des critères de comparaison. Il a été choisi de retenir, le critère de persistance (détaillé en équation 4) appelé C2MP (Mathevet 2005), qui permet de borner le modèle de persistance (Kitanidis and Bras 1980). Il a aussi été choisi, de retenir le critère d'erreur absolue moyenne (détaillé en équation 5) noté EARM (qui donne une idée de l'erreur du modèle à chaque pas de temps rapporté au débit moyen).

$$C2MP = \frac{Pers}{2 - Pers} \quad : (Eq 4)$$

Avec,

$$Pers = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (Qprev(t+h) - Qobs(t+h))^2}{\sum_{i=1}^N (Qobs(t) - Qobs(t+h))^2}$$

$$EARM = \frac{\sum_i^n |Qobs(i+L) - Qprev(i+L)|}{\sum_i^n Qobs(i+L)} : (Eq 5)$$

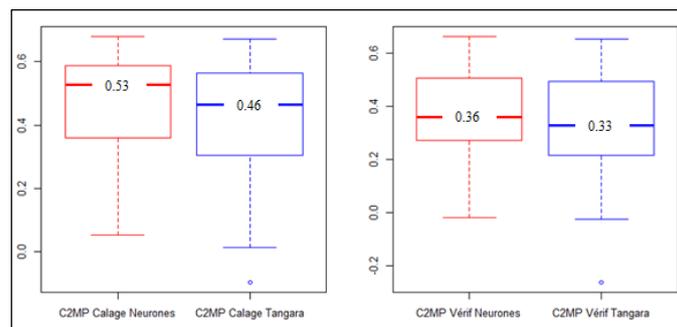


Figure 7 - Comparaison du critère C2MP pour la correction de Tangara et l'assimilation par réseau de Neurones

La Figure 7 tracée sous R CRAN regroupe l'ensemble des résultats obtenus pour les bassins de l'échantillon pour le critère C2MP, dont les performances sont comprises entre -1 (performances minimales) et 1 (performances maximales). Cette figure montre que pour cet échantillon, le modèle est plus performant en calage et en vérification pour la méthode d'assimilation par réseau de neurones. La correction par réseaux de neurones pondère les

débits observés et les débits calculés afin de réduire la confiance portée sur les débits mesurés ce qui permet d'être plus proche de la réalité en prenant en compte les erreurs de mesure. Par la suite cette méthode sera encore plus judicieuse car les débits observés correspondront aux débits estimés qui ne seront pas forcément les plus proches de la réalité.

Par la suite on choisira donc de simuler GRP à l'aide de l'assimilation par réseau de neurones.

d) Etude des Résultats Bruts et des Fiches Performances fournis par GRP

Dans un second temps, afin d'analyser notre échantillon, il est intéressant de comparer la différence du C2MP évalué à l'horizon 24 h pour la période de calage (qui calcule les paramètres du modèle à partir des données de sa propre période) et la courbe de vérification (qui calcule les paramètres du modèle à partir de la seconde période).

Remarque : Le principe du calage d'un modèle est d'ajuster les paramètres du modèle en comparant des variables de sortie et des données observées. Le principe de validation quant à lui, est une étape de test du modèle sur un jeu de données qui n'a pas été utilisé lors de l'étape de calage.

Afin de connaître la robustesse de notre modèle il est donc maintenant, important d'étudier les résultats simulés par GRP, en particulier les « Résultats Bruts » et les résultats de la « Fiche Performance » (les fichiers réponses simulés par GRP sont visualisables en Annexe 4).

Cette analyse permet de répertorier les bassins dont la modélisation est fiable, un critère de robustesse a été mis en place. Ce critère compare la valeur du critère de calage par rapport à celui de vérification évalué à 24h. En effet, les prévisions étant faites en général 24h à l'avance il semble judicieux de définir un critère de robustesse pour cette période. De plus l'étude des courbes C2MP et EAMR, montre en général que l'écart se creuse avec le temps entre les courbes de calage et de vérification. Cette observation parait censée, puisque la difficulté des prévisions croit avec l'horizon de prévision. Ce critère permet dans la plupart des cas de garder un modèle robuste jusqu'à 24h.

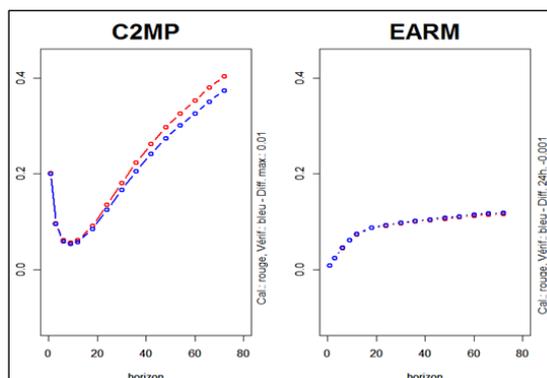


Figure 8 - Comparaison entre calage en rouge et la vérification en bleu des critères C2MP et EARM - Paris Austerlitz modélisé par GRP avec la correction de Tagara

La Figure 8, permet d’observer un des résultats obtenu pour un bassin versant. Sur la droite de chaque graphique une légende permet de connaître la différence entre la courbe de calage et la courbe de vérification évaluée à 24h. Ici la différence des deux courbes pour le critère C2MP vaut 0.01 et celle pour le critère EARM vaut 0.001. Ces deux valeurs sont inférieures au critère de robustesse égale à 0,3 pour C2MP et de 0,2 pour EARM. Ce critère de robustesse a été choisi de manière arbitraire en étudiant les différentes courbes. Il permet de trier les courbes dont la différence entre le calage et la vérification sont trop importantes, c’est-à-dire lorsque l’estimation des paramètres est trop différente entre les deux phases. Le modèle de l’exemple détaillé précédemment sera donc considéré comme robuste.

Dans un second temps, l’étude de la Fiche performance permet d’obtenir de nouvelles informations sur les résultats obtenus par GRP (illustré en Annexe 5). En particulier, l’efficacité permet de savoir si les performances du modèles sont trop faibles c’est-à-dire quand les deux courbes sont proches car l’estimation des paramètres du modèle sont sensiblement les mêmes mais biaisées à cause d’un défaut dans le modèle.

L’analyse finale des bassins est donnée dans la Figure 9.

	Code	Nom station	Différence entre les paramètres des périodes de calage et de vérification	Différence entre la phase de vérification et de calage pour le critère de persistance à 24h	Efficacité des prévisions du modèle	Robustesse du modèle GRP
Bassin Parisien	H5732010	POMMEUSE	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H3621010	EPISEY (LOING)	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H7913025	AULNAY SUR MAULDRE	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H4232040	EPINAY SUR ORGE	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H4022020	GUIGNEVILLE SUR ESSONNE	Similaires	Similaires	Mauvaise	Faible
	H3403102	FERRIERES (LES COLLUMEAUX)	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H3021010	MONTBOUY	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H3001020	SAINT MARTIN DES CHAMPS	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H5743040	LE PONCET	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H5702010	MEILLERAY	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H5412010	MONTMIRAIL	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H3923010	BLANDY LES TOURS	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H4333410	FEROLLES ATILLY	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H2622010	PONT SUR VANNE	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H5321010	LA FERTE SOUS JOUARRE US	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H4252010	MORSANG SUR ORGE	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H4322030	COURTOMER	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H3023211	LA CHAPELLE SUR AVEYRON	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H4532020	JUTIGNY	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H5820014	PARIS (AUSTERLITZ)	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H2701030	PONT SUR YONNE US (DEBITS)	Différents	Similaires	Bonne	Faible
	H2402010	Armançon à Brianny	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	H2051010	Yonne à Dornecy	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
H2062010	Beuvron à Ouagne	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste	
H2332020	Serein à Dissangis	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste	
H2442340	Brenne à Montbard	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste	
H2452020	Armançon à Aisy-sur-Armançon	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste	
H3102010	Ouanne à Toucy	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste	
H3122010	Ouanne à Charny	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste	
H3322010	Bezonde à Pannes	Différents	Similaires	Bonne	Faible	
Bassin Aquitain	Q0120060	L'Adour à Tarbes	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	Q0225011	L'Echez à Tarbes	Similaires	Différents	Bonne	Faible
	Q0522530	L'Arros à Tournay	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	Q0644020	Le Boues à Mielan	Différents	Différents	Bonne	Faible
	Q1094010	Le Lees à Lannux	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	Q2152510	Le Midou à Villeneuve	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	Q2242910	La Douze à Cazaubon	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	Q2503320	La Midouze à Mont de Marsan	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	Q4701010	Le Gave de Pau à Argelès	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	Q4761020	Le Gave de Pau à Lourdes	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	Q5021010	Le Gave de Pau à Nay	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	Q5421020	Le Gave de Pau à Drthez	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	Q7002910	Le Gave d'Oloron à Oloron	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
	Q7322520	Le Saison à Mauleon Licharre	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste
Q7412910	Le Gave d'Oloron à Escos	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste	
Q8102510	La Nive à Osses	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste	
Q9164010	La Nive des Aldudes à Baigorry	Similaires	Différents	Bonne	Faible	
Q9132510	La Nive à Cambo les Bains	Similaires	Différents	Bonne	Faible	
S5144010	La Nivelle à St Pee/Nivelle	Similaires	Similaires	Bonne	Robuste	

Figure 9 - Analyse finale des résultats

Cette analyse permet ainsi d'établir des prévisions de références, obtenues grâce aux données de débit expertisées et d'identifier des éléments permettant d'évaluer leurs performances en fonction de la robustesse du modèle. Cela permettra de savoir s'il est possible de généraliser notre étude à l'ensemble des bassins versants français.

III) Estimation des courbes de tarages

1) Première méthode d'estimation

a) Introduction

La littérature montre que plusieurs méthodes d'estimation des courbes de tarages existent. En particulier des méthodes basées sur des modèles hydrauliques ou sur la formule Manning-Strickler (Firas Saleh 2012). Il existe aussi des études reliant uniquement le débit à la largeur de la rivière ou à la section de passage. Dans ces cas, l'estimation se fait par extrapolation de coefficients (Dury 1976) et (Bhatt and Tiwari 2008). Néanmoins un nombre de jaugeages statistiquement significatifs sont toujours nécessaires afin d'obtenir une estimation satisfaisante des paramètres des différentes fonctions théoriques et ainsi pouvoir estimer la meilleure courbe de tarage possible. Dans le cas où il est difficile d'établir un nombre satisfaisant de jaugeages, peu d'études novatrices ont été consacrées à l'estimation d'une courbe de tarage optimisée pour la prévision des crues. L'intérêt de l'étude est donc de relier la hauteur d'eau au débit des cours d'eau, tout en se focalisant sur les fortes hauteurs d'eau au détriment des faibles débits.

- **Quelle(s) solution(s) pour estimer les courbes de tarages ?**

La première analyse a ainsi consisté à exprimer le débit comme une fonction puissance de la hauteur (Firas Saleh 2012), puis dans un second temps nous nous sommes appuyés sur la formule de Manning-Strickler pour estimer la courbe de tarage afin de réaliser les prévisions. Le but est donc d'estimer la courbe de tarage à l'aide de deux méthodes pour lesquelles nous pourrions ensuite comparer les performances.

En particulier, l'équation puissance est souvent utilisée par les hydromètres du réseau SPC. Néanmoins, dans leur cas, la courbe de tarage est fréquemment découpée par morceaux pour optimiser au maximum son estimation sur l'ensemble de la gamme de hauteur (Le Coz, Chaléon et al. 2013). Pour ce faire un nombre conséquent de jaugeages est donc nécessaire. Dans le cadre de la prévision des crues, les enjeux sont différents. D'une part, seule la correspondance pour les fortes hauteurs d'eau est réellement cruciale. D'autre part, l'intérêt des chercheurs est aussi porté sur les zones qui ne peuvent pas être suivies par les prévisionnistes car le nombre de jaugeages disponibles est limité. Le manque d'information dans ces zones reste un problème majeur, c'est pourquoi des solutions préventives doivent être apportées. Il a donc été choisi par la suite de tracer des courbes de tarage à partir d'une faible quantité de jaugeages tout en optimisant l'estimation de la courbe de tarage pour les fortes hauteurs d'eau.

On a pu voir ci-dessus que la littérature montre qu'il est possible d'exprimer la hauteur comme une fonction puissance du débit (Le Coz, J., et al., 2013) en fonction des caractéristiques du cours d'eau. L'équation à résoudre s'écrit de la manière suivante :

$$Q = a * (h - b)^c : (Eq 6)$$

Avec, « Q » le débit exprimé en (m³/s) et « h » la hauteur dans le chenal exprimée en (m).

L'équation puissance contient trois paramètres inconnus, il a donc tout d'abord été choisi de traiter le cas où trois points de jaugeages serait connus.

Remarque : Un organigramme des calculs réalisé sous R CRAN est disponible en Annexe 8.

Comme nous l'avons déjà expliqué ci-dessus, on retrouve de nombreuses méthodes où la courbe est estimée par morceaux pour obtenir la meilleure courbe de tarage possible. Dans notre cas, la prévision des crues ne débute que lorsque les hauteurs d'eau deviennent élevées dans la rivière, les variations du fond du lit du cours d'eau n'influent que très légèrement sur ses prévisions. C'est la raison pour laquelle, approximer le profil des cours d'eau traités par un « rectangle » semble plutôt cohérent. Négliger les variations du profil de la rivière permet ainsi de simplifier l'estimation de notre courbe analytique. Pour la suite de ce mémoire, la hauteur d'eau en fonction du débit ne sera exprimée qu'à partir d'une seule équation dont les paramètres resteront les mêmes sur l'ensemble de la gamme de hauteur. Afin d'estimer les paramètres de l'équation plusieurs solutions sont donc envisageables.

Dans un premier temps, une étude sur l'estimation des courbes de tarage à l'aide de l'équation puissance (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.** 6) a été réalisée. La première tape consiste à réaliser une étude de sensibilité sur l'influence des différents paramètres « a », « b » et « c ». On regarde l'influence tour à tour de la variation d'un paramètre sur la courbe en fixant les deux autres.

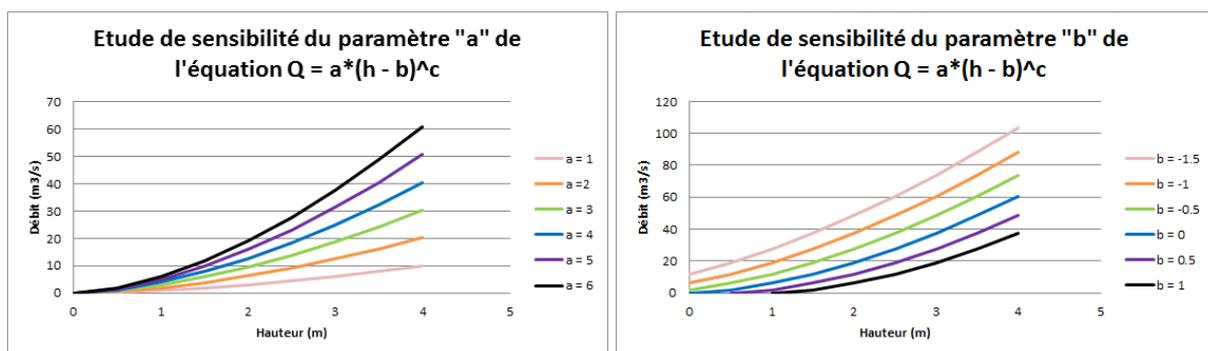


Figure 10 –A gauche: Etude de sensibilité du paramètre "a", b = 0 et c = 1.67
– A droite: Etude de sensibilité du paramètre "b", a = 6 et c = 1.67

En Figure 10 à gauche, on fait varier le paramètre « a » de 1 à 6. On fixe « b » à zéro et « c » à 1,67. On note que plus « a » augmente et plus la pente de la courbe augmente.

En Figure 10 à droite, on fait varier le paramètre « b ». On fixe « a » à 6 et « c » à 1,67. On remarque que plus « b » augmente et plus la courbe se translate vers les valeurs croissantes de l'axe des abscisses.

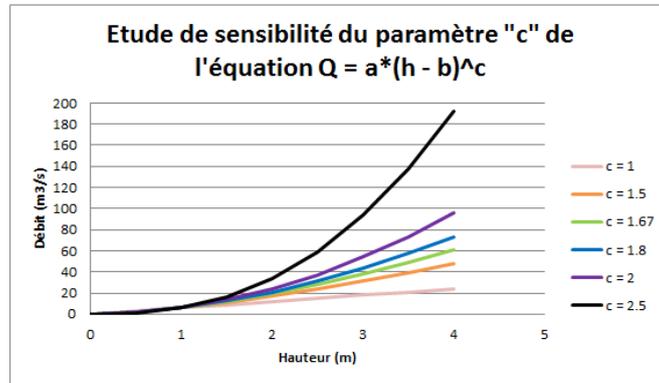


Figure 11 - Etude de sensibilité du paramètre "c", a = 6 et b = 0

En Figure 11, on donne au paramètre « c » des valeurs de 1 à 2,5. On fixe « a » à 6 et « b » à zéro. On note que plus « c » augmente et plus la courbe tend rapidement vers l'infini.

L'étude de sensibilité nous a ainsi permis de mieux appréhender le problème et d'élaborer des solutions pour estimer notre courbe analytique.

Dans un second temps la solution la plus évidente consiste à réaliser trois jaugeages pour résoudre notre équation à trois paramètres inconnus. Cependant, minimiser le nombre de jaugeages permettrait de faciliter les prévisions dans les zones peu jaugeées, car chaque jaugeage a un coût ou représente une difficulté technique de réalisation.

- **Est-il possible d'avoir une solution satisfaisante avec un minimum de jaugeages ?**

b) Solution envisagée pour l'estimation de la courbe de tarage

Il est donc intéressant de se demander s'il est possible d'estimer une courbe de tarage, (dont les résultats seraient exploitables) avec seulement deux points de jaugeages et si cette solution est meilleure ou pire que par estimation de trois paramètres. L'équation 6 possède 3 inconnues, il est donc nécessaire de fixer un paramètre sur les trois, et d'estimer les deux autres. Deux possibilités s'offrent à nous. L'expérience a montré que le paramètre « b » était généralement proche de zéro (plus précisément il varie entre -1 et 1). La littérature montre que dans le cas du contrôle par un chenal le coefficient « c » peut être fixé à la valeur de 1,67.

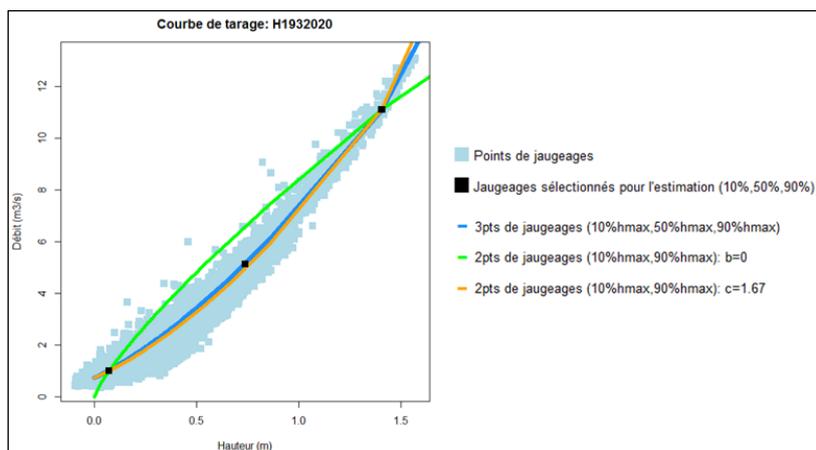


Figure 12 - Estimation de la courbe de tarage pour différentes valeurs de paramètres de l'équation $Q = a \cdot (h-b)^c$

La Figure 12, illustre un exemple de ce qui a pu être observé pendant l'étude globale réalisée sur les 47 bassins de l'échantillon. On remarque que l'estimation de la courbe de tarage lorsque le paramètre b est fixé à zéro est insatisfaisante, tandis que les deux autres sont sensiblement proches.

Remarque : La chronique de hauteur a été recalée à zéro pour avoir comme condition initiale un débit à zéro pour une hauteur d'eau nulle (ce qui n'était pas le cas dans la chronique de données fournies initialement). Dans l'équation 6, le coefficient « b » permet de simuler la hauteur d'eau à partir de laquelle une augmentation de hauteur d'eau entraîne une augmentation de débit. Pour l'ensemble des hauteurs d'eaux inférieures à « b » les débits ne changent pas avec la hauteur.

Afin de trancher entre les deux méthodes, nous allons maintenant comparer les courbes analytiques (estimation par trois points de jaugeages ou deux avec « c » fixé à 1.67) sur l'ensemble de l'échantillon sélectionné. Deux choix ont été envisagés : jauger à partir des quantiles (voir Glossaire) de hauteurs ou par rapport à un pourcentage de la hauteur maximale (la hauteur minimale étant décalée à zéro).

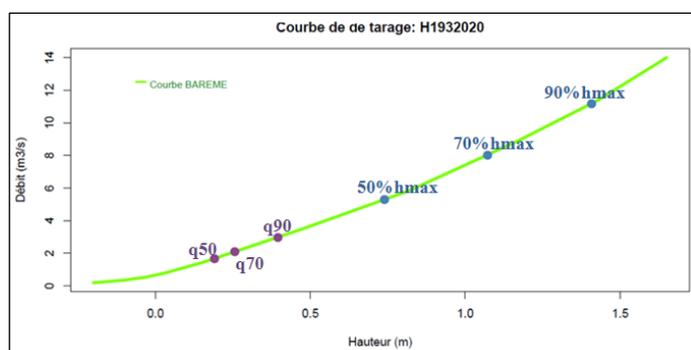


Figure 13 - Répartition des quantiles par rapport aux pourcentages de la hauteur maximale : « $q50$ », « $q70$ » et « $q90$ » représentent les quantiles 50, 70 et 90. « $50\%h_{max}$ », « $70\%h_{max}$ » et « $90\%h_{max}$ » valent respectivement 50%, 70% et 90% de la valeur de la hauteur maximale disponible sur l'une des chroniques d'étude.

L'étude a montré que le choix des quantiles n'était pas toujours le plus judicieux. En effet, les jaugeages de débits moyens sont plus nombreux que les jaugeages de bas ou de hauts débits. Ce qui s'explique par la plus grande fréquence d'occurrence de cet évènement. Dans le cas où les jaugeages sont très fortement concentrés sur les moyens et bas débits, les quantiles sont alors tous très proches. Jauger à un certain pourcentage de la hauteur maximale permet donc d'atteindre les plus forts débits de manière indépendante de leur fréquence d'occurrence. Pour la partie d'optimisation de notre méthode le jaugeage sera donc déterminé à partir d'une fraction de la hauteur maximale. Une première étude a donc consisté à prendre 10%, 50% et 90% (trois paramètres inconnus) ou 10% et 90% (deux paramètres inconnus) de la valeur maximale de hauteur pour estimer nos paramètres, car ces valeurs ne dépendent pas de la répartition des points de jaugeage (voir Figure 14).

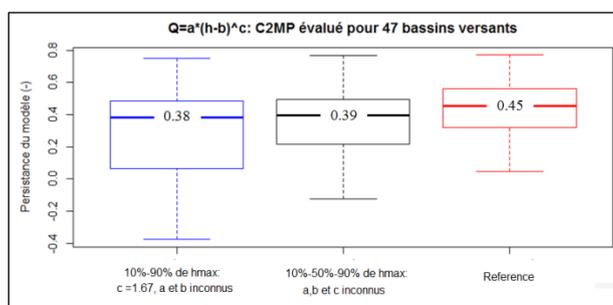


Figure 14 - Comparaison de la performance de l'estimation de la courbe de tarage avec l'équation puissance ($Q = a \cdot (h-b)^c$), par rapport aux débits expertisés servant de référence, pour l'équation à 3 paramètres « a », « b » et « c » inconnus (évalué à 10%, 50% et 90% de la hauteur maximale de la chronique) et pour l'équation à deux paramètres « a » et « b » inconnus et avec « c » fixé à 1.67 (évalué à 10% et 90% de la hauteur maximale de la chronique)

La Figure 14, permet d'observer les performances du modèle sur l'ensemble de l'échantillon pour les deux méthodes. On remarque que les résultats des deux méthodes sont très proches. Cela n'est pas si étonnant, car pour la plupart des cours d'eau, en particulier pour les fortes hauteurs d'eau, les lits de rivières ont la forme d'un chenal (Figure 15). Il est donc préférable de fixer le coefficient « c » à 1.67, plutôt que de l'estimer, car le temps de calcul est réduit et les performances sont presque similaires.

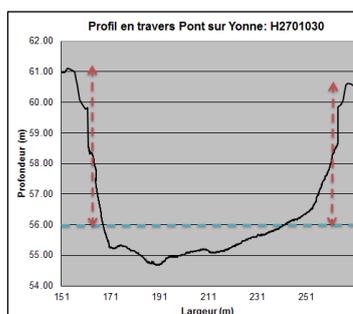


Figure 15 - Profil en travers simulable par un chenal

Les résultats obtenus pour 10% et 90% de la hauteur maximale lorsque le paramètre « c » est fixé à 1,67 sont plutôt encourageants. Dans la plupart des cas, la courbe estimée reste proche de la courbe expertisée de BAREME, comme le montre la Figure 16.

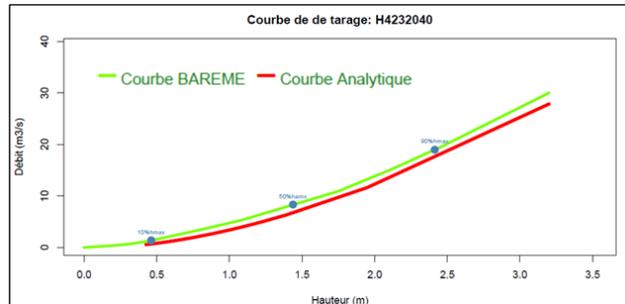


Figure 16 - Comparaison entre la courbe Analytique et la courbe expertisée de BAREME

Maintenant que le choix de la méthode à utiliser a été faite il est intéressant de se demander s'il est préférable de prendre des points de jaugeages éloignés ou proches, et s'il est préférable de prendre des jaugeages pour des fortes ou basses hauteurs d'eau.

- **Est-il préférable de choisir des valeurs de hauteurs très différentes, pour balayer une plus large gamme de hauteur ou plutôt des hauteurs d'eau dont les valeurs sont proches, pour être plus précis au niveau d'une zone ?**
- **Quel écart de valeur est optimal pour jauger ?**
A quel niveau d'eau les jaugeages peuvent fournir une estimation correcte de la courbe ?

Afin de répondre à ces questions, une étude de sensibilité est réalisée. Cette étude consiste à prendre des jaugeages pour des hauteurs plus ou moins hautes afin d'observer l'amélioration des performances en fonction des hauteurs d'eau. Elle consiste aussi à observer l'influence de l'écart entre les jaugeages (c'est-à-dire étudier l'influence de mesurer des débits plus ou moins proches) sur les performances du modèle.

En témoigne la Figure 17 qui compare la performance des plusieurs couples de jaugeages. On pourrait penser, que plus le couple de jaugeages est mesuré à des valeurs élevées, meilleure est la prévision du modèle. Néanmoins cela reste vrai jusqu'à une certaine mesure. En effet, lorsque les valeurs de jaugeages deviennent trop élevées, il devient difficile de réaliser les mesures, ce qui dégrade leur précision et leur justesse. De plus on observe que lorsque l'écart entre les jaugeages est diminué, les performances augmentent (mais cela reste vrai jusqu'à un certain point où les points de jaugeages deviennent trop proche). On remarque aussi que pour les couples 10%hmax-90%hmax et 15%hmax-95%hmax, et pour les couples 50%hmax-90%hmax et 55%hmax-95%hmax, l'écart entre les jaugeages reste le même pourtant les performances diminuent et l'écart type augmente lorsque les mesures sont

réalisées pour des plus fortes hauteurs d'eau. Pour finir, on note que le couple 50%hmax-90%hmax représente la meilleure solution disponible parmi les valeurs testées pour ce modèle, car en prévision des crues jauger pour des fortes hauteurs d'eau permet d'affiner l'estimation de la courbe de tarage en hautes eaux et de mieux prévoir les crues.

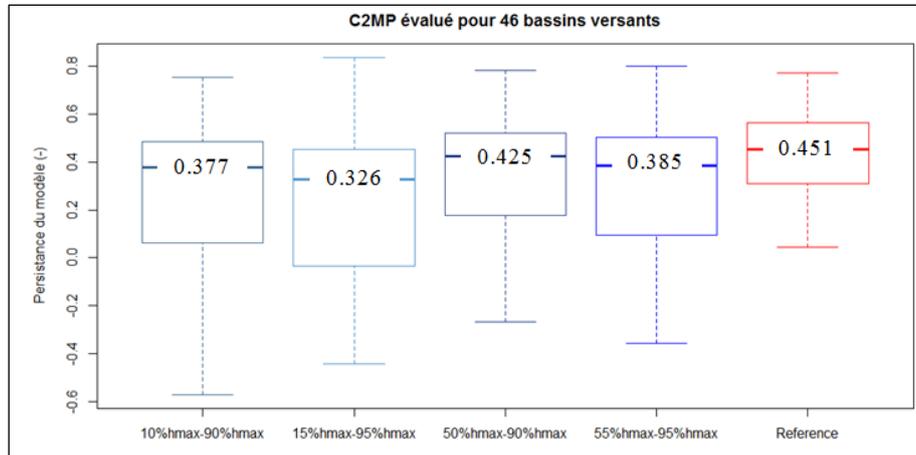


Figure 17 - Critère de performance réalisé pour quatre couples de jaugeages

La Figure 17 est réalisée pour 46 bassins versants car pour le couple de jaugeages 55% et 95% de la valeur maximum de la chronique de hauteur, un bassin ne possédait pas assez de données pour être simulé sous GRP. En effet, à cause d'une trop forte valeur du coefficient « b » seules les fortes hauteurs d'eau possèdent une estimation de leurs débits, ce qui ne laisse pas assez de données au modèle GRP pour simuler ses prévisions.

Remarque: Le critère C2MP est un critère de performance, donc plus sa valeur est proche de 1 et meilleure est la qualité de ses prévisions.

Remarque: Sous GRP il est possible de choisir le seuil de calage à appliquer à chaque bassin, dans notre cas le seuil de calage a été fixé au 90^{ème} quantile des chroniques de débit pour l'ensemble de nos bassins.

La même étude a été réalisée pour les fortes hauteurs d'eau afin de déterminer le couple de jaugeages le plus optimal. Néanmoins il n'a pas été possible de prendre des valeurs trop extrêmes de jaugeages (par exemple la hauteur maximale), car la fréquence de l'évènement et la facilité de la mesure du jaugeage diminue fortement.

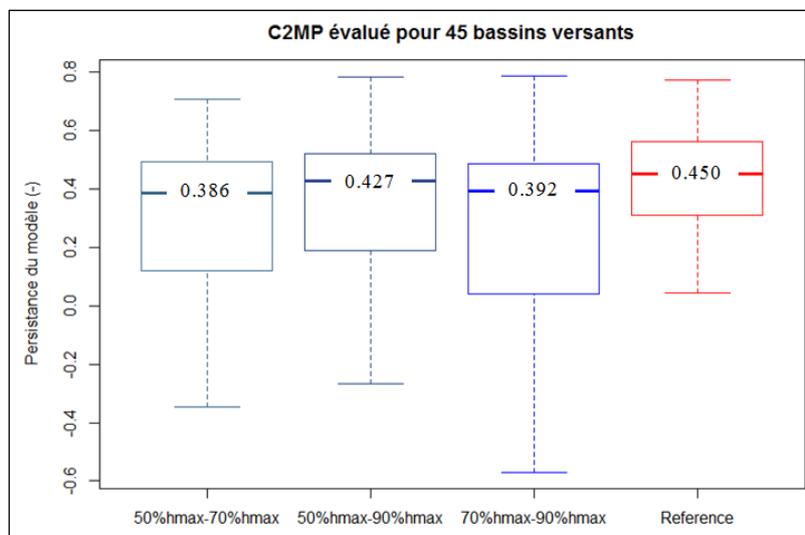


Figure 18 - Performance du modèle pour différents couples de jaugeages réalisés pour les fortes hauteurs d'eau

La Figure 18 est réalisée pour 45 sur 47 bassins versants car pour le couple de jaugeages 70% et 90% de la valeur maximum de la chronique de hauteur, deux bassins possédaient trop peu de données pour être simulés sous GRP.

La Figure 18 montre que les performances les plus basses sont réalisées pour les jaugeages à 50% et 70% de la hauteur maximale c'est-à-dire, pour les jaugeages les plus bas. Le couple 70%- 90% de la hauteur maximale, n'est pas aussi performant que le couple 50% et 90% de la valeur maximale. Cela peut s'expliquer par le fait que l'écart entre les deux mesures est trop faible pour décrire correctement l'évolution de la courbe de tarage.

Maintenant que la solution la plus satisfaisante a été sélectionnée, il ne reste plus qu'à observer les hydrogrammes de prévisions.

c) Analyse des prévisions

Finalement, l'analyse des Hydrogrammes Prévus, réalisée pour le couple de jaugeages 50% et 90 % de la hauteur maximale montre des résultats plutôt encourageants. L'hydrogramme de l'événement le plus important de la période d'étude est donné pour deux bassins. L'un dont l'estimation de la courbe de tarage est assez éloignée de la courbe de tarage expertisée (Q0644020 : Le Boues à Miélan) et l'autre dont les résultats d'estimation sont très satisfaisants (Q7002910 : Le Gave d'Oloron à Oloron). Les résultats sont comparés en fonction de l'horizon de calage choisi pour chaque bassin. Pour ces deux bassins les résultats sont comparés pour des prévisions de 6 heures en Figure 19 et Figure 20 et en Figure 21 et Figure 22.

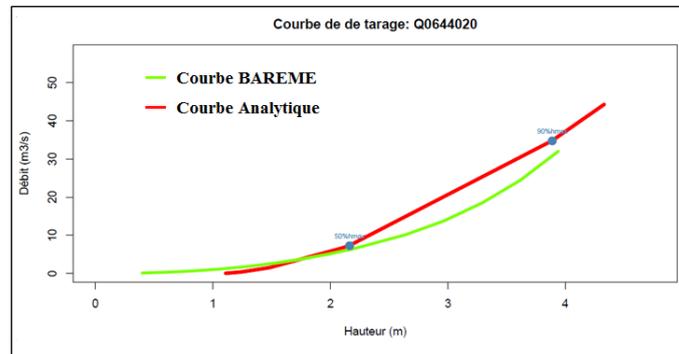


Figure 19 - Comparaison de la courbe estimée (en rouge) pour le couple de jaugeages 50% et 90% de la hauteur maximale et de la courbe expertisée (en vert) pour le bassin Q0644020

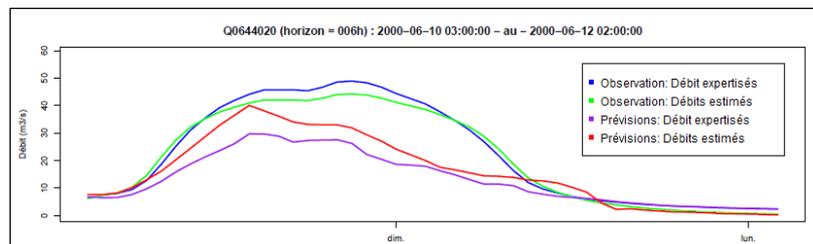


Figure 20 - Prédiction de la crue du 11/06/00 pour le bassin Q0644020

On observe que pour la Figure 20, la prévision simulée par GRP à l'aide des débits estimés, notée « Prédiction : Débits estimés » sur le graphique, est toujours en retard sur l'observation, mais elle l'est un peu moins que la prévision réalisée à l'aide des débits expertisés notée « Prédiction : Débits expertisés » sur le graphique. Ceci est dû à la **surévaluation** initiale de la courbe de tarage estimée par rapport à la courbe de tarage expertisée pour les moyens débits qui sont compris entre $5 \text{ m}^3/\text{s}$ et $40 \text{ m}^3/\text{s}$ (voir Figure 19). La **sous-évaluation** du pic de crue de la prévision réalisée pour les débits estimés est peut être partiellement due à la la **sous estimation** initiale des débits expertisés par le modèle GRP. La **surestimation** de la courbe de tarage permet de compenser partiellement la sous-estimation initiale du modèle. On remarque bien que la courbe de tarage estimée **sous-évalue** les faibles débits (inférieur à $5 \text{ m}^3/\text{s}$) et les forts débits (supérieur à $40 \text{ m}^3/\text{s}$) par rapport à la courbe expertisée. Dans ce cas là, l'erreur générée par la courbe estimée améliore le modèle, mais ce n'est pas toujours le cas. Pour conclure, le modèle aurait réussi à détecter la crue car il aurait détecté le dépassement de seuil (car la prévision dépasse la valeur du seuil de vigilance fixé à $20 \text{ m}^3/\text{s}$), même si le pic serait sous-estimé.

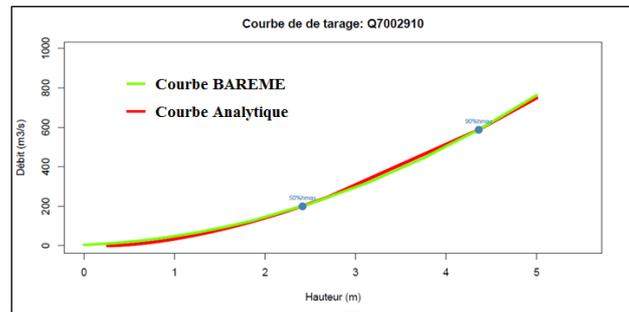


Figure 21 - Comparaison de la courbe estimée (en rouge) et de la courbe expertisée (en vert) pour le bassin Q7002910

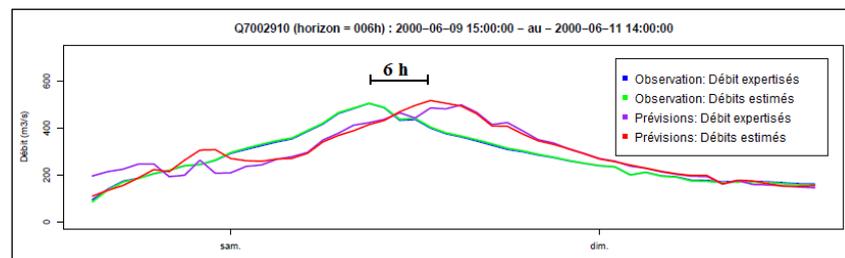


Figure 22 - Préviation de la crue du 10/06/2000 pour le bassin Q7002910

La prévision estimée en Figure 22 est très proche de celle expertisée. Même si la prévision réalisée avec la courbe de tarage estimée est en retard (comme la prévision réalisée avec les débits expertisés), elle aurait tout de même détecté le dépassement de seuil, car le seuil de vigilance est fixé à $200\text{m}^3/\text{s}$ et que la prévision dépasse cette valeur. En revanche, le pic de crue a été détecté grâce à l'assimilation du réseau de neurone, c'est-à-dire par comparaison des débits observés 6 h avant (ce qui a permis de corriger le modèle). Le pic de crue n'aurait donc pas été détecté à temps puisqu'il est en retard par rapport aux observations. Néanmoins cette prévision donne des informations utiles aux SPC car une forte augmentation des débits sur une courte période de temps ainsi que le dépassement du seuil de vigilance constitue une alerte pour les crues. Pour terminer, la proximité des prévisions (estimée et expertisée) s'explique par le fait que les observations estimées et expertisées sont elles aussi très proches (Figure 21).

L'analyse des résultats globaux a permis de comparer les performances du modèle (Figure 23) sur l'ensemble de l'échantillon.

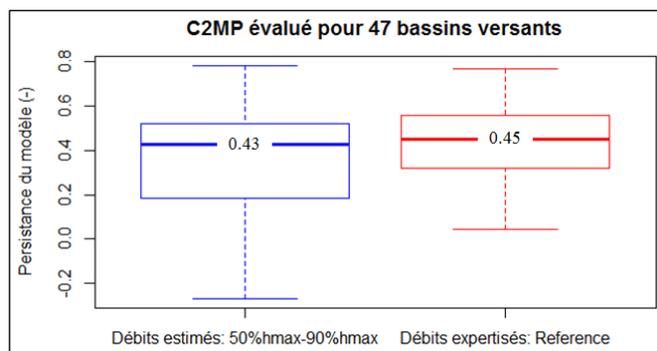


Figure 23 - C2MP évalué pour 47 bassins versants pour des jaugeages mesurés à 50% et 90% de la hauteur maximale de la chronique

Sur la Figure 23 on peut voir que les performances du modèle calculées à l'aide des débits estimés restent très proches du modèle simulé à l'aide des débits estimés même si celui-ci garde toujours la médiane avec les meilleures performances

L'équation analytique « $Q = a \cdot (h-b)^c$ » pour des jaugeages effectués à 50% et 90% de la hauteur maximale sur l'ensemble de la période d'étude, représente donc la meilleure solution parmi les solutions testées pour estimer la courbe de tarage d'une station avec peu de points de jaugeages.

d) Adaptation des résultats aux contraintes opérationnelles

Malgré les résultats encourageants, la rencontre avec le SPC GAD a montré que la solution obtenue n'est pas opérationnellement réalisable. Il est donc maintenant nécessaire d'adapter la solution aux contraintes opérationnelles. Jauger à 50% ou 90% de la hauteur maximale disponible sur la période d'étude est difficilement réalisable car ces jaugeages sont souvent au-dessus du quantile 90, ce qui veut dire qu'ils représentent moins de 10% des hauteurs d'eau atteintes sur la période d'étude (Figure 133). Autant dire qu'il est presque impossible de se trouver au bon moment pour réaliser ces jaugeages car leurs fréquences d'occurrences sont souvent trop rares, ce qui demanderait d'attendre plusieurs années pour jauger à l'instant propice. De plus, une autre contrainte s'impose à nous. Même si ces deux événements de fortes crues arrivaient au moment où le jaugeage souhaiterait être réalisé, il est parfois dangereux voire impossible de réaliser ces mesures. En effet, le courant très puissant lors des fortes crues et les méthodes de jaugeages utilisées (utilisation d'un véhicule retenant une hélice montée sur un poids appelé saumon et illustré en Annexe 6) demandent de la prudence lors de la collecte des données.

L'inconvénient des quantiles est dû à leur variabilité en fonction de la fréquence d'occurrence des débits. C'est-à-dire que la répartition des jaugeages est aléatoire en fonction des bassins et de la chronique étudiée. En résumé, pour un quantile donné par exemple à q50, la valeur de hauteur associée pour deux bassins distincts sera différente, (elle vaudra par exemple 1 m pour le premier bassin et 2 m pour le second). Néanmoins, ce système de trie

permet de connaître la probabilité d'occurrence de l'évènement et est plus couramment utilisé par les prévisionnistes, c'est pourquoi nous optons finalement pour cette solution.

L'analyse des quantiles donnée en Figure 24, a été faite sur 43 des 47 bassins versants de l'échantillon, car la méthode à l'aide de l'équation analytique puissance ne fonctionne pas pour l'ensemble des bassins. C'est-à-dire que cette méthode régie par l'équation 7 n'est pas capable d'estimer les débits de certains bassins. En effet, il arrive parfois que le coefficient « b » soit affecté à une valeur très élevée durant la phase d'estimation des paramètres. Si par exemple la valeur estimée pour le coefficient « b » vaut 5, il ne sera pas possible d'estimer le débit associé à l'ensemble des hauteurs de la chronique inférieure à 5m. Dans certains cas, si le cours d'eau varie pour des faibles débits (tous inférieurs à 5m) aucune estimation de débits ne sera possible.

$$Q = a * (h - b)^{1.67} : (Eq 7)$$

Ce problème s'accroît lorsque l'on estime les paramètres pour des couples de jaugeages faibles. En effet, plus les jaugeages sont réalisés en basses hauteurs d'eau (par exemple q50-q70) plus le coefficient « b » est estimé par des fortes valeurs. Cela s'explique par le fait que plus les jaugeages sont mesurés pour des basses hauteurs d'eau et plus la courbe estimée s'affaisse (c'est-à-dire que plus la courbe tend vers zéro quand la hauteur d'eau tend vers l'infini) ce qui demande une valeur de « b » suffisamment grande. En témoigne notre étude de sensibilité sur le coefficient « b » présenté précédemment en Figure 11. Plus les jaugeages sont réalisés à faible hauteurs d'eau et moins il est possible d'obtenir des résultats sur un grand nombre de bassins. Dans le cas des couple q50-q70 et q50-q80 seulement 44 bassins ont pu être estimés (dont deux différents) et 46 bassins pour le couple q50-q90, c'est pourquoi la comparaison est réalisée sur seulement 43 bassins des 46 bassins de l'échantillon. La référence représente les C2MP obtenus pour les bassins dont les débits ont été expertisés.

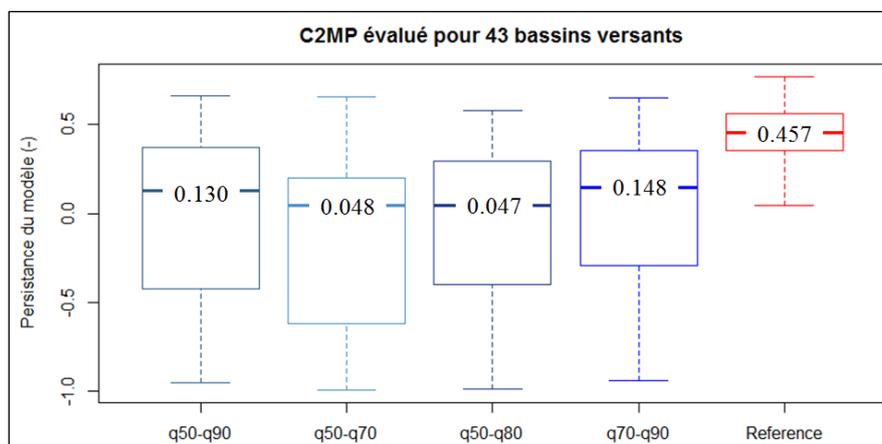


Figure 24 - Comparaison des C2MP obtenus par la méthode d'estimation de la courbe de tarage à partir de l'équation puissance pour différentes mesures de jaugeages et par rapport à la référence correspondant aux débits expertisés

On remarque que les meilleures performances sont obtenues pour le couple de jaugeages q70-q90 même si les performances du couple q50-q90 restent elles aussi très proches. Plus étonnant, les performances du couple q50-q80 sont moins bonnes que les performances du couple q50-q70 même si elles sont sensiblement proches.

Dans le cas des couple de jaugeage q50-q70 ou q50-q80, apporter une solution sur 44 bassins de l'échantillon ne représente que 93.6% de chance d'estimer une solution avec cette méthode (comme le montre le Tableau 2), ce qui laisse encore des bassins non estimés. Jauger à q50-q70 ou q50-q80 reste donc à éviter car la probabilité d'obtenir une solution est faible par rapport aux autres.

Tableau 2 - Probabilité d'avoir une solution

	q50-q90	q50-q80	q50-q70	q70-q90
Probabilité d'avoir une solution	97.9%	93.6%	93.6%	100%
Nombre de solutions disponibles	46	44	44	47

Une étude du tableau de contingence en Tableau 3 a été faite, afin d'estimer des dépendances entre les différents critères :

Tableau 3 - Tableau de contingence

	Dépassement observé	Non dépassement observé
Dépassement prévu	Prévu avec succès	Fausse Alerte
Non-dépassement prévu	Manqué	Rejet Correct

Le POD (Probability of detection), détaillé en équation 8, quantifie la probabilité de prévoir le dépassement du seuil de vigilance. C'est-à-dire qu'il indique le nombre d'évènements prévus sur le nombre d'évènements observés au total.

$$POD = \frac{\text{Prévu avec succès}}{\text{Dépassement observé}} : (Eq 8)$$

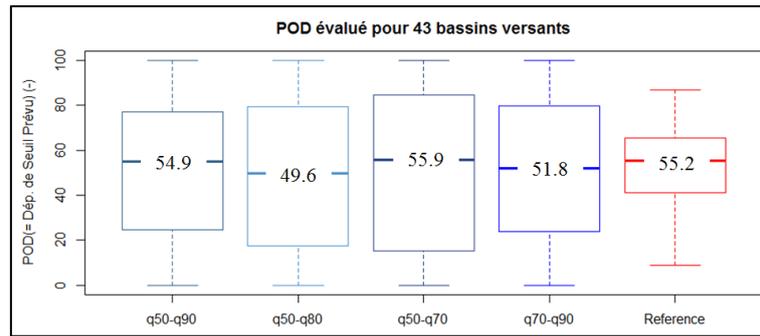


Figure 25 – Comparaison des POD obtenus par la méthode d'estimation de la courbe de tarage à partir de l'équation puissance pour différents couple de jaugeages et par rapport à la référence correspondant aux débits expertisés

On remarque sur la Figure 25 que pour le couple q50-q70, la méthode prévoit plus de dépassements de seuil que pour les autres. Elle surestime même le nombre de dépassement par rapport à la méthode de référence, ce qui laisse penser qu'elle doit surestimer aussi le nombre de fausses alertes. Cette solution est aussi la moins précise car l'écart type reste sur une plage très large, en effet 50% des valeurs sont comprises entre 16% et 80%. Les autres couples de jaugeages sont sensiblement proches, même si la méthode évaluée pour le couple q50-q80 et q70-q90 sont celles qui prévois le moins de dépassement de seuil. On remarque aussi que le couple q50-q90 est celui dont l'écart type entre les mesures est le plus faible, donc le plus précis.

En effet, le Tableau 4 compare le POD calculé à partir des débits estimés au POD calculé à partir des débits expertisés pour chaque bassin. Puis les résultats obtenus sont sommés sur l'ensemble des 43 bassins disponibles de l'échantillon. Le tableau confirme que le couple de jaugeage q50-q90 est celui dont les performances à prévoir le dépassement sont les plus proches de celles de référence. Les performances du couple q70-q90 sont elles aussi très proches du modèle de référence. Comme on pouvait s'y attendre, le couple de jaugeage q50-q70 possède les performances de prévision du dépassement de seuil les plus éloignées du modèle de référence.

Tableau 4- Comparaison des POD estimés par rapport au POD expertisé sur 43 bassins versants de l'échantillon

	q50-q90	q50-q80	q50-q70	q70-q90
$\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{ POD_{estimé}(i) - POD_{expertisé}(i) }{POD_{expertisé}(i)}$	0.43	0.49	0.51	0.47

Le FAR (False Alerts Ratio), détaillé en équation 9, permet de connaître le ratio de fausses alertes. C'est-à-dire le nombre de dépassements prévus mais qui n'ont finalement pas été observés.

$$FAR = \frac{\text{Fausse Alerte}}{\text{Dépassement observé}} : (Eq 9)$$

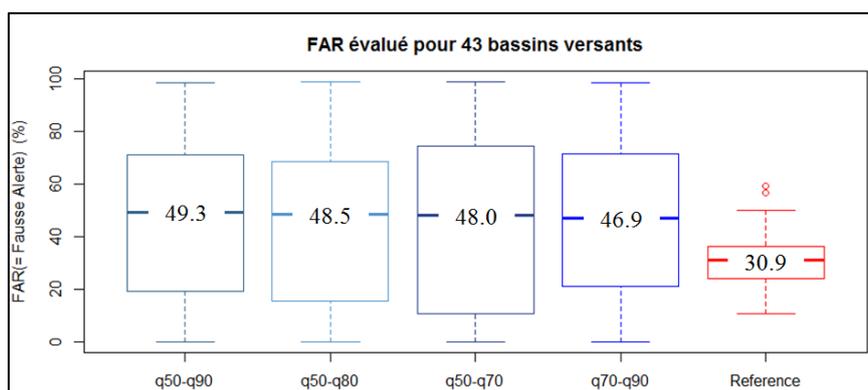


Figure 26 que comme pressenti, le couple q50-q70 surestime le nombre de fausses alertes et que l'écart type reste toujours très large. Plus étonnant, le couple q50-q90 évalué pour la méthode puissance donne de nombreuses fausses alertes. Comme attendu, le couple q70-q90 est celui qui prévoit le moins de fausses alertes. Néanmoins on retiendra que le nombre de fausses alertes reste sensiblement proche pour l'ensemble de ces couples de jaugeages.

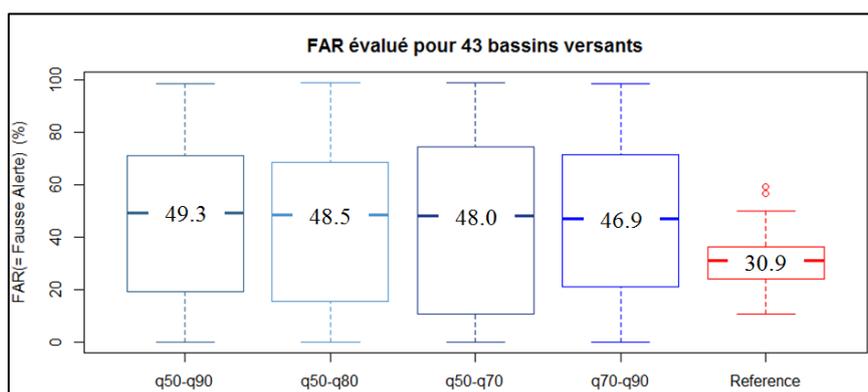


Figure 26 - FAR évalué pour différents couple de jaugeages

Le Tableau 5 somme sur l'ensemble des 43 bassins la comparaison du FAR estimé au FAR expertisé de chaque bassin. Il montre, que les couples q50-q90 et q70-q90 sont ceux dont le FAR reste le plus proche de la valeur de référence calculée avec les débits expertisés.

Tableau 5 - Comparaison des FAR estimés par rapport au FAR expertisé sur 43 bassins versants de l'échantillon

	q50-q90	q50-q80	q50-q70	q70-q90
$\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{ FAR_{estimé}(i) - FAR_{expertisé}(i) }{FAR_{expertisé}(i)}$	0.99	1.05	1.17	0.98

- Quelles erreurs y a-t' il entre la courbe de tarage estimée et la courbe de tarage expertisée ?

Pour terminer, afin de conforter notre analyse, un graphique comparant les débits estimés par rapport aux débits expertisés pour l'ensemble des 43 bassins, pour chaque couple de jaugeage est disponible en Figure 27. Les résultats ont été normalisés par le nombre de pas de temps.

$$\frac{1}{t_n} * \sum_{t=t_0}^{t_n} \left| \frac{(Q_{estime}(t) - Q_{expertisé}(t))}{Q_{expertisé}(t)} \right| : (Eq 10)$$

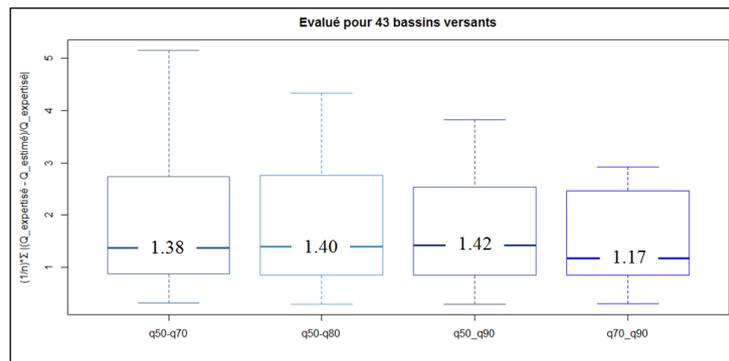


Figure 27 – Comparaison des débits estimés par rapport aux débits expertisés

On observe en Figure 27 que l'écart type augmente lorsque les mesures de jaugeages diminuent dans la gamme de hauteur. On remarque aussi que la médiane du couple q70-q90 est éloignée du reste des autres cas d'étude (qui sont tous très proches, ce qui peut être expliqué par les forts points de jaugeages sélectionnés. Cette figure ne fait que conforter notre analyse précédente q70-q90 semble donner les meilleurs résultats parmi ceux testés.

Au final cette analyse montre que plus les points de jaugeages sont proches des bas quantiles et plus les performances du modèle sont dégradées. Elle montre aussi que si l'on réduit l'écart entre les points de jaugeages la performance se dégrade. Il est donc préférable de jauger avec un écart assez grand ou de jauger avec un écart faible mais pour un couple de jaugeages élevés. L'ensemble des résultats donnent des solutions meilleures que le modèle naïf (c'est à dire que le débit prévu à l'instant t est égale au débit observé à l'instant t), néanmoins elles restent très médiocres dans certain cas en particulier pour les jaugeages q50-q70. De plus si le jaugeage est réalisé pour de trop basses hauteurs d'eau, il aura de faibles probabilités d'être utile car la possibilité d'estimer la courbe de tarage s'amenuise.

Parmi l'ensemble des solutions réalisables opérationnellement parlant, le couple q70-q90 permet d'obtenir les meilleurs résultats exploitables pour la totalité des bassins que l'on souhaite simuler. De plus le nombre de dépassement de seuil prévu avec succès est assez grand et le nombre de fausses alertes restent « assez » faible. Les hydrogrammes prévus des deux bassins étudiés précédemment ont donc été simulés pour ce couple de jaugeage en Figure 289.

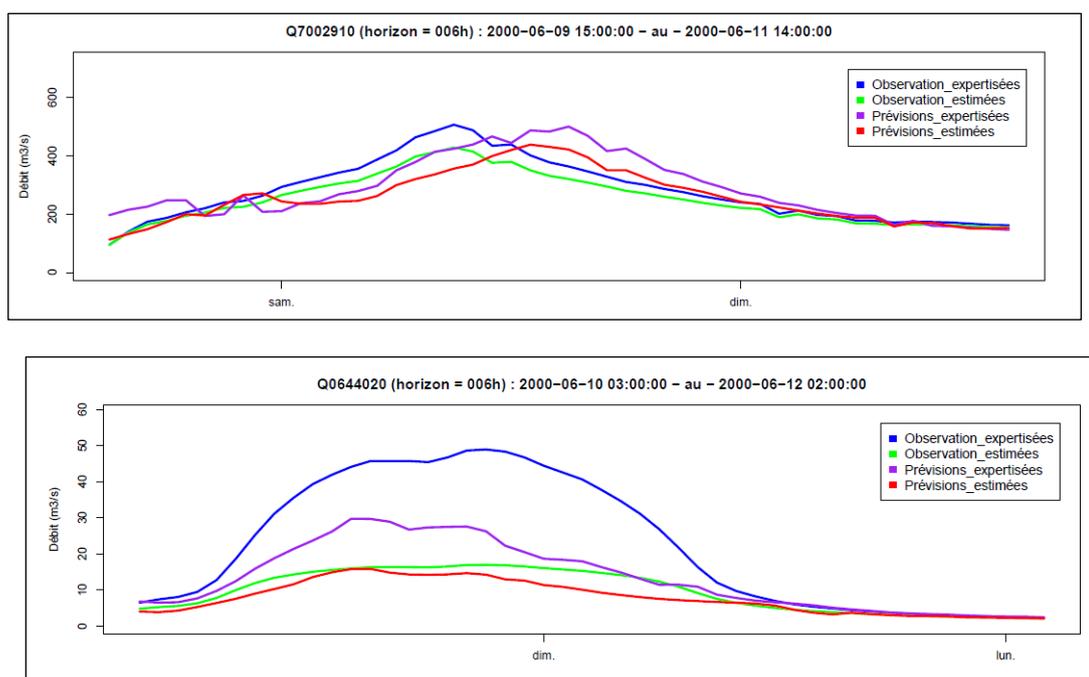


Figure 28- Hydrogramme prévu: q70-q90

On remarque que la prévision réalisée pour le bassin Q0644020 n'aurait pas cette fois pas détectée le dépassement de seuil, alors que celui du bassin Q7002910 serait toujours détecté. En général les résultats restent toujours exploitables mais la prévision a été détériorée par rapport à celle réalisée pour le couple de jaugeage 50%hmax-90%hmax.

Le meilleur résultat obtenu dans cette étude (le couple de jaugeage à q70-q90) est maintenant comparé au modèle de référence (Figure 29). Même si les hydrogrammes des événements prévus ne semblent pas avoir une dégradation trop importante (Figure 28), presque la moitié des bassins versants ont une performance inférieure à zéro quand les courbes de tarage sont estimées à partir d'un nombre réduit de jaugeages.

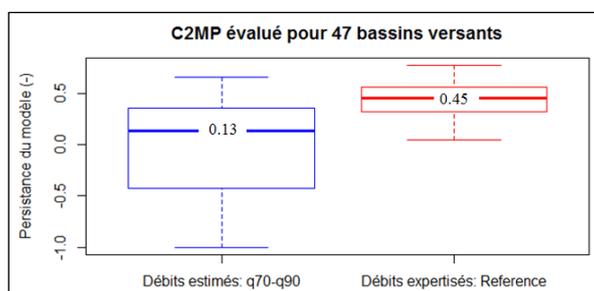


Figure 29 - Comparaison du C2MP obtenus par la méthode d'estimation de la courbe de tarage à partir de l'équation puissance pour des jaugeages mesurés à q70 et q90 par rapport au aux débits expertisés (référence)

e) Analyse de la dégradation des performances du modèle

- Les mauvaises performances du modèle sont-elles toutes liées aux mauvaises performances du modèle ?
- Quel est le lien entre performance des prévisions du modèle et précision de la courbe de tarage estimée ?

Les facteurs explicatifs des performances les plus mauvaises pourraient aider dans l'identification des stations où l'approche proposée a des fortes chances de ne pas aboutir à un résultat satisfaisant. La différence entre les performances du modèle estimées et expertisées est tracée en Figure 30.

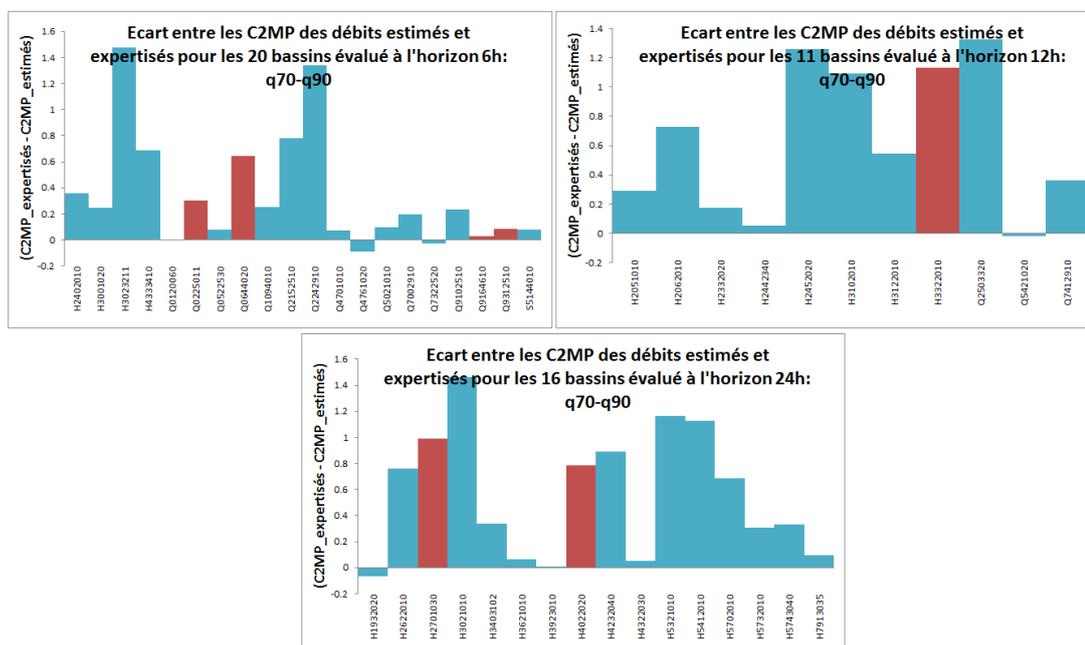


Figure 30 - Observation de l'écart entre les C2MP estimés par rapport au C2MP expertisés pour le couple q70-q90, en bleu les bassins dont le modèle est robuste et en rouge les bassins dont le modèle est peu robuste. Les bassins sont regroupés en fonction de leur horizon de calage.

La Figure 30 s'interprète de la manière suivante, plus la différence est élevée et plus les performances du modèle calculées à partir des débits estimés sont éloignées de celles de référence. On remarque que la méthode proposée ici est en général moins performante que le modèle de référence. Les bassins dont le modèle est initialement peu robuste font tous partie de la moitié des bassins possédant les pires écarts de performance. Il semblerait que ce soit surtout la qualité d'estimation de la courbe de tarage qui influe sur les performances du modèle. Il est donc difficile de minimiser cette perte de performance car elle dépend en particulier de la qualité des mesures du jaugeage. Seules des mesures précises de jaugeages pourraient améliorer la courbe, car de faibles écarts dans la valeur de mesure peuvent avoir une influence élevée sur l'estimation de la courbe qui ne se base que sur deux points de jaugeages.

Quelles sont les stations qui ont la probabilité d'avoir les meilleures performances ?

Afin d'apporter des solutions aux SPC pour jauger aux meilleurs endroits une étude a été réalisée afin de déterminer les **raisons de la dégradation des performances** lorsque celle-ci ne sont pas dues au modèle d'origine. Le but est ainsi de maximiser les chances de se trouver dans la partie où les performances du modèle sont meilleures que le modèle naïf ($C2MP > 0$). Cette analyse permet ainsi de déterminer les stations pour lesquelles la méthode proposée pourrait être utile.

Une étude a été réalisée en collaboration avec le SPC SMYL pour déterminer quels facteurs influencent les performances du modèle. Cette étude a mis en évidence quatre causes principales. La première cause est liée à la **présence de barrages** le long du cours d'eau qui dégrade très largement les performances du modèle, car elle modifie totalement la nature de l'écoulement. Lorsque c'est le cas, il est préférable de mesurer au-dessus du seuil d'abattement du barrage pour occulter la présence du barrage. Inversement, on observe que la présence de seuil de jaugeage favorise la prise de mesure et accroît la qualité des données. La seconde cause est liée à l'**évolution de la courbe de tarage** pendant la période d'étude. En effet, une courbe de tarage évolue environ tous les trois à cinq ans alors que la taille des chroniques de l'étude sont toutes supérieures ou égales à six ans pour caler convenablement les paramètres du modèle GRP. Une solution serait donc de collecter plusieurs jaugeages (quand cela est possible) pour simuler une courbe de tarage par plage de cinq ans, puis d'estimer les débits associés avant de les intégrer à GRP. La troisième cause est due à la **modification de l'écoulement** qui génère des modifications dans la courbe et qui dégrade donc très fortement les performances. Par exemple, la suppression de seuil de jaugeages pour la continuité écologique à Aulnay sur Mauldre perturbe très largement l'écoulement. Pour finir, le **point d'inflexion qui existe sur la courbe de tarage** dégrade lui aussi les performances du modèle. Il est donc nécessaire de connaître la cause de ce point d'inflexion. En effet, si la position du point d'inflexion sur la courbe de tarage est connue, une possibilité serait alors de simuler deux courbes au niveau du point d'inflexion pour tracer la courbe de tarage. Prendre en compte le changement de comportement de la courbe de tarage permettrait donc sûrement d'améliorer les performances du modèle.

- **Quelle est la cause du point d'inflexion sur la courbe de tarage ?**

Lors de fortes crues, il arrive que l'écoulement déborde du lit mineur vers le lit majeur, dans ce cas en général il est possible d'observer un point de cassure sur la courbe de tarage. Si le nombre de crues arrivent fréquemment sur une courte période de temps, des jaugeages peuvent alors être réalisés pour des forts débits afin d'enregistrer le point d'inflexion sur la courbe de tarage. Néanmoins, si cet événement est rare, il est peu probable d'obtenir des mesures de jaugeages pour ces hauteurs d'eau. La courbe de tarage disponible ne possède donc pas de point de cassure, car aucune information n'a pu être collectée. Pour la période

d'étude de certains bassins qui est assez longue, il est ainsi possible d'observer ce point de cassure sur la courbe de tarage.

Afin de vérifier s'il existe un réel lien entre les variations du profil du lit du cours d'eau et celle de la courbe de tarage, les profils en travers du lit mineur et majeur des stations ont été analysés pour déterminer si le point de cassure de la station correspond bien au débordement du lit mineur. Les profils des stations des SPC GAD et SMYL ont été collectées. Néanmoins très peu de profils (réalisés par des géomètres) ont pu être récupérés, car les connaissances topographiques restent limitées. Une amélioration des connaissances topographiques permettrait pourtant d'améliorer les analyses de prévision des crues en particulier celles liées à l'inondation. Afin d'obtenir de nouveaux profils en travers, une autre solution a été élaborée pour certaines stations du SPC SMYL. Cette autre méthode a consisté à utiliser les Modèles Numériques de Terrain (MNT) de résolution 1 m x 1 m afin d'obtenir le profil du lit majeur et de compléter le profil du lit mineur par la bathymétrie connue grâce aux jaugeages. Au final 30 profils sur les 47 stations de l'échantillon sont donc disponibles.

Remarque : La bathymétrie d'un bassin est disponible à l'aide par exemple des jaugeages à l'Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP), détaillé en Annexe 6 : Journées de jaugeages6.

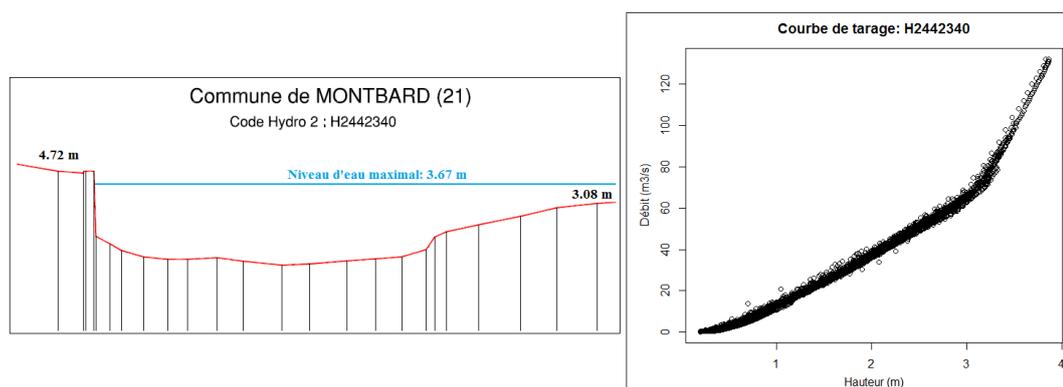


Figure 31 - Profil en travers (à gauche) et courbe de tarage (à droite) de la commune de Montbard (H2442340)

Un exemple de l'analyse effectuée est disponible en Figure 312. Tout d'abord, l'analyse de la courbe de tarage (Figure 31 à droite) permet d'observer un point d'inflexion vers 3,1 m. Ensuite, l'analyse topographique nous permet de calculer la hauteur de la rive gauche (4.72 m) et de la rive droite (3.08 m). Connaissant la hauteur maximale de la chronique, ici de 3.67 m, il est aisé d'imaginer que le cours d'eau a déjà débordé sur la rive droite mais n'a jamais débordé sur la rive gauche. Le débordement du lit explique donc la position du point d'inflexion sur la courbe de tarage. L'analyse globale (Annexe 7) montre que dans la plupart des cas, il existe un lien entre la hauteur de débordement du lit mineur et le point d'inflexion la courbe de tarage.

Il est donc possible de connaître la position du point d'inflexion sur la courbe de tarage, ce qui permettrait de tester une nouvelle solution qui consisterait donc à doubler le nombre de

jaugeages (deux inférieurs et deux supérieurs au point d'inflexion), puis d'estimer la courbe de tarage complète par deux morceaux de courbes.

Finalement, cette méthode permet dans la plupart des cas d'être alerté lorsque le dépassement de seuil est atteint. Néanmoins, il ne sera pas possible de quantifier le pic de crue dans tous les cas. Cette solution **ne permet donc pas de remplacer des jaugeages réguliers** pour prévoir les crues et alerter de manière précise et efficace la population. Néanmoins, cela **apporte une solution dans le cas où les jaugeages sont rares et difficiles à être mis en place**. La méthode d'estimation à l'aide de l'équation puissance propose donc une bonne alternative pour estimer des courbes de tarages dans des zones peu jaugeées. En particulier, jauger à **q70 et q90 représente la meilleure alternative opérationnelle parmi les options testées**. Cependant, il n'est pas toujours possible d'obtenir des estimations sur l'ensemble des bassins. Il serait donc utile de proposer une solution pour estimer les bassins qui ne peuvent pas être calculés à l'aide de cette méthode.

2) Deuxième méthode d'approche : Formule de Manning

a) Introduction

Comme présenté précédemment, l'équation 1 est fonction de plusieurs paramètres, de la pente du canal « J » et de la rugosité du milieu « n ». Néanmoins, la pente et la rugosité du chenal sont des caractéristiques difficiles à obtenir, la pente des stations étant mal connue et le coefficient de rugosité difficile à obtenir. Ces coefficients ont donc finalement été estimés à l'aide de deux points de jaugeages pour ne pas être limité par le manque d'informations du tronçon étudié. Néanmoins, connaître la bathymétrie des rivières reste indispensable pour estimer la courbe de tarage.

Ainsi pour répondre au besoin de mon stage, les profils m'ont été fournis à l'aide du logiciel BAREME (WMO 2010), illustré en Figure 32 et de profil bathymétrique réalisés par des géomètres. Le logiciel BAREME très utilisé dans le milieu de l'hydrologie permet d'obtenir des informations sur les relevés de jaugeages au cours de l'année et la courbe de tarage associée à chaque tronçon de rivière (Pierre-Marie Bechon 2013). Il permet en particulier d'avoir un aperçu du lit de la station étudiée.

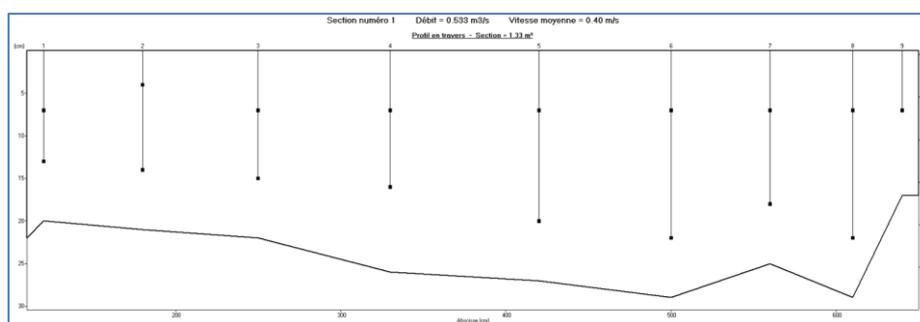


Figure 32 : Profil du cours d'eau Loing à Saint Martin des Champs obtenu sous le logiciel BAREME

Après avoir extrait les coordonnées du profil de la rivière, il a été possible de calculer sous le logiciel R CRAN, le périmètre et la surface mouillée associé à chaque hauteur d'eau du chenal, puis d'estimer les courbes de tarage des stations de l'échantillon.

b) Comparaison des deux modèles

Il est maintenant nécessaire de répondre à la question suivante :

- **La méthode de Manning propose elle une alternative à celle de l'équation puissance ?**

Pour répondre à ces questions les performances des deux méthodes ont été comparées en Figure 34. On se place dans le cas où seul un jaugeage à forte hauteur d'eau est réalisable, on compare donc nos résultats pour le couple de jaugeage q50-q90, il n'est donc pas possible dans certains cas de résoudre la courbe de tarage à l'aide de l'équation puissance. La comparaison a été réalisée sur seize bassins versants. En effet, seulement seize bathymétries de bassins étaient disponibles.

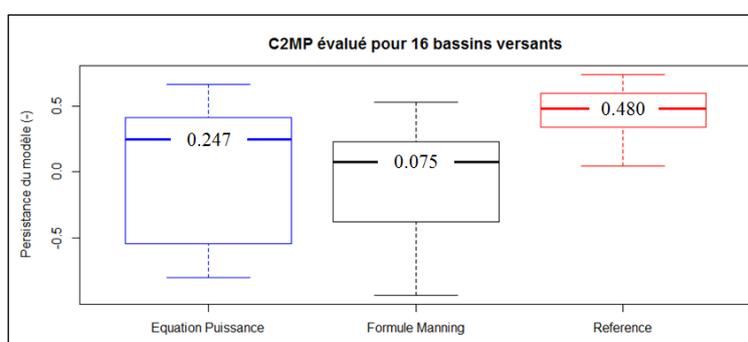


Figure 33 : Comparaison formule de Manning et équation puissance (q50-q90)

On remarque en Figure 34 que les performances du modèle sont meilleures lorsque les débits sont estimés à l'aide de l'équation puissance plutôt qu'avec la formule de Manning. Même si la médiane du boxplot pour la formule de Manning est très légèrement supérieure à zéro, presque la moitié des valeurs sont moins bonnes que le modèle naïf (C2MP = 0). L'écart type des valeurs inférieures à zéro est bien plus important que celui des valeurs dont la persistance est positive. Cela montre une très forte dégradation des performances pour presque la moitié des cas. Les performances du modèle basées sur la Formule de Manning étant mauvaises, l'étude réalisée pour cette estimation ne sera pas détaillée dans le mémoire. La formule de Manning ne propose donc pas une bonne alternative à l'estimation de la courbe de tarage par l'équation puissance.

3) Apport des mesures de jaugeages sur les performances du modèle

a) Equation puissance : Trois points de jaugeages

L'équation puissance représentant la meilleure solution, l'intérêt est maintenant de savoir si les performances peuvent être améliorées (et de quantifier cette amélioration) en ajoutant un jaugeage aux deux jaugeages initiaux.

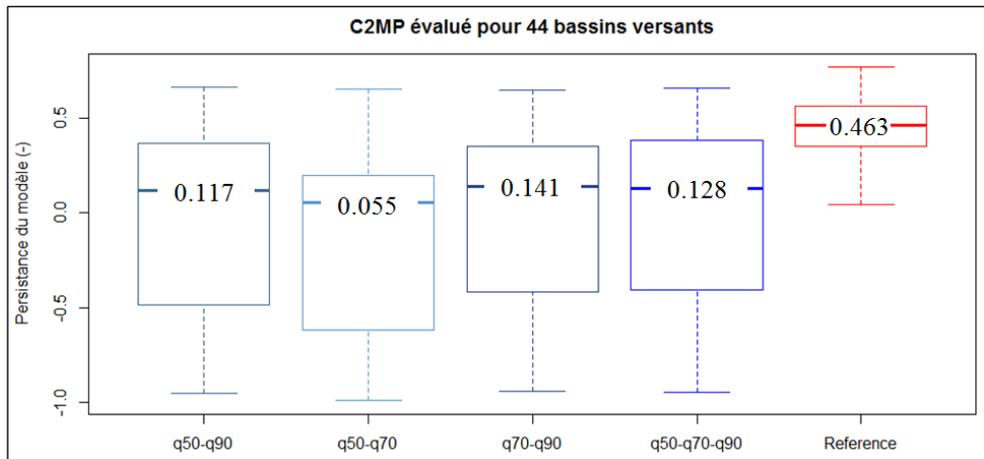


Figure 34 : Apport d'un jaugeage sur les performances du modèle dont la courbe de tarage a été estimée par l'équation puissance

La Figure 34 permet d'observer l'apport d'un jaugeage, sur les performances du modèle. On remarque que l'apport du troisième point de jaugeage q90 améliore significativement les performances du modèle lorsque celui-ci est rajouté au couple q50-q70. Néanmoins les performances sont similairement les mêmes lorsque l'on ajoute un point de jaugeage à q50 ou q70 pour les couples de jaugeages q70-q90 et q50-q90. Cela s'explique par le fait que lorsque la courbe est estimée par deux points de jaugeages celle-ci est résolue en solvant l'équation à deux inconnues pour deux points de jaugeages, la courbe passe donc parfaitement par les deux points de jaugeages et la somme des écarts résiduels est donc nulle. Dans le cas où la courbe est estimée par trois points de jaugeages, c'est alors la méthode des moindres carrés qui permet d'estimer la courbe de tarage. La valeur des paramètres est alors bornée. Néanmoins, la valeur des paramètres « a » et « b » obtenus lors de la résolution de l'équation de deux points de jaugeages pour le couple q70-q90 est utilisée pour apporter une autre gamme de valeur afin de minimiser encore plus l'erreur. Pourtant, la somme résiduelle n'est donc plus parfaitement nulle et la courbe est donc moins bien estimée. On note donc que si le nouveau point de jaugeage est réalisé au-dessus des deux autres il améliore les performances du modèle, mais si celui-ci est situé au-dessous des deux autres, il les détériore. Si le jaugeage est situé entre les deux points initiaux de jaugeages les performances restent sensiblement les mêmes.

Conclusion

Cette étude s'est basée sur 47 bassins versants dont les données ont été fournies par les SPC GAD et SMYL. Ces données ont permis d'avoir des débits expertisés servant de référence pour les comparer aux débits estimés par les deux méthodes. L'estimation des courbes de tarage utilisées pour estimer les débits pour alimenter le modèle de prévision des crues GRP constitue la principale analyse de notre étude. Le but a été ensuite d'observer l'efficacité du modèle GRP dans ces conditions dégradées.

1) Comparaison des deux méthodes

Les deux relations hauteur-débit élaborées durant cette étude sont basées sur une équation puissance (Equation 7) avec « c » fixé à 1,67 et la formule de Manning (Equation 1). L'étude a montré que la formule de Manning demande une analyse détaillée des informations sur les profils en travers des cours d'eau au niveau de l'échelle de mesure des hauteurs d'eau, ce qui n'est pas toujours facile à obtenir et à exploiter et donne de mauvaises performances par rapport à l'équation puissance.

2) Jaugeages échantillonnés en fonction de la hauteur d'eau maximale

Une analyse de sensibilité sur la position des mesures des deux points de jaugeages sur l'estimation de la courbe de tarage a été réalisée. La prévision des crues demande d'étudier en particulier les fortes hauteurs d'eau, c'est pourquoi il est préférable d'estimer la courbe de tarage pour les hauts débits au détriment des faibles débits. Pour ce faire, il est donc nécessaire de jauger à des fortes hauteurs d'eau pour optimiser l'estimation de la courbe. Estimer la courbe de tarage pour des jaugeages à 50% et 90% de la hauteur maximale représente la meilleure solution parmi celles testées, sur notre échantillon.

3) Jaugeages échantillonnés en fonction des quantiles de hauteurs d'eau

La rencontre avec les SPC GAD a ensuite montré que la solution optimale n'était pas toujours réalisable en opérationnel. En particulier lorsque les stations sont situées dans des zones difficiles d'accès. Il a donc été nécessaire de réduire les jaugeages sur des hauteurs plus basses. La seconde étude de sensibilité a finalement montré que jauger aux quantiles q70 et q90 représentait la meilleure solution pour les opérationnels parmi celles qui ont pu être testées dans la gamme de hauteurs plus fréquentes. L'étude a aussi permis de déterminer les facteurs liés à la détérioration des performances du modèle. Pour les bassins dont le modèle initial (qui utilise en entrée les débits expertisés) n'était pas robuste, les performances sont davantage dégradées. Néanmoins cela ne représente pas la cause principale de la dégradation des prévisions avec l'utilisation des débits estimés à partir de quelques jaugeages. D'autres causes liées à la présence d'ouvrages, d'hystérésis ou de point d'inflexion dans la courbe de tarage ont été observées. Le point d'inflexion non représentés sur la courbe de tarage dégradant les performances du modèle, il est utile de prédire à quelle hauteur d'eau correspond ce point d'inflexion. En effet, découper la courbe de tarage en deux courbes puissances au niveau du point d'inflexion permettrait sûrement d'améliorer les performances du modèle. Le lien entre le profil du lit de la rivière et de la courbe de tarage a donc été étudié. On remarque que lorsque l'écoulement déborde du lit mineur, il est possible de voir un point

d'inflexion sur la courbe de tarage. Il est donc utile pour les SPC de connaître la position de ce point d'inflexion pour adapter la méthode. Cette méthode permet finalement de connaître à quel instant le seuil va être dépassé mais sans pouvoir quantifier le pic de crue et donc connaître l'étendue de l'inondation. Néanmoins, connaître le seuil de dépassement est déjà utile pour les SPC qui peuvent prévenir en avance la population et mettre en place des mesures de sécurité.

4) Apport des mesures de jaugeages

Pour terminer, une étude s'intéressant à l'apport des mesures de jaugeages sur la prévision des crues a été réalisée. Il a été montré qu'améliorer les performances du modèle calculé à l'aide de l'équation puissance est possible lorsque le point de jaugeage est situé à une hauteur plus élevée que les deux jaugeages initiaux.

5) Conclusions globales

Les résultats obtenus avec l'équation puissance sont plutôt encourageants, car cette méthode apporte une solution pour avoir des prévisions utiles sur certaines stations peu jaugeées. Cette solution permet les opérationnels de prévoir le dépassement des seuils et d'alerter la population lorsque le seuil de vigilance risque d'être dépassé afin que des mesures préventives soient mises en place. **Il est évident que cette solution ne pourra en aucun cas remplacer les prévisions qui disposent d'une base de jaugeages fréquents et à mise à jour.** Jauger de manière fréquente en particulier dans les zones à risque reste indispensable pour avoir des connaissances sur la courbe de tarage et alimenter les modèles de prévision de crue. Cette solution est donc un moyen pour apporter des prévisions dans les stations où les jaugeages sont rares et difficiles à mettre en place. L'analyse de tous ces résultats restent tout de même à critiquer, car les meilleures performances sont obtenues pour les bassins dont les conditions de jaugeages étaient optimales (courbes de tarage quasi-stationnaires). En particulier, les zones où les mesures de jaugeages sont les plus précises (en particulier les stations avec des seuils de jaugeages). Dans le cas des stations peu jaugeées, les mesures risquent sûrement d'être imprécises et les conditions (d'écoulement, d'accès à la station, etc...) bien moins bonnes. Il est donc important de rester critique quant aux performances obtenues durant toute cette étude puisque les résultats ont été réalisés pour des conditions d'études en générales optimales.

6) Perspectives futures

Obtenir d'autres profils en travers aurait permis de réaliser une étude plus complète sur l'utilisation des équations hydrauliques pour l'estimation des courbes de tarage.

Un autre point intéressant aurait été de découper la courbe de tarage par deux fonctions puissances au niveau du point d'inflexion et d'observer l'influence sur les performances du modèle. Ce qui n'a pas pu être réalisé dans ce mémoire à cause d'un manque de temps.

Une autre idée de recherche serait de réaliser des jaugeages par période de trois à cinq ans, ou suite aux épisodes de crue, selon la morphologie du cours d'eau et la dynamique d'évolution de son lit.

Enfin, les méthodes proposées dans ce stage pourraient être combinées aux méthodes d'estimation de paramètres par régionalisation pour améliorer la robustesse de l'estimation des paramètres du modèle GRP dans le cas où peu de données sont disponibles pour contraindre le calage sur un ensemble de jeux de paramètres possibles.

On pourrait aussi rechercher des stations corrélées entre elles, c'est-à-dire celles dont l'écoulement dépendant (amont/ aval), en particulier pour des bassins voisins. Connaître la corrélation entre les hauteurs du bassin cible par rapport aux bassins voisins jaugés permettrait sûrement d'interpréter une relation entre les débits du bassin cible et ceux du bassin voisin ce qui permettrait d'estimer d'une autre manière la courbe de tarage.

ANNEXE :**Annexe 1 : Modèle GRP****1) Interception**

Comme expliqué précédemment, la pluie et l'évapotranspiration sont tout d'abord interceptées, ce qui permet de connaître la quantité d'eau alimentant l'écoulement, appelée pluie efficace.

La phase d'interception est modélisée par l'équation 11 suivante :

Interception:

$$\begin{aligned} P \geq E &\rightarrow Pn = P - E \text{ et } En = 0 \\ P < E &\rightarrow Pn = 0 \text{ et } En = E - P \end{aligned} \quad : (Eq 11)$$

Avec P et E la pluie et l'évapotranspiration efficace. Cette équation, traduit le fait, que si l'évaporation est plus importante que la précipitation, aucune pluie nette n'atteindra le sol. A l'inverse, si l'évapotranspiration est moins importante que la pluie nette, une partie de la pluie nette sera retenue dans le réservoir et le reste c'est-à-dire la pluie efficace partira directement en phase de correction.

2) Réservoir de stockage

Dans le réservoir, la pluie et de l'évapotranspiration vérifient les relations décrit dans l'équation 12 suivante :

Réservoir de stockage :

$$\begin{aligned} P_s &= \frac{Cap * (1 - (\frac{S}{Cap})^2) \tanh(\frac{Pn}{Cap})}{1 + (1 - \frac{S}{Cap}) * \tanh(\frac{En}{Cap})} \\ E_s &= \frac{S * (2 - \frac{S}{Cap}) * \tanh(\frac{En}{Cap})}{1 + (1 - \frac{S}{Cap}) * \tanh(\frac{En}{Cap})} \end{aligned} \quad : (Eq 12)$$

Équation 1 - Phase de stockage

Avec, « Cap » la capacité du réservoir, en mètres, « S » la hauteur d'eau contenue dans le réservoir à l'instant t, en mètres et « Pn » et « En » la pluie et l'évapotranspiration nettes, en mm/jr.

Remarque : les deux équations P_s et E_s sont toutes les deux fonctions du niveau de remplissage du réservoir.

3) Percolation

Dans la phase de percolation, c'est-à-dire la phase d'infiltration de la pluie retenue dans le réservoir, on a d'après l'équation 12:

Percolation:

$$Perc = S * \left(1 - \left(1 + \left(\frac{4}{9} * \frac{s}{Cap} \right)^4 \right)^{-\frac{1}{4}} \right) \quad : (Eq 12)$$

$$S = S - Perc$$

4) Phase de correction

Pour terminer l'eau percolée rejoint la pluie directe, qui est calculée par l'équation 13 :

Pluie efficace:

$$Pr = Perc + (Pn - Ps) \quad : (Eq 13)$$

Afin de corriger les erreurs générées par le modèle, une correction est apportée à cette pluie efficace. En effet, en général les bassins versants interagissent avec leurs voisins, ils gagnent ou perdent de l'eau par des échanges souterrains (Equation 14):

$$Pr' = Pr * Correction \quad : (Eq 14)$$

Afin de déterminer la répartition temporelle de la pluie il est nécessaire de connaître, le temps de parcours c'est-à-dire le temps de base de la pluie. Ce temps de base est calculé à l'aide d'hydrogramme unitaire symétrique (Figure 35 à gauche).

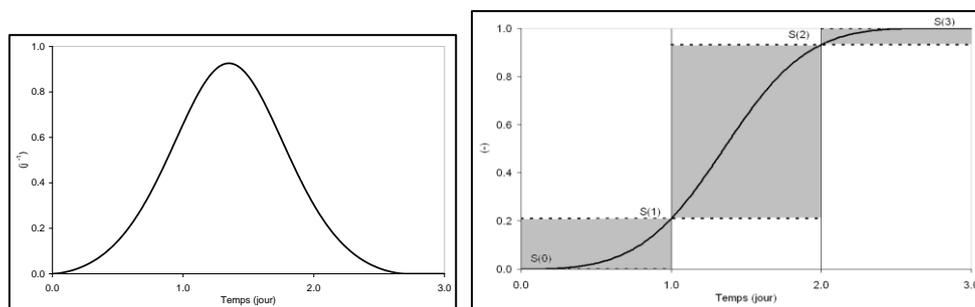


Figure 35 – A gauche : Hydrogramme unitaire symétrique - Source : C. Furusho, R. Lamblin et SCHAPI, 2015
A droite : Hydrogramme unitaire cumulé - Source : C. Furusho, R. Lamblin et SCHAPI, 2015

Ces hydrogrammes permettent observer la quantité d'eau accumulée à un endroit donné et d'observer le temps qu'il faut pour récupérer la totalité de cette eau.

L'hydrogramme unitaire symétrique est discrétisé à l'aide d'un hydrogramme unitaire cumulé (Figure 35 à droite).

L'expression de l'hydrogramme cumulé est donnée par l'équation 15 suivante:

$$(Eq\ 15) : \left\{ \begin{array}{l} Si, i \leq 0: \quad UHC(t) = 0 \\ Si, 0 < i < t_{base}: \quad UHC(t) = \frac{i^{1.25}}{i^{1.25} + (t_{base} - i)^{1.25}} \\ Si, i \geq t_{base}: \quad UHC(t) = 1 \end{array} \right.$$

Avec, t_{base} le temps de base de l'hydrogramme unitaire et UHC la fonction de l'hydrogramme unitaire cumulé.

L'ordonnée de l'hydrogramme unitaire discret est obtenue par l'équation 16 suivante et schématisé par la Figure 36 :

$$HU(t) = UHC(t) - UHC(t - 1) : (Eq\ 16)$$

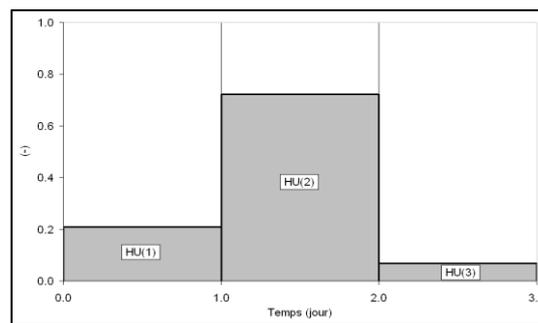


Figure 36 - Hydrogramme unitaire discret - Source : C. Furusho, R. Lamblin et SCHAPI, 2015

La sortie de l'hydrogramme unitaire s'écrit donc selon l'équation 17 suivante :

$$R_{sortie}(t) = \sum_{t=1}^{t_{base}} HU(t) * Pr'(t) : (Eq\ 17)$$

5) Réservoir de routage

Le réservoir de routage récupère la pluie efficace après correction.

Les équations décrivant cette phase découlent des équations usuelles connues lors la vidange d'un réservoir (Equation 18). Dans notre cas la vidange du réservoir suit une loi quadratique, c'est-à-dire que le débit est proportionnel au carré de la hauteur d'eau.

$$Q(t) = -\frac{dR}{dt} = k * R^2 = \frac{R^2(t)}{\frac{1}{2 * k * \Delta t} + R(t)} : (Eq\ 18)$$

La hauteur d'eau dans le réservoir de routage est recalculée après l'apport d'eau généré par la pluie efficace. On note R' le niveau de réservoir de routage, après le versage du premier compartiment de l'hydrogramme unitaire, mais avant la vidange du réservoir de routage (Equation 19).

$$R'(t) = R(t - 1) + R_{\text{sortie}}(t)$$

$$R(t + 1) = R_{\text{out}} * \frac{R'(t)}{R'(t) + ROUT}$$

$$Q(t) = R(t) - R(t + 1) = \frac{R^2(t)}{R(t) + ROUT} : (Eq 19)$$

Avec, « ROUT » la capacité de stockage du réservoir de routage en mètres et « R » la hauteur d'eau dans le réservoir de routage en mètres.

Annexe 2 : Liste des bassins de l'échantillon

Code	Nom Station	Superficie (km ²)	Horizon (h)	Seuil de calage (m3/s)	Date début	Date fin	Seuil de vigilance (m3/s)
H5732010	Pommeuse	770	24	7.24	01/01/1993	04/12/2014	17.3
H3621010	Episy	3900	24	41	01/01/1993	26/02/1999	59.9
H7913035	Aulnay sur Mauldre	374.91	24	1.64	19/04/2005	03/12/2014	3.17
H4232040	Epinay sur Orge	632	24	4.35	01/01/1993	17/02/2000	6.226
H4022020	Guigneville sur Essonne	875	24	4.21	01/01/1993	04/12/2014	6.18
H3403102	Ferrieres (Les Collumeaux)	270	24	1.23	17/09/1997	31/12/2014	3.02
H3021010	Montbouy	409	24	4.5	01/01/1993	04/12/2014	7.27
H3001020	Saint Martin des Champs	125.1	6	0.29	25/10/2006	31/12/2014	2.12
H5743040	Le Poncet	265.47	24	0.64	03/10/2008	03/12/2014	2.54
H5702010	Meilleray	336	24	1.74	21/11/1996	05/12/2014	6.38
H5412010	Montmirail	354	24	4.76	02/01/1993	21/07/2000	5.74
H3923010	Blandy les Tours	181	24	0.82	01/01/1993	02/12/2014	2.53
H4333410	Ferolles Atilly	55.4	6	0.43	01/01/1993	03/12/2014	0.99
H2622010	Pont sur Vanne	866	24	7.64	04/01/1993	04/12/2014	8.81
H5321010	La ferte sous Jouarre US	8818	24	130.92	19/05/1994	03/12/2014	260
H4322030	Courtomer	429	24	8.04	01/01/1993	03/12/2014	13.2
H3023211	La Chapelle sur Aveyron	99	6	0.56	27/08/1996	03/12/2014	1.66
H1932020	Jutigny	280	24	1.8	01/01/1993	04/12/2014	3.1
H2701030	Pont sur Yonne US	10462	24	330.46	05/12/2007	04/12/2014	262
H2402010	Armançon à Brianny	222	6	7.08	01/01/1993	03/12/2014	6.4
H2051010	Yonne à Dornecy	781	12	23.71	01/01/1993	17/12/2014	55
H2062010	Beuvron à Ouagne	264	12	9.5	02/01/1993	18/05/1998	28
H2332020	Serein à Dissangis	643	12	11.1	15/03/1994	30/04/2000	38
H2442340	Brenne à Montbard	732	12	22.8	02/01/1993	07/07/1998	65
H2452020	Armançon à Aisy-sur-Armançon	1350	12	32.5	01/01/1993	03/12/2014	80
H3102010	Ouanne à Toucy	153	12	2.19	04/01/1993	25/10/1998	14
H3122010	Ouanne à Chamy	562	12	8.63	01/01/1993	04/12/2014	30
H3322010	Bezonde à Pannes	339	12	3.83	01/01/1993	20/08/1998	5

Code	Nom Station	Superficie (km ²)	Horizon (h)	Seuil de calage (m ³ /s)	Date début	Date fin	Seuil de vigilance (m ³ /s)
S5144010	La Nivelle à St Pee/Nivelle	141	6	13.45	01/01/1997	30/06/2013	50
Q9164610	La Nive des Aldudes a Baigorry	160	6	12.21	01/01/1997	30/06/2013	30
Q9102510	La Nive a Osses	599	6	40.94	01/01/1997	30/06/2013	140
Q9312510	La Nive a Cambo les Bains	841	6	13.45	28/03/1997	30/06/2013	200
Q7322520	Le Saison à Mauleon Licharre	477	6	82.86	01/01/1997	30/06/2013	250
Q7002910	Le Gave d'Oloron à Oloron	1100	6	86.77	01/01/1997	30/06/2013	250
Q7412910	Le Gave d'Oloron à Escos	2480	12	287.14	05/01/1997	30/06/2013	600
Q4701010	Le Gave de Pau à Argeles	911	6	99.45	01/07/1998	30/06/2013	100
Q4761020	Le Gave de Pau à Lourdes	1066	6	102.82	01/07/1998	30/06/2013	150
Q5021010	Le Gave de Pau à Nay	1457	6	79.04	01/01/1997	30/06/2013	150
Q5421020	Le Gave de Pau à Orthez	2574	12	129.58	15/03/2000	30/06/2013	150
Q0225011	L'Echez à Tarbes	157	6	3.96	01/01/1997	30/06/2013	20
Q0120060	L'Adour à Tarbes	385	6	20.29	01/01/1997	30/06/2013	30
Q0522530	L'Arros à Tournay	238	6	11.94	01/01/1997	30/06/2013	70
Q0644020	Le Boues à Mielan	75	6	6.54	01/09/1998	30/06/2013	20
Q1094010	Le Lees à Lannux	427	6	9.71	28/06/1998	30/06/2013	25
Q2152510	Le Midou à Villeneuve	599	6	9.69	01/07/1998	30/06/2013	25
Q2242910	La Douze à Cazaubon	219	6	18.45	01/07/2001	30/06/2013	21.14
Q2503320	La Midouze à Mont de Marsan	1967	12	26.81	01/07/1998	30/06/2013	80

Annexe 3 : Estimation des erreurs des paramètres

Les différences entre les paramètres entre la période de calage et de vérification pour les bassins du SPC GAD et du SPC SMYL sont listées dans les Tableau 6 et Tableau 7.

Tableau 6 - Erreur entre les paramètres de la période de calage et de vérification pour le bassin SPC GAD

Code	Nom Station	Paramètres		
		Capacité de routage	Facteur correctif	Temps de base
S5144010	La Nivelle à St Pee/Nivelle	-0.13	-0.35	0.25
Q9164610	La Nive des Aldudes à Baigorry	-0.38	-0.51	0.20
Q9102510	La Nive à Osses	-0.38	-0.48	0.12
Q9312510	La Nive à Cambo les Bains	-1.14	-0.74	0.13
Q7322520	Le Saison à Mauleon Licharre	-0.06	-0.22	0.16
Q7002910	Le Gave d'Oloron à Oloron	-0.68	-0.48	0.37
Q7412910	Le Gave d'Oloron à Escos	-0.62	-0.39	0.33
Q4701010	Le Gave de Pau à Argeles	0.44	0.02	0.08
Q4761020	Le Gave de Pau à Lourdes	-1.05	-0.95	-0.37
Q5021010	Le Gave de Pau à Nay	-1.14	-0.37	0.05
Q5421020	Le Gave de Pau à Orthez	-0.90	-0.46	0.08
Q0225011	L'Echez à Tarbes	0.21	-0.51	-0.23
Q0120060	L'Adour à Tarbes	0.59	0.01	0.25
Q0522530	L'Arros à Tournay	0.27	-0.28	0.12
Q0644020	Le Boues à Mielan	0.75	0.31	-0.91
Q1094010	Le Lees à Lannux	-0.62	-0.41	0.06
Q2152510	Le Midou à Villeneuve	-1.40	-0.86	0.34
Q2242910	La Douze à Cazaubon	0.15	0.10	-0.20
Q2503320	La Midouze à Mont de Marsan	-0.59	-0.65	0.02

Le temps de base (qui représente le temps parcourus par la pluie entre l'amont à l'aval du bassin versant) et le facteur correctif sont beaucoup plus affectés par l'évolution de lit. Il est donc important de noter les bassins versants dont la différence des paramètres de temps de base et de facteur correctif est grande.

En particulier, dans le cas du bassin Aquitain, on remarque que, « Le Boues à Miélan » a une différence de temps de base très élevée. Ce bassin sera donc répertorié dans l'échantillon comme un bassin dont la courbe de tarage est instable. Il en est de même pour le bassin Parisien, dans le cas de « Pont sur Yonne US » et de « Bezonde à Pannes ». Même si la capacité de routage n'est pas le paramètre le plus important à évaluer dans cette étude, la valeur excessive obtenue dans le cas de « Pont sur Yonne US » le répertorie dans la classe des courbes de tarages instables.

Tableau 7 – Erreur entre les paramètres de la période de calage et de vérification pour le bassin SPC SMYL

Code	Nom Station	Paramètres		
		Capacité de routage	Facteur correctif	Temps de base
H5732010	POMMEUSE	0.41	0.06	-0.06
H3621010	EPISY (LOING)	-0.77	0.11	0.22
H7913035	AULNAY SUR MAULDRE	-0.08	-0.02	0.12
H4232040	EPINAY-SUR-ORGE	0.71	-0.21	0.28
H4022020	GUIGNEVILLE SUR ESSONNE	0.63	-0.08	0.25
H3403102	FERRIERES (LES COLLUMEAUX)	0.16	0.04	0.08
H3021010	MONTBOUY	0.15	-0.08	0.12
H3001020	SAINT MARTIN DES CHAMPS	0.31	0.09	0.36
H5743040	LE PONCET	-0.43	-0.11	0.05
H5702010	MEILLERAY	0.59	-0.04	-0.03
H5412010	MONTMIRAIL	0.49	-0.22	0.50
H3923010	BLANDY LES TOURS	0.11	0.11	0.09
H4333410	FEROLLES ATILLY	0.72	0.43	0.37
H2622010	PONT SUR VANNE	-0.68	-0.17	-0.47
H5321010	LA FERTE SOUS JOUARRE US	0.18	-0.03	0.15
H4252010	MORSANG SUR ORGE	0.45	0.17	-0.20
H4322030	COURTOMER	0.57	-0.28	-0.12
H3023211	LA CHAPELLE-SUR-AVEYRON	0.18	0.15	0.03
H1932020	JUTIGNY	-0.32	0.17	0.52
H2701030	PONT-SUR-YONNE US	-10.19	0.00	0.19
H2402010	Armançon à Brianny	-0.27	-0.17	0.00
H2051010	Yonne à Dornecy	0.30	-0.26	-0.07
H2062010	Beuvron à Ouagne	-0.04	-0.19	0.05
H2332020	Serein à Dissangis	0.11	-0.12	0.03
H2442340	Brenne à Montbard	-0.17	-0.39	0.01
H2452020	Armançon à Aisy-sur-Armançon	-0.27	-0.12	0.04
H3102010	Ouanne à Toucy	-0.27	-0.20	0.00
H3122010	Ouanne à Charny	0.16	-0.01	0.00
H3322010	Bezonde à Pannes	-8.04	-1.12	0.30

Annexe 4 : Résultats bruts et Fiche performance

Les Figure 37 et Figure 38 illustrent les fichiers résultats fournis par GRP pour les Résultats Bruts et la Fiche Performance.

Test en calage-contrôle											
Traitement sur tous les bassins dans LISTE_BASSINS.DAT											
Horizon de calage spécifié dans LISTE_BASSINS.DAT											
Calage sur les erreurs au dessus du seuil spécifié dans LISTE_BASSINS.DAT											
Test en contrôle en plus future nulle											
							Données de calage				
CodeBV	Config	Per.	Hcal	Seuil	Periode	NbPdt	EARC001	EARC003	EARC006	...EARC066	EARC072
H5732010	SMN-TAN	F1	24	3.03	1994-2003	87568	0.010	0.034	0.062	0.228	0.235
H5732010	SMN-TAN	F2	24	3.03	2004-2014	95714	0.011	0.039	0.071	0.265	0.273
S5144010	SMN-TAN	F1	6	2.36	1998-2005	65740	0.035	0.084	0.135	0.375	0.380
S5144010	SMN-TAN	F2	6	2.36	2006-2013	55974	0.040	0.096	0.153	0.394	0.399
Estimation des paramètres du modèle											
Periode	NbPdt	EARV001	EARV003	EARV006	... EARV060	EARV066	EARV072	Param01	Param02	Param03	
2004-2014	95714	0.011	0.038	0.069	0.378	0.398	0.417	765.10	0.95	13.00	
1994-2003	87568	0.010	0.036	0.068	0.476	0.500	0.521	506.85	0.88	13.59	
2006-2013	55974	0.037	0.105	0.186	0.668	0.688	0.706	765.10	0.85	0.50	
1998-2005	65740	0.041	0.090	0.165	0.636	0.655	0.672	555.57	1.17	0.50	
Données de vérification											

Figure 37 – Fiche simulée par GRP : Résultats Bruts

L'efficacité du critère « C2MP » permet d'évaluer l'efficacité du modèle pour une prévision dans le temps donnée (dans notre étude à l'horizon 24h) et le compare au modèle naïf (un modèle qui évalue le débit prévu à l'horizon h comme le débit observé à l'instant de la prévision). Il permet donc de faire une comparaison par rapport à un modèle de référence.

Le tracé de la variation du débit prévu en fonction de la variation du débit observé permet de savoir si les prévisions du modèle sur la variation de l'évolution du débit sont justes. En d'autres termes, lorsque le modèle prévoit une augmentation de débit et qu'une augmentation est effectivement observée le modèle est qualifié de « juste », puisqu'il est capable de prévoir l'évolution du débit d'eau.

S5144010 La Nivelles a St Pee/Nivelles		GRP SMN_RNA	
Chronique disponible	1998-2013	Q _{moy}	4.4 m ³ /s
Surface du bassin	141 km ²	Q ₉₅	13.1 m ³ /s
Horizon de prévision utilisé pour le calage	6 h	Q _{moy} (Q>Q ₉₅)	26.2 m ³ /s
Calage possiblement effectué pour Q> 13.45 m ³ /s, le contrôle étant réalisé sur tous les débits			
Efficacité du modèle	Eff _{Q>Q₉₅} (Q>Q ₉₅ , ref=modèle de persistance)	0.621	Temps de réaction estimé 3 h
	Sous période 1 :1998-2005	Rout : 1571.84 mm	CORR : 1.06 TB : 1.46 h
	Sous période 2 :2006-2013	Rout : 1299.88 mm	CORR : 1.40 TB : 1.37 h

Figure 38 - Fiche simulée par GRP : Fiche performance

Annexe 5 : Résultats Bruts Bassin SPC GAD et SMYL

Les Figure 39 et Figure 40 répertorient l'analyse des résultats pour les bassins du SPC GAD et SPC SMYL.

N°	Code	Nom station	C2MP	dQprev = f(dQobs) : Prévisions justes
15	S5144010	La Nivelle a St Pee/Nivelle	0.561	81%
16	Q9164610	La Nive des Aldudes a Baigorry	0.658	84%
17	Q9102510	La Nive a Osses	0.697	87%
18	Q9312510	La Nive a Cambo les Bains	0.611	87%
19	Q7322520	Le Saison a Mauleon Licharre	0.694	89%
20	Q7002910	Le Gave d'Oloron a Oloron	0.603	87%
21	Q7412910	Le Gave d'Oloron a Escos	0.702	88%
22	Q4701010	Le Gave de Pau a Argeles	0.196	0.67
23	Q4761020	Le Gave de Pau a Lourdes	0.318	0.66
24	Q5021010	Le Gave de Pau a Nay	0.476	0.77
25	Q5421020	Le Gave de Pau a Orthez	0.618	0.68
26	Q0225011	L'Echez a Tarbes	0.343	78%
27	Q0120060	L'Adour a Tarbes	0.107	71%
28	Q0522530	L'Arros a Tournay	0.627	94%
29	Q0644020	Le Boues a Mielan	0.712	89%
30	Q1094010	Le Lees a Lannux	0.571	0.69
31	Q2152510	Le Midou a Villeneuve	0.733	0.62
32	Q2242910	La Douze a Cazaubon	0.518	73%
33	Q2503320	La Midouze a Mont de Marsan	0.563	83%

Efficacité	
	< 0
	> 0.8

dQprev = f(dQobs)	
	< 50%
	> 85%

Figure 39 - Bassin SPC GAD : Assimilation par la méthode de réseau de Neurons

N°	Code	Nom station	C2MP (Eff par rapport modèle persistance)	dQprev = f(dQobs) : Prévisions justes
1	H5732010	POMMEUSE	0.85	93%
2	H3621010	EPISY (LOING)	0.653	85%
3	H7913035	AULNAY SUR MAULDRE	0.734	87%
4	H4232040	EPINAY-SUR-ORGE	0.356	87%
5	H4022020	GUIGNEVILLE SUR ESSONNE	-0.088 pou 5h< horizon < 50 le modèle de persistance meilleur que le modele GRP en PP	0.67
6	H3403102	FERRIERES (LES COLLUMEAUX)	0.605	82%
7	H3021010	MONTBOUY	0.768	87%
8	H3001020	SAINT MARTIN DES CHAMPS	0.543	87%
9	H5743040	LE PONCET	0.771	93%
10	H5702010	MEILLERAY	0.761	92%
11	H5412010	MONTMIRAIL	0.369	86%
12	H3923010	BLANDY LES TOURS	0.766	89%
13	H4333410	FEROLLES ATILLY	0.456	86%
14	H2622010	PONT SUR VANNE	0.463	0.63
15	H5321010	LA FERTE SOUS JOUARRE US	0.307	0.65
16	H4252010	MORSANG SUR ORGE	0.491	91%
17	H4322030	COURTOMER	0.702	88%
18	H3023211	LA CHAPELLE-SUR-AVEYRON	0.726	80%
19	H1932020	JUTIGNY	0.585	82%
20	H5920014	PARIS (AUSTERLITZ)	0.444	74%
21	H2701030	PONT-SUR-YONNE US (DEBITS)	0.529	73%
22	H2402010	Armançon à Brianny	0.684	86%
23	H2051010	Yonne à Dornecy	0.621	88%
24	H2062010	Beuvron à Ouagne	0.744	94%
25	H2332020	Serein à Dissangis	0.61	84%
26	H2442340	Brenne à Montbard	0.823	92%
27	H2452020	Armançon à Aisy-sur-Armançon	0.764	89%
28	H3102010	Ouanne à Toucy	0.772	96%
29	H3122010	Ouanne à Charny	0.633	92%
30	H3322010	Bezonde à Pannes	0.672	88%

EFFICACITÉ	
	< 0
	> 0.8

dQprev = f(dQobs)	
	< 50%
	> 85%

Figure 40 - Bassin SPC SMYL : Assimilation par la méthode de réseau de neurones

On remarque que seule la prévision obtenue pour le bassin de « Guigneville sur Essonne » est très mauvaise, en effet, l'efficacité du critère C2MP est négative, c'est-à-dire qu'il est préférable d'utiliser le modèle naïf (qui considère le débit prévu à l'instant t comme le débit observé à cet instant), plutôt que le modèle GRP.

Annexe 6 : Journées de jaugeages

Durant mon stage, j'ai eu la possibilité de faire deux missions de terrain afin de voir par moi-même le relevé des mesures de débits. La première journée m'a permis d'aller observer les jaugeages sur les quatre rivières du bassin parisien contrôlés par la Direction régionale et interdépartementale de l'environnement et de l'énergie (DRIEE). La seconde mission s'est déroulée sur deux jours et m'a permis de rencontrer le personnel de la Direction régionale de l'environnement, de l'aménagement et du logement (DREAL) ainsi que le personnel du Service de prévision des crues (SPC).

Ces deux missions m'ont donc permis d'observer les différentes étapes nécessaires au jaugeage, ainsi que les différentes installations mises en place dans une station hydrométrique.

Etapes nécessaires au jaugeage

Avant toute mesure, il est nécessaire de connaître les caractéristiques du cours d'eau étudié. C'est pourquoi le jaugeur doit tout d'abord mesurer la longueur de la section de passage, enlever la végétation aquatique avec un râteau et préciser sur sa fiche de relevés la densité de la végétation environnante. Comme le sol au niveau de la section de passage doit être stable, il est possible de décaler la roche afin de réaliser les mesures. Chaque mesure de jaugeage est souvent suivie d'une vérification du fonctionnement de la station hydrométrique. La hauteur d'eau est tout d'abord mesurée avec la perche puis comparée à la valeur de la station obtenue à l'aide du radar. Après toutes ces étapes, il est ensuite possible de faire des mesures de jaugeages.

La mesure du courant d'une rivière peut être faite de différentes manières qui dépendent de plusieurs paramètres tels que l'accessibilité au cours d'eau, le débit du cours d'eau, la présence de végétation aquatique.

Les débits des petits cours d'eau (en général inférieurs à 4m) sont mesurés à l'aide d'une perche et d'un moulinet (Figure 41 à gauche), qui peut être à pales simple ou double en fonction du débit dans le lit de la rivière. En effet, plus le débit est faible et plus il est difficile de mesurer la vitesse de rotation du moulinet, c'est pourquoi l'utilisation d'une double hélice permet de pallier ce problème. Contrairement à ce qu'on pourrait penser ce n'est pas le débit que l'on mesure directement mais c'est la vitesse de rotation du moulinet qui est mesurée pour un temps donné (dans mon cas 30 secondes). Cette astuce permet ainsi de connaître la vitesse d'écoulement. Le débit sera ensuite calculé à l'aide de ce résultat et de la mesure de la section mouillée.



Figure 41 – Jaugeage à l'aide d'un moulinet à gauche et jaugeage au saumon à droite

Les mesures se font environ tous les 50 cm le long de la rive à différentes profondeurs et à différentes positions par rapport à la rive. Ces mesures permettent ensuite de connaître la valeur des débits sur une grande partie de la section mouillée.

Pour les grands cours d'eau, lorsque la distance entre la rive droite et la rive gauche est trop grande, une méthode de mesure du débit par laser (pour les débits inférieurs à 4 m/s) nommé ADCP (*Acoustic Doppler Current Profiler*) est mise en place (Figure 42). Plus précisément, l'ADCP est un appareil de mesure similaire à un sonar qui permet de mesurer la vitesse de l'eau d'une section transversale et d'en déduire ainsi le débit.

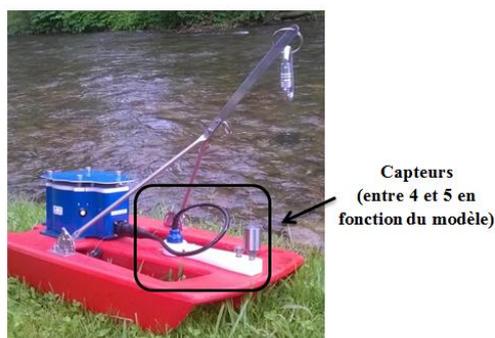


Figure 42 - ADCP

Les capteurs permettent de connaître la bathymétrie le long de la section transversale. Il permet aussi de mesurer les débits sur l'ensemble de la section mouillée, excepté au niveau du bord des rives et au niveau des débits de surface. En effet, ces zones d'ombres s'expliquent par le fait que les capteurs montés sur des petites embarcations sont plongés à 7 cm de profondeur, il n'est donc pas possible de connaître les débits au-dessus d'eux. De plus, la taille de l'embarcation empêche le capteur de se coller contre la rive, ce qui empêche le capteur de mesurer les bords de la rivière. Néanmoins, l'appareil est capable d'estimer les débits à partir des relevés de hauteurs qui sont représentés par un pourcentage de valeurs mesurées et de valeurs estimées. Si le pourcentage de valeurs mesurées est inférieur à 50 %, la mesure des débits avec un tel appareil ne sera donc pas judicieuse puisque les débits estimés seront fortement biaisés. Cela arrive en particulier dans les cours d'eau dont la profondeur et la largeur sont trop faibles par rapport aux dimensions de l'embarcation. D'autres solutions seront alors possibles, comme par exemple le jaugeage au saumon (Figure 41 à droite), très

utilisé pour les écoulements turbulents, constitué d'un moulinet et d'un poids de 100 kg afin de jauger dans les rivières où le courant est très fort.

Disposition d'une station hydrométrique

Dans toutes les rivières, une échelle limnimétrique permet de vérifier le niveau d'eau à l'œil nu, tandis qu'un radar permet de mesurer la hauteur d'eau en temps réel. L'ensemble de ces mesures est ensuite enregistré par les stations hydrométriques.

Visite des pluviomètres

La seconde mission dans le sud-ouest de la France m'a permis d'assister à la maintenance des pluviomètres. En général, les pluviomètres (Figure 43) sont regroupés avec des capteurs de température, des girouettes (qui permettent de mesurer la direction du vent) et des anémomètres (qui permettent de mesurer la force du vent).



Figure 43 - Pluviomètre (à gauche) et thermomètre (à droite)

Le pluviomètre est constitué d'un auget à bascule. C'est le nombre de bascules de l'auget qui permet de connaître la précipitation en temps réel (exprimée en millimètres).

Rencontre avec les SPC

La seconde mission m'a aussi permis de rencontrer les prévisionnistes des SPC. Pouvoir échanger avec eux a été très enrichissant pour mon stage. En effet, la mesure des hauteurs d'eau à 90 % de la hauteur maximale semble peu envisageable pour eux, car la fréquence d'occurrence de cette crue est très faible. De plus, lorsque ce phénomène arrive, il est parfois trop difficile de réaliser le jaugeage ou trop tard lorsque les jaugeurs arrivent sur le lieu de l'évènement (dû au temps de réponse trop rapide des précipitations dans la rivière). Il a donc été envisagé, par la suite, de prendre des jaugeages plus facilement mesurables pour le calcul des débits par l'équation analytique.

Annexe 7 : Lien entre profil en travers et courbe de tarage

L'étude réalisée pour déterminer les causes des pertes de performances du modèle, ainsi que le lien entre la bathymétrie de la station et le point d'inflexion de la courbe de tarage est disponible en Figure 44 et en Figure 45.

Code	Hauteur maximale de la chronique (m)	Point cassure courbe de tarage	Hauteur Rive Gauche (m)	Hauteur Rive Droite (m)	C2MP: q70-q90 (-)	Déb. du lit mineur ?	Commentaire
Q9164610	3.33	3	2.99	3.16	0.484	oui	Modèle initial peu robuste
Q9102510	4.68	-	12.7	9.52	0.315	non	-
Q9312510	4.75	1.2 - 1.4 et 3.4 - 5	7.86	7.82	0.361	non	Modèle initial peu robuste
Q7322520	3.73	-	9.62	6.92	0.544	non	-
Q7002910	4.8	-	19	12.49	0.233		
Q7412910	4.65	0.7 et 0.8 et 5	12.58	8.16		non	-
Q4701010	4.63	-	10	10.9	0.112	non	-
Q4761020	4.25	-	9.62	6.92	0.149	non	-
Q5021010	3.19	-	4	3.5	0.211	non	-
Q5421020	8.17	-	21.51	13.78	0.469	non	-
Q0225011							Modèle initial peu robuste
Q0120060	1.53	-	2.51	3.39	0.051	non	-
Q0644020	4.33	-	7.43	6.78	-0.086	non	Modèle initial peu robuste
Q2152510	1.53	-	9.29	12.97	-0.197	non	Hystérésis
Q2503320	6.8	0.5 et 5.7	3.63	29.62	-0.943	oui	??

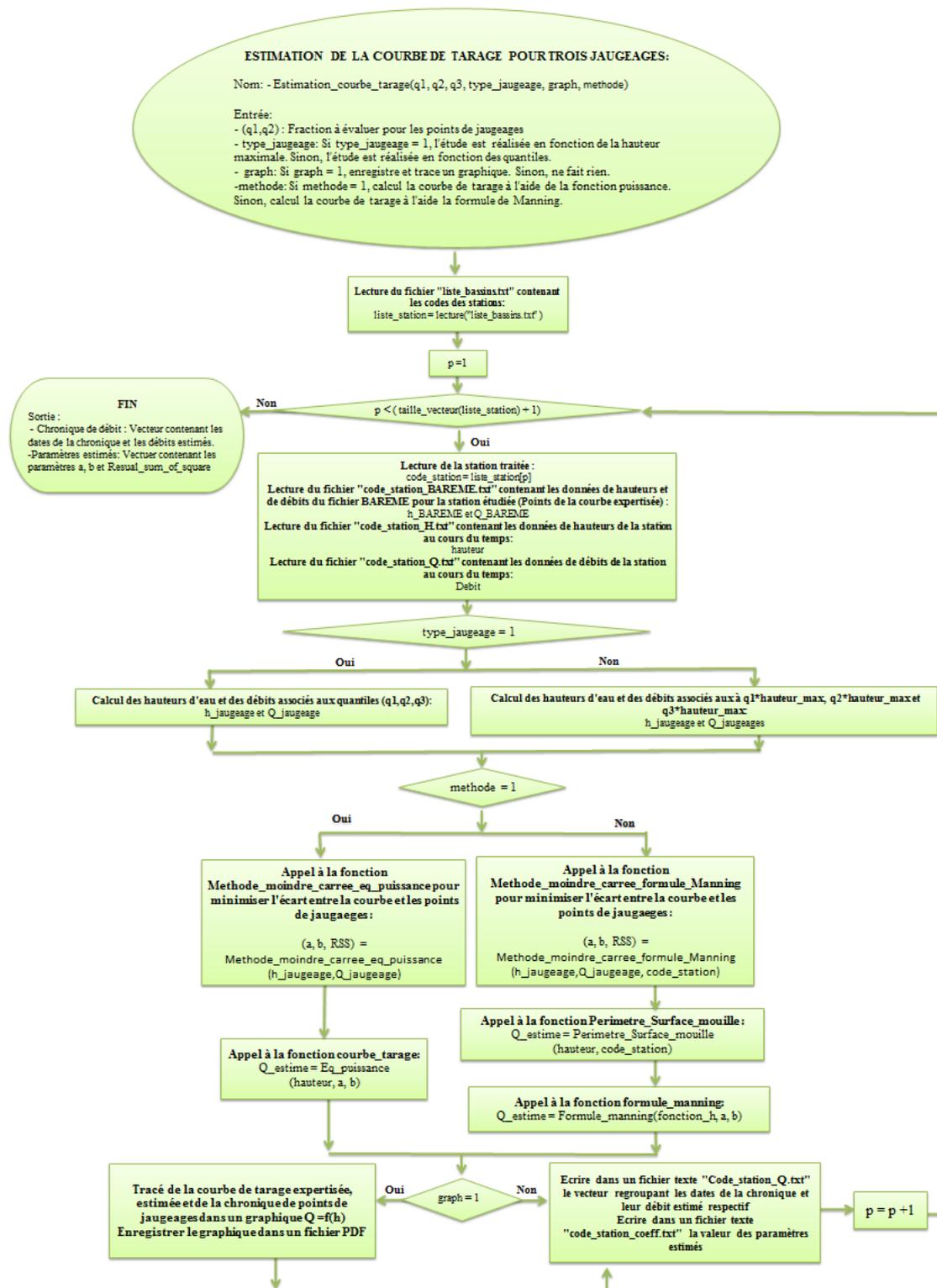
Figure 44 - SPC GAD : Perte de performance du modèle et lien entre profil en travers et point d'inflexion sur la courbe de tarage

Code	Hauteur maximale de la chronique (m)	Point cassure courbe de tarage	Hauteur Rive Gauche (m)	Hauteur Rive Droite (m)	C2MP: q70-q90 (-)	Déb. du lit mineur ?	Commentaire
H5732010	3.55	3.5	3.95	3.88	0.438	non	-
H3621010	2.86	?	3.74	5.17	0.438	non	Problème au niveau des jaugeages: Jaugeages sur différentes sections, différentes méthodes utilisées → Courbe de tarage en révision chez le SPC SMYL
H7913035	1.08	-	3.53	3.03	-0.906	non	Abattement d'un seuil en 2013 (continuité écologique) → Perturbation de l'écoulement
H4232040	2.44	0.95 et 2	3.11	2.11	-0.769	oui	Evolution de la courbe de tarage
H3403102	1.4	1	1.08	1.24	0.117	oui	Seuil de jaugeage
H3021010	1.41	-	3.58	2.66	-0.906	non	Mises en place de planches pour maintenir le niveau d'eau → Perturbation de l'écoulement
H5702010	2.59	1.7 et 3	4.56	4.15	-0.148	non	Evolution de la courbe de tarage
H5412010	1.4	0.8	2.30	1.9	-0.835	non	Evolution de la courbe de tarage (Deux courbes différentes durant la période de la chronique)
H5321010	4	1	7.37	7.38	-0.999	non	Confluence + Barrage
H3023211	1.3	-	1.08	1.25	0.117	oui	Seuil de jaugeage
H2701030	2.975	1	1.09	10.64	-0.851	oui	Barrage
H2062010	1.82	-	2.00	4.6	0.043	non	Evolution de la courbe tarage (modifications observables pour les hauteurs d'eau du lit majeur)
H2332020	3.61	2.5	2.50	4	0.342	oui	-
H2442340	3.67	3	4.78	3	0.522	oui	-
H3122010	1.88	1.5	2.22	3.2	-0.091	non	Evolution de la courbe tarage

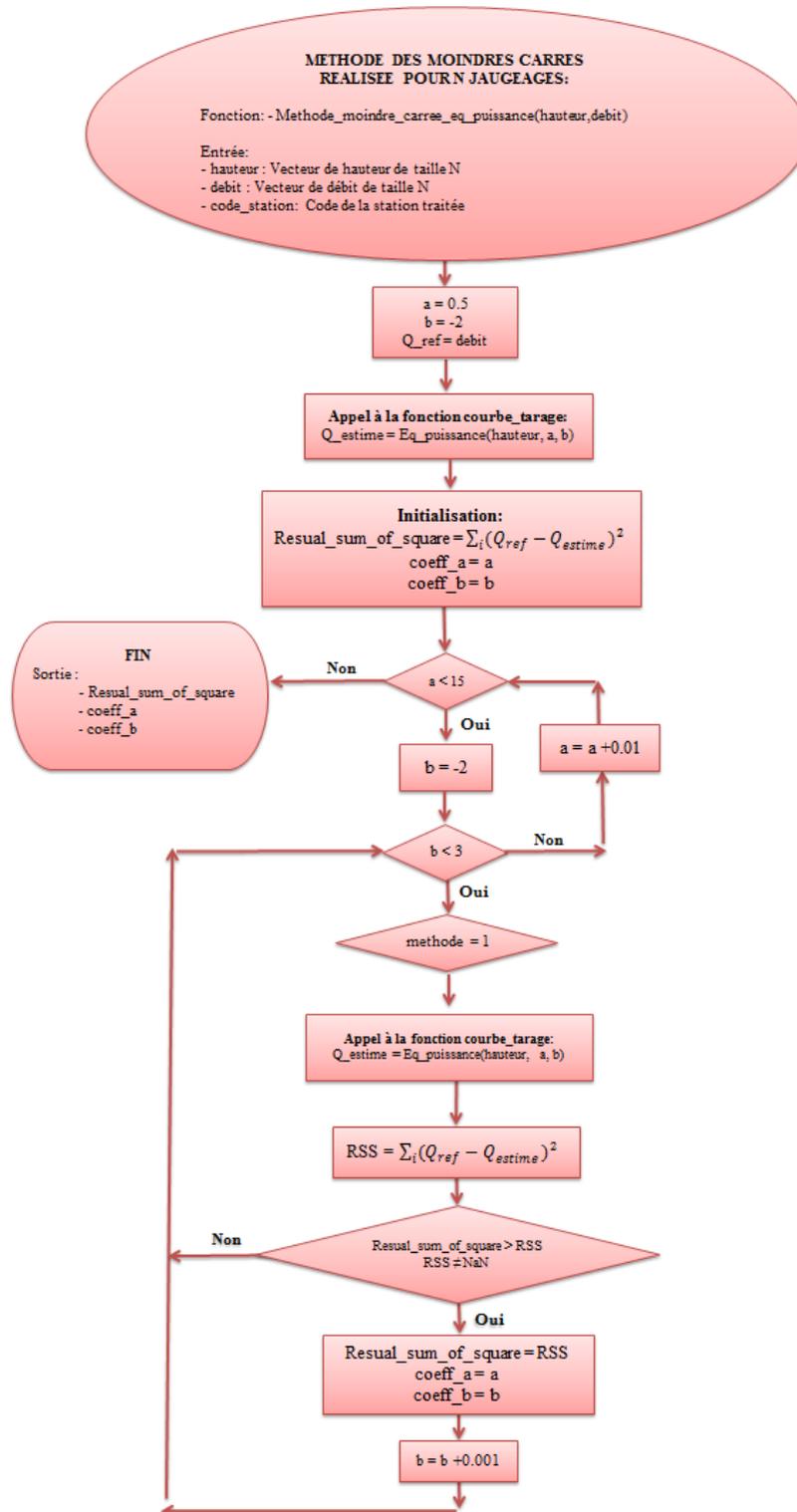
Figure 45 - SPC SMYL : Perte de performance du modèle et lien entre profil en travers et point d'inflexion sur la courbe de tarage

Annexe 8 : Organigramme

1) Estimation de la courbe de tarage pour trois jaugeages

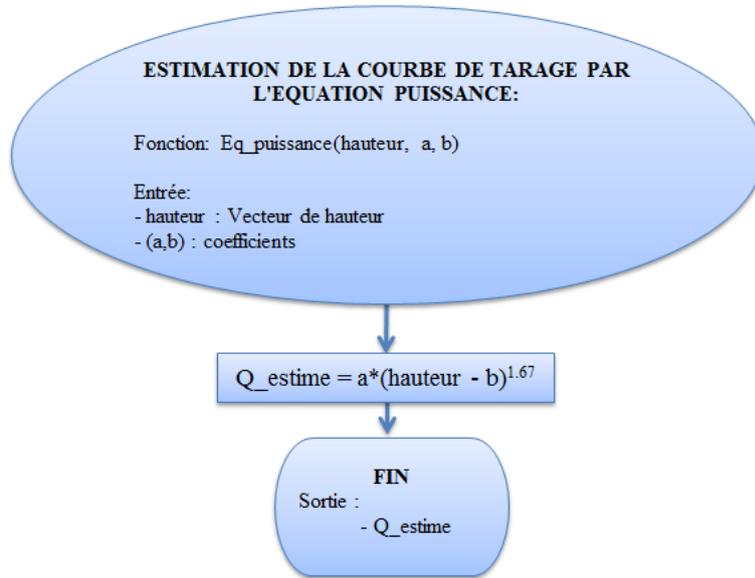


2) Méthode des moindres carrés (Equation puissance)

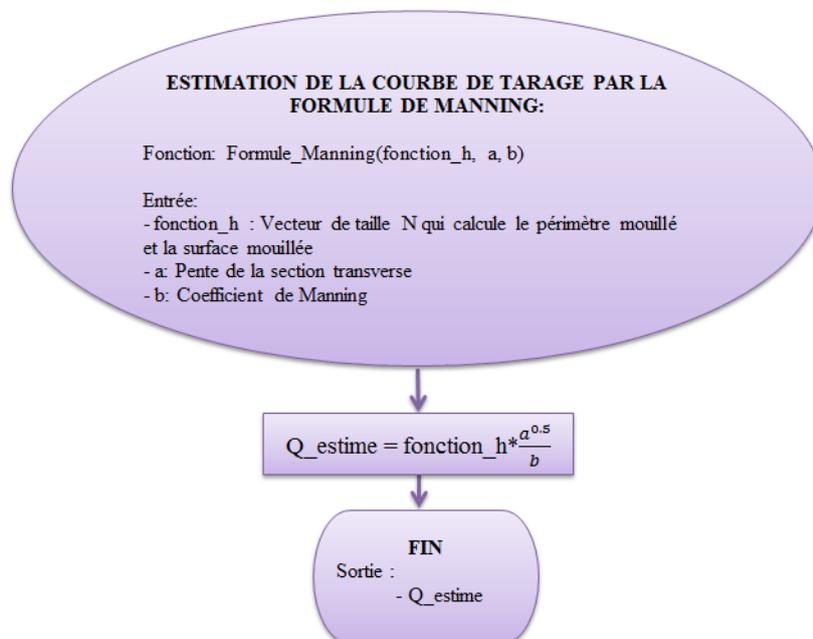


La méthode des moindres carrés pour la formule de Manning n'est pas détaillée dans ce rapport car elle est sensiblement similaire à celle réalisée pour la celle de l'équation puissance.

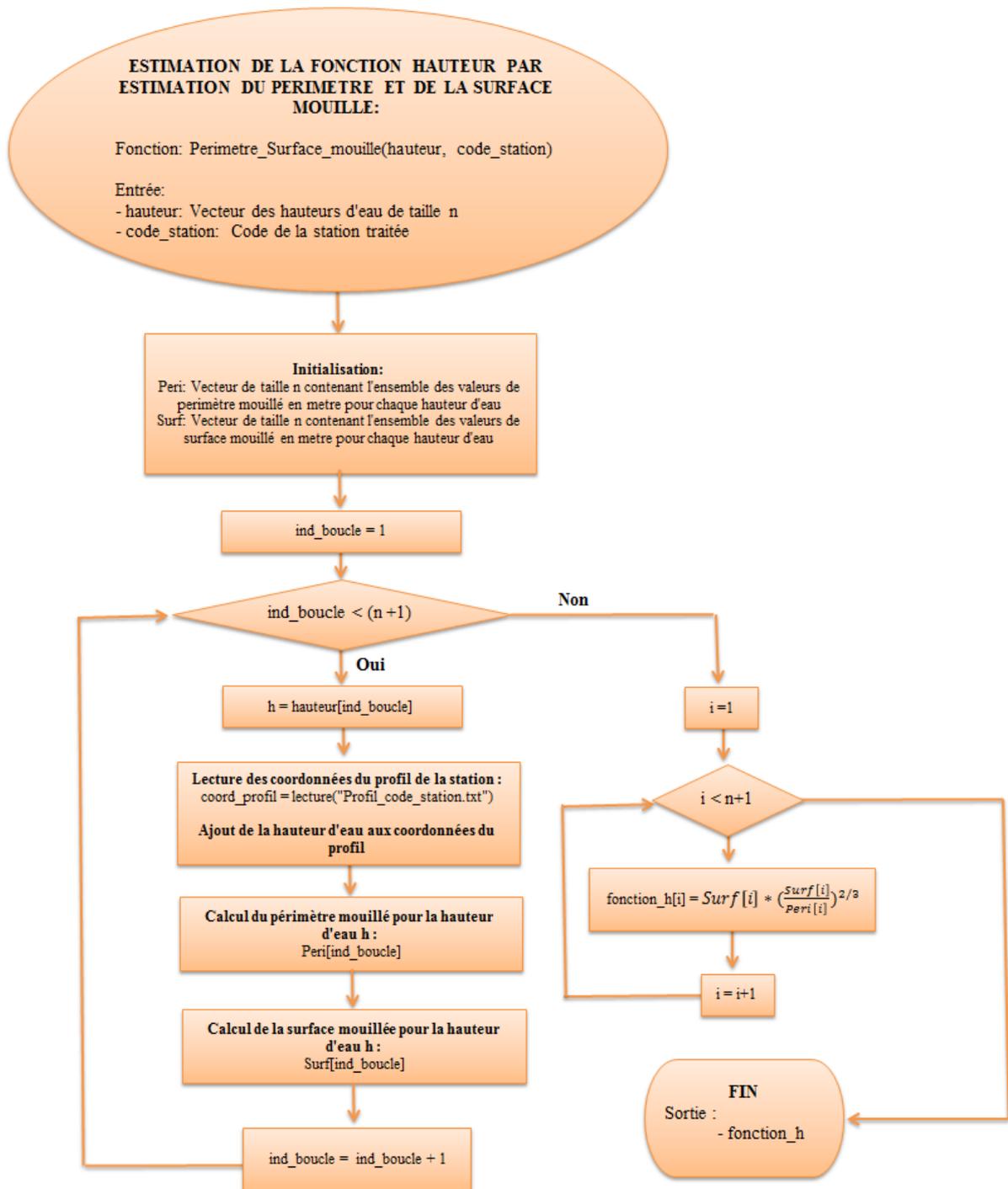
3) Equation puissance



4) Formule de Manning



5) Estimation du périmètre et de la surface mouillée



Bibliographie

Berthet, L. (2010). Prédiction des crues au pas de temps horaire : pour une meilleure assimilation de l'information de débit dans un modèle hydrologique. Paris, Cemagref (Antony), AgroParisTech (Paris): 603.

Bhatt, V. K. and A. K. Tiwari (2008). "Estimation of peak streamflows through channel geometry." Hydrological Sciences Journal-Journal Des Sciences Hydrologiques **53**(2): 401-408.

Cosandey, C. and M. Robinson (2000). Hydrologie continentale. Paris, Ed. Armand Collin.

Dury, G. H. (1976). "Discharge prediction, present and former, from channel dimensions." Journal of Hydrology **30**: 219-245.

Firas Saleh, N. F., Chantal de Fouquet (2012). "Influence de la méthode d'estimation des niveaux d'eau dans un réseau hydrographique sur la quantification des échanges nappes-rivière." Rapport PIREN Seine 2011.

J.M. Masson, M. G., Ch. Lallement, C. Parsy, J.P. Philippe (1987). Débitmétrie: précision des stations de jaugeage. La Houille Blanche - Revue internationale de l'eau, La Société Hydrotechnique de France. N°4/5.

Kitanidis, P. K. and R. L. Bras (1980). "Real-time forecasting with a conceptual hydrologic model. 1. Analysis of uncertainty." Water Resources Research **16**(6): 1025-1033.

Le Coz, J., et al. (2013). "Analyse bayésienne des courbes de tarage et de leurs incertitudes : la méthode BaRatin." La Houille Blanche(6): 31-41.

Mathevet, T. (2005). Quels modèles pluie-débit globaux pour le pas de temps horaire ? Développement empirique et comparaison de modèles sur un large échantillon de bassins versants, ENGREF (Paris), Cemagref (Antony), France: 463.

Pierre-Marie Bechon, J. L. C., Isabelle Leleu, Benjamin Renard (2013). Des outils du réseau Etat en hydrométrie. Congrès SHF.

Ramón Sánchez, M. L. M. e. C. F. (2013). "L'influence de l'hystérésis dans le développement des relations niveau-débit." La Houille Blanche(La Houille Blanche Number 6, Décembre 2013): 48-52.

SAFEGE and Cemagref (2002). Modélisation hydrologique sur les bassins versants amont de l'Oise, de l'Aisne et de l'Aire - Rapport final, Entente interdépartementale pour la protection contre les inondations de l'Oise, de l'Aisne et de l'Aire: 155.