



**HAL**  
open science

# Quels apports hydrologiques pour les modèles hydrauliques? Vers un modèle intégré de simulation des crues

Julien Lerat

► **To cite this version:**

Julien Lerat. Quels apports hydrologiques pour les modèles hydrauliques? Vers un modèle intégré de simulation des crues. Hydrologie. Université Pierre et Marie Curie - Paris VI, 2009. Français. NNT : . tel-00392240

**HAL Id: tel-00392240**

**<https://theses.hal.science/tel-00392240>**

Submitted on 5 Jun 2009

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Université Pierre et Marie Curie  
Ecole Doctorale 398 *Géosciences et Ressources Naturelles*

## Thèse de doctorat

Présentée en vue d'obtenir le grade de docteur par

Julien Lerat

# Quels apports hydrologiques pour les modèles hydrauliques ? Vers un modèle intégré de simulation des crues

Thèse préparée au Cemagref  
UR HBAN Antony et IRMO Montpellier

N° 2009 - 06

Soutenue le 27 avril 2009 devant le jury composé de

M. Vincent Fortin	Environnement Canada	Rapporteur
M. Roger Moussa	INRA	Rapporteur
M. Vincent Guinot	Université Montpellier II	Examineur
M. François Lacroix	Saunier et Associés	Examineur
M. Frédéric Hendrickx	EDF R&D	Invité
Mme. Cécile Loumagne	Cemagref	Directeur de thèse
M. Pierre Ribstein	UPMC	Directeur de thèse



---

# Remerciements

Merci tout d'abord à Charles Perrin et Vazken Andréassian qui m'ont formé aux subtilités de GR, recruté, écouté et soutenu du début à la fin de cette thèse. Ce manuscrit doit beaucoup à leurs commentaires constructifs et pertinents.

Vincent Fortin et Roger Moussa ont accepté d'assurer le rôle de rapporteur de cette thèse dans un délai extrêmement réduit. Je les remercie donc chaleureusement pour cette contribution essentielle. Toute ma reconnaissance va également à Vincent Guinot, François Lacroix et Frédéric Hendrickx qui ont tout trois accepté spontanément de participer à ce jury.

Je remercie également Claude Michel qui est à l'origine d'une grande part des réflexions présentées ici. L'étendue de ses travaux restera, j'en suis sûr, une source d'inspiration pour de nombreuses générations d'hydrologues et d'hydrauliciens.

Plus généralement, je remercie toute l'équipe hydrologie du Cemagref Antony où les discussions, toujours détendues, ont amené quotidiennement de nouvelles idées pour cette thèse. Je salue plus spécialement Marine Riffard, Jean-Louis Rosique, Mamoutou Tangara et Maria-Helena Ramos qui ont suivi avec entrain mes travaux depuis mon arrivée au Cemagref.

Un grand merci à toute l'équipe TRANSCAN du Cemagref Montpellier. Je pense en particulier à Xavier Litrico dont l'esprit ouvert m'a donné envie d'aller voir de plus près l'hydraulique et l'automatique. Xavier a par ailleurs largement contribué à l'amélioration de ce manuscrit. Merci également à Pierre-Olivier Malaterre qui m'a accueilli à bras ouverts dans l'équipe TRANSCAN. Sa patience ainsi que celle de Jean-Pierre Baume, m'ont permis d'accéder à toutes les finesses du logiciel SIC ainsi qu'à des commentaires pertinents et constructifs sur le contenu de ce mémoire. Sans cet appui, une grande partie des travaux présentés ici n'était même pas envisageable. Jean Malle doit également être remercié pour tous les développements spécifiques introduits dans SIC pour mon seul usage ! Enfin, David Dorchie et Frédéric Grelot ont pris le temps de relire ce manuscrit en offrant un regard extérieur particulièrement utile.

Je tiens à remercier également tous les thésards que j'ai pu croiser à Antony et Montpellier (dans l'ordre chronologique) : Thibault Mathevet, Jean-Luc Payan, Marie Bourqui, Nicolas Le Moine, Lionel Berthet, Audrey Valéry, Simon Munier et Ophélie Fovet. Tous passionnés et compétents, leur vision originale m'a permis d'enrichir progressivement ce projet de thèse. Merci plus particulièrement à Lionel pour nos discussions passionnées sur tout ce qui touche de près ou de loin à la modélisation hydrologique. Nicolas, quant à lui, m'a introduit à la manipulation des MNT et fourni toutes les données hydro-météo dont rêverait n'importe quel hydrologue, ce qui n'est pas rien !

Cette thèse n'aurait pu être menée à bout sans la direction de Pierre Ribstein et de Cécile Loumagne

qui m'ont guidé tout au long de ce parcours tortueux. J'ai également reçu un soutien complet de la direction générale du Cemagref représentée par Jean-Philippe Torterotot. Merci donc à Jean-Philippe d'avoir appuyé ce projet de thèse et permis mon déplacement à Montpellier. Je remercie également Dominique Rollin et Patrice Garin qui ont facilité mes démarches d'installation à Montpellier.

Une thèse ne peut voir le jour sans partenaires externes. Laurent Franchisteguy et Jacques Parent du Châtelet, de Météo France ont mis respectivement à notre disposition l'archive pluviométrique SAFRAN et les données des postes pluviographiques horaires. Yan Lacaze de la DIREN Ile-de-France et David Goutx de la DIREN Centre ont apporté une vision opérationnelle précieuse et amené une contribution financière qui a permis d'envisager sereinement (sans jeu de mot) le déroulement de ces travaux. Eric Demay et Nicole Goutal d'EDF R&D ont, pour leur part, facilité l'utilisation du logiciel hydraulique Mascaret qui n'a malheureusement pas pu être exploité à sa juste valeur dans nos travaux.

Il est également important de rappeler tout le soutien que j'ai reçu du personnel administratif : Sophie Morin et Valérie Dansin du Cemagref Antony ont transformé toute démarche administrative en un franc éclat de rire, ce qui n'est pas chose aisée. Véronique Carrière du Cemagref Montpellier a permis mon installation dans un magnifique bureau, cadre idéal pour la rédaction d'une thèse.

Une grosse pensée pour Bastien à qui j'avais dit très sérieusement il y a quelques années : "je ne ferai jamais de recherche".

Merci à Christine et Michel, mes premiers supporters. Cette thèse parle beaucoup d'eau douce, elle peut cependant mener vers des contrées lointaines...

Merci, Merci enfin à Sophie dont l'énergie débordante m'a porté à bout de bras (surtout à la fin de la rédaction). Sophie a pris les choses en main quand le papa débordé que j'étais avait du mal à suivre.

# Table des matières

<b>Introduction générale</b>	<b>13</b>
Contexte . . . . .	13
Problématique . . . . .	15
Organisation du mémoire . . . . .	18
<b>I Comment améliorer la modélisation des crues sur un tronçon de rivière ?</b>	<b>19</b>
<b>1 Apports latéraux dans les modèles hydrauliques : enjeux et contraintes</b>	<b>21</b>
1.1 Eléments de contexte . . . . .	23
1.1.1 Le risque inondation, premier risque naturel . . . . .	23
1.1.2 Définitions préliminaires . . . . .	24
1.2 Le bassin intermédiaire comme objet d'étude . . . . .	27
1.3 Propagation des crues et apports latéraux : approches existantes et marges de progrès	29
1.3.1 Modélisation hydraulique sans apports latéraux . . . . .	29
1.3.2 Modélisation hydraulique avec apports latéraux . . . . .	31
1.3.3 Modélisation hydraulique couplée avec un modèle hydrologique . . . . .	35
1.4 Conclusion sur le contexte et les objectifs de nos travaux . . . . .	37
<b>2 Présentation de l'échantillon de bassins versants utilisé pour les tests</b>	<b>39</b>
2.1 Pour ou contre un large échantillon de bassins versants ? . . . . .	41
2.2 Description des données utilisées . . . . .	43
2.2.1 Sélection de 49 tronçons de rivière français . . . . .	43
2.2.2 Données de pluie sur le bassin intermédiaire . . . . .	46
2.2.3 Données d'évapotranspiration potentielle sur le bassin intermédiaire . . . . .	47
2.2.4 Données hydrométriques . . . . .	48
2.2.5 Données extraites d'un modèle numérique de terrain . . . . .	51
2.2.6 Le bassin de l'Illinois aux Etats-Unis . . . . .	56
2.3 Conclusion sur l'échantillon de bassins versants . . . . .	58
<b>3 Choix des modèles hydrologique et hydraulique</b>	<b>61</b>
3.1 Choix du modèle hydrologique . . . . .	63
3.1.1 Un modèle semi-distribué pour générer les apports latéraux . . . . .	63

3.1.2	Construction d'un modèle semi-distribué à partir d'un modèle global . . . . .	64
3.1.3	Le modèle pluie-débit global et continu GR4H . . . . .	64
3.1.4	Comparaison succincte entre GR4H et MORDOR6 . . . . .	65
3.2	Choix du modèle hydraulique . . . . .	69
3.2.1	Une modélisation hydraulique monodimensionnelle . . . . .	69
3.2.2	Quel modèle hydraulique ? . . . . .	69
3.2.3	Modèle hydraulique simplifié retenu dans la thèse . . . . .	72
3.3	Comparaison théorique entre un modèle hydraulique complet et simplifié . . . . .	73
3.3.1	Construction du modèle complet . . . . .	75
3.3.2	Analyse des simulations produites par le modèle complet en référence aux débits observés . . . . .	77
3.3.3	Calage et contrôle du modèle simplifié . . . . .	78
3.4	Résultats de la comparaison entre des modèles hydrauliques complet et simplifié . . . . .	80
3.4.1	Un modèle simplifié peut-il reproduire les simulations obtenues avec un modèle complet ? . . . . .	80
3.4.2	Faut-il envisager de faire varier les paramètres du modèle simplifié ? . . . . .	84
3.4.3	Le coefficient de diffusion constitue-t-il un paramètre sensible ? . . . . .	86
3.5	Conclusion sur le choix du modèle couplé . . . . .	87
<b>4</b>	<b>Stratégie de calage et de comparaison des modèles couplés</b>	<b>89</b>
4.1	Préalable : configuration de modélisation utilisée dans ce chapitre . . . . .	91
4.2	La procédure de calage-contrôle croisé . . . . .	91
4.3	Procédure de calage des paramètres . . . . .	93
4.4	Critères de calage . . . . .	94
4.5	Critères de contrôle . . . . .	96
4.5.1	Le problème du modèle de référence dans le critère de Nash-Sutcliffe . . . . .	96
4.5.2	Formulation d'un critère de comparaison . . . . .	97
4.5.3	Exemple d'une comparaison de modèles en utilisant le critère de Nash-Sutcliffe et <i>RE</i> . . . . .	98
4.6	Sensibilité des paramètres du modèle couplé . . . . .	101
4.7	Etude fréquentielle succincte du modèle hydraulique simplifié . . . . .	102
4.8	Elimination du coefficient de diffusion dans le modèle hydraulique simplifié . . . . .	108
4.9	Conclusions sur le calage et l'évaluation des modèles . . . . .	111
<b>II</b>	<b>Quelle structure pour un modèle associant une composante pluie-débit et une composante hydraulique ?</b>	<b>113</b>
<b>5</b>	<b>Jusqu'où est-il nécessaire de spatialiser la composante hydrologique d'un modèle couplé ?</b>	<b>115</b>
5.1	Introduction : apports latéraux et spatialisation . . . . .	117

5.2	Trois expériences illustrées par le cas du bassin de l'Illinois . . . . .	119
5.3	Expérience n°1 : Spatialisation des injections latérales . . . . .	120
5.3.1	Résultats attendus . . . . .	122
5.3.2	Résultats obtenus en appliquant les 15 configurations sur les 50 tronçons de l'échantillon . . . . .	122
5.4	Expérience n°2 : Spatialisation des pluies . . . . .	127
5.4.1	Résultats attendus . . . . .	127
5.4.2	Résultats obtenus avec la configuration <i>spa</i> (configuration <i>ref</i> avec pluies spatialisées) . . . . .	128
5.5	Expérience n°3 : Spatialisation des paramètres du modèle hydrologique . . . . .	131
5.5.1	Stratégie de spatialisation d'un des paramètres de GR4H . . . . .	131
5.5.2	Comparaison entre le modèle de référence <i>ref</i> et un modèle où les pluies et les paramètres sont spatialisés . . . . .	132
5.5.3	Intérêt de la spatialisation simultanée des pluies et des paramètres par rapport à la spatialisation de la pluie . . . . .	135
5.5.4	Perspectives dans l'étude de la spatialisation des paramètres . . . . .	135
5.6	Conclusion sur la spatialisation du modèle hydrologique . . . . .	139
5.6.1	Conclusions pour une application opérationnelle . . . . .	139
5.6.2	Perspectives en matière de recherche . . . . .	140
<b>6</b>	<b>Sensibilité d'un modèle couplé aux données de débit amont</b>	<b>143</b>
6.1	Introduction : modèle couplé et débits mesurés à l'amont du tronçon . . . . .	145
6.2	Influence du débit amont sur les performances d'un modèle semi-distribué, une étude au pas de temps journalier . . . . .	146
6.2.1	Cadre de travail . . . . .	146
6.2.2	Questions abordées . . . . .	147
6.2.3	Modèle de référence ( <i>refJ</i> ) et modèles alternatifs développés au pas de temps journalier . . . . .	148
6.2.4	Résultats . . . . .	150
6.3	Exploiter le débit amont pour simuler les apports latéraux dans un modèle couplé . . . . .	151
6.3.1	Intérêt des données de débit amont . . . . .	152
6.3.2	Transposition du débit amont vers les sous-bassins d'apport latéral . . . . .	152
6.3.3	Application de la méthode pour la transposition du débit amont vers la station aval . . . . .	156
6.3.4	Utilisation d'une méthode de transposition pour calculer les apports dans le modèle couplé . . . . .	158
6.4	Conclusion sur le rôle des débits amont dans un modèle couplé . . . . .	163
6.4.1	Conclusions pour une application opérationnelle . . . . .	163
6.4.2	Perspectives en matière de recherche . . . . .	163



<b>7</b>	<b>Simplifications de la structure du modèle couplé</b>	<b>165</b>
7.1	Explication de la démarche . . . . .	167
7.2	Simplifications de la composante pluie-débit du modèle couplé . . . . .	167
7.2.1	Suppression progressive des fonctions de routage dans GR4H . . . . .	168
7.2.2	Comparaison entre les modèles couplés simplifiés et le modèle de référence . . . . .	168
7.3	Distinctions entre le rôle des sous-bassins d'apport ponctuel et réparti . . . . .	172
7.4	Conclusion sur la simplification . . . . .	174
	<b>Conclusion générale</b>	<b>177</b>
	Résultats méthodologiques . . . . .	178
	Perspectives et voies d'amélioration . . . . .	179
	<b>Bibliographie</b>	<b>192</b>
	<b>Annexes</b>	<b>193</b>
<b>A</b>	<b>Table de correspondance entre les critères <i>NSE</i> et <i>RE</i></b>	<b>195</b>
<b>B</b>	<b>Caractéristiques et cartes de localisation des 49 tronçons de rivière français</b>	<b>199</b>
<b>C</b>	<b>Les débits négatifs dans le modèle de Muskingum</b>	<b>253</b>
C.1	Construction du modèle de Muskingum . . . . .	255
C.2	Analyse du modèle de Muskingum par une approche fréquentielle . . . . .	257
C.3	Comparaison du modèle de Muskingum avec un modèle Lag and Route . . . . .	259
<b>D</b>	<b>Approximation de la courbe des surfaces drainées</b>	<b>261</b>
D.1	Positionnement du problème . . . . .	263
D.2	Méthode de résolution . . . . .	263
D.3	Caclul des surfaces $SP_i$ et $SU_j$ avec au moins un apport uniformément réparti . . . . .	264
D.4	Calcul des surfaces $SP_i$ sans apport uniformément réparti . . . . .	266
D.5	Le problème des surfaces d'apport négatives . . . . .	266
D.6	Exemple d'application sur le Lignon . . . . .	267
D.7	Jusqu'où est-il nécessaire de raffiner la distribution des apports? . . . . .	270
<b>E</b>	<b>Algorithmique et codes C des modèles GR4H et Hayami</b>	<b>273</b>
E.1	Modèle GR4H . . . . .	275
E.1.1	Algorithmique . . . . .	275
E.1.2	Code C . . . . .	278
E.2	Modèle Hayami . . . . .	284
E.2.1	Algorithmique . . . . .	284
E.2.2	Code C . . . . .	285

---

<b>F Paramètres et critères de Nash-Sutcliffe obtenus en calant le modèle hydraulique simplifié sur les hydrogrammes calculés par SIC</b>	<b>291</b>
<b>G Paramètres et critères de Nash-Sutcliffe obtenus avec un modèle couplé selon une configuration P2U2</b>	<b>297</b>
<b>H Towards robust methods to couple lumped rainfall–runoff models and hydraulic models : A sensitivity analysis on the Illinois River</b>	<b>303</b>
<b>I Are good measurements more valuable than good models ? Quantifying the value of upstream flow data for downstream simulations</b>	<b>349</b>



# **Introduction générale**



## Contexte

Environ 6.5 milliards d'êtres humains vivent aujourd'hui sur la Terre. En 2030, cette population pourrait atteindre 8 à 9 milliards (UN, 2006). D'après ces mêmes projections, les zones urbaines verront également une forte progression de leur population avec un taux d'urbanisation passant de 49% en 2005 à une estimation de 60% en 2030.

A l'avenir, nous serons donc plus nombreux en ville et donc plus exposés aux inondations car beaucoup de grandes agglomérations se sont développées en bordure de cours d'eau. Les rivières ne dormant pas toujours dans leur lit, des crues majeures telles que celle de 1910 à Paris demeurent inévitables et destructrices compte tenu de la concentration urbaine.

L'ampleur de ces phénomènes ne permet pas d'envisager une protection totale : la construction d'ouvrages de défense contre les inondations tels que les digues ou les barrages atteint rapidement un coût tellement élevé qu'il en devient prohibitif. De plus, ces ouvrages possèdent toujours une limite de fonctionnement susceptible d'être dépassée par une crue exceptionnelle. Enfin, leur impact écologique dévastateur ne peut plus être négligé.

Les pouvoirs publics ont donc envisagé d'autres stratégies pour minimiser l'impact des inondations. La prévention du risque supplante maintenant la protection en agissant moins sur la crue elle-même que sur ses conséquences humaines et économiques. En France, cette orientation a été mise en œuvre grâce aux Plans d'Exposition aux Risques (PER) suivis des Plans de Prévention des Risques (PPR) qui introduisent depuis la loi de juillet 1982 et février 1995 respectivement des mesures permettant de contrôler l'urbanisme dans les zones exposées. L'élaboration d'un PPR est une démarche complexe basée sur la connaissance de l'aléa ou plus précisément de l'emprise de la zone inondable, des hauteurs de submersion et des vitesses du courant. L'aléa est ensuite croisé avec les enjeux tels que le patrimoine bâti ou les voies de communication pour définir les zones à risque. Les travaux menés dans cette thèse s'inscrivent dans ce contexte en explorant des méthodes permettant d'améliorer la détermination de l'aléa à l'aide de modèles numériques.

Deux champs disciplinaires s'intéressent particulièrement à la modélisation de l'aléa inondation : l'hydraulique et l'hydrologie. L'hydrologie vise à comprendre la formation des crues à partir des caractéristiques du bassin versant et de la pluviométrie pour quantifier les volumes des écoulements. L'hydraulique analyse la propagation des crues le long du corridor fluvial et permet de calculer les hauteurs d'eau et vitesses dans la zone inondée. Le résultat de ces calculs peut ensuite être exploité pour l'élaboration d'une cartographie des zones inondées, élément essentiel dans un Plan de Prévention des Risques.

L'hydrologie et l'hydraulique demeurent donc indissociables pour traiter les problèmes liés aux inondations. En pratique, les travaux de recherche sont souvent conduits séparément :

- Il s'agit de disciplines distinctes avec leurs propres revues et sociétés scientifiques. L'émergence de revues interdisciplinaires reconnues au niveau international reste limitée (AERES, 2008, page

20) ce qui n'incite guère au renforcement des collaborations entre disciplines.

- Les échelles de temps et d'espace n'appartiennent pas aux mêmes ordres de grandeur. Le bassin versant ou aire drainée par un point de l'espace constitue l'objet d'étude favori en hydrologie. Les bassins généralement cités dans la littérature présentent une surface variant entre plusieurs dizaines et plusieurs milliers de km<sup>2</sup> avec des temps de réponses de quelques heures à plusieurs jours (Blöschl et Sivapalan, 1995). En hydraulique, les systèmes étudiés atteignent des tailles plus modestes avec des temps caractéristiques beaucoup plus courts : de l'ordre de la minute ou de l'heure pour les canaux d'irrigation ou les réseaux d'assainissement (Malaterre, 1995).
- Les travaux de recherche sont menés avec des philosophies différentes. En hydrologie, les incertitudes demeurent très importantes du fait de l'hétérogénéité et de la diversité des processus physiques étudiés. Deux visions parallèles ont ainsi émergé : la première, dite descendante ou systémique (Michel *et al.*, 2006), cherche à reproduire le comportement global du système étudié en renonçant à l'application de relations physiques explicites. La seconde, dite ascendante ou mécaniste, utilise une agrégation d'entités élémentaires (Abbott *et al.*, 1986) sur lesquelles sont appliquées les lois de la mécanique classique.

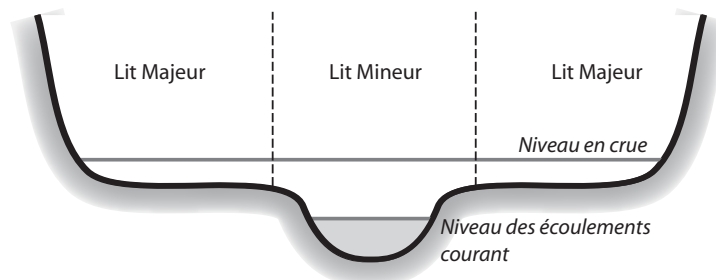
En hydraulique, l'approche ascendante est largement dominante et centrée autour de la résolution du système d'équations de Saint-Venant (1871) dérivant de la mécanique des fluides.

Nos travaux relèvent avant tout de l'hydrologie en concentrant l'essentiel de notre réflexion sur la structure et les performances des modèles hydrologiques pluie-débit. Nous avons cependant tenté d'intégrer des éléments d'hydraulique pour aller vers une chaîne complète de modèles permettant de simuler les crues fluviales.

La littérature présente de nombreuses références sur les performances individuelles des modèles hydrologiques et hydrauliques appliqués à la connaissance des phénomènes d'inondation. Nous nous concentrons dans ce travail sur l'interface entre les deux types d'outils qui a fait l'objet de moins d'attention de la part des chercheurs. Notre objectif est également d'apporter des réponses dans la mise en œuvre concrète de modèles couplés.

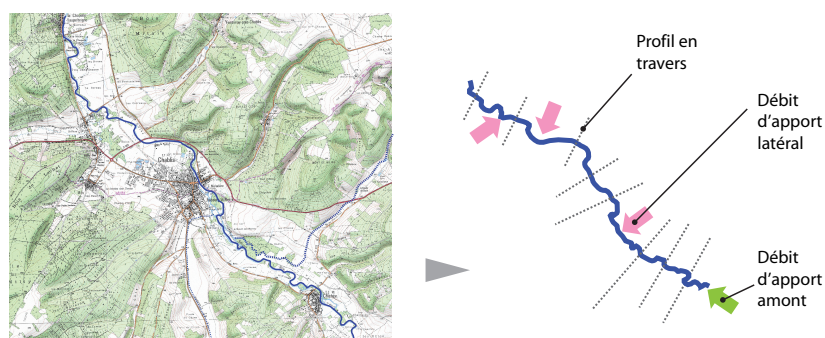
## Problématique : quels apports latéraux ?

Une inondation survient lorsque le débit transitant dans un cours d'eau excède la capacité de son lit mineur ou zone d'écoulement courant (cf. figure 1). L'eau occupe alors la plaine d'inondation ou lit majeur et peut alors occasionner des dommages et, dans les cas extrêmes, des pertes humaines. Les hauteurs de submersion et vitesses du courant qui conditionnent l'ampleur de ces dégâts dépendent essentiellement du débit de la crue, des conditions d'écoulement (présence d'obstructions comme un embâcle sous un pont par exemple) et de la topographie locale.



**Fig. 1** : Représentation schématique d'un profil en travers d'une rivière

Pour anticiper les risques liés aux inondations, il faut être capable de délimiter la zone inondable tout au long de tronçons de rivière présentant des enjeux en matière de sécurité civile. Pour cela, les recherches menées en hydraulique depuis plusieurs dizaines d'années ont abouti à des méthodes permettant de résoudre les équations de Saint-Venant (1871, ces équations seront détaillées au chapitre 1) afin de calculer la hauteur et la vitesse du courant en tout point d'un cours d'eau. Ces approches, communément utilisées en ingénierie, exploitent une représentation sous forme de modèle réduit numérique comme présenté sur la figure 2.



**Fig. 2** : De la réalité à la modélisation hydraulique

Pour résoudre numériquement les équations de Saint-Venant (1871), il faut ensuite ajouter les éléments suivants (Chow, 1959).

- Des données topographiques décrivant la géométrie des lits mineurs et majeurs. Ces données peuvent être obtenues par des relevés de terrain ou par télédétection, bien que ces méthodes demeurent moins précises.



- Des données sur les volumes d'eau ou débits entrants dans la zone modélisée. Ces débits sont alors injectés en amont du tronçon de rivière (on parle alors **d'apports amont**), et sur le parcours de celui-ci (on parle dans ce cas **d'apports latéraux**).
- Des informations sur les variables hydrauliques à l'extrémité aval du tronçon. Ces informations sont nommées conditions aux limites aval.
- Un programme informatique traitant les équations de Saint-Venant (1871). En l'absence d'hypothèses simplificatrices, ce système ne possède pas de solution analytique connue, il faut donc le résoudre par approximation numérique (Cunge *et al.*, 1980).

L'acquisition des données topographiques ne pose pas de problème technique, seul son coût (souvent élevé) peut s'avérer limitant. Les codes informatiques d'hydraulique sont aujourd'hui largement diffusés et utilisés dans les bureaux d'études et les organismes à vocation d'appui technique.

Les débits sont pour leur part mesurés sur plus de 3000 points du territoire français par les services du Ministère de l'Ecologie, de l'Energie, du Développement durable et de l'Aménagement du Territoire (MEEDDAT, 2008) et des opérateurs privés comme EDF. Lorsque la zone étudiée se trouve à proximité de ces points appelés stations hydrométriques, ils fournissent une quantification directe des apports. Cependant il est rare de disposer de mesures sur l'ensemble des apports. Pour les apports amont et les conditions aux limites aval, ce problème peut-être contourné en étendant la zone de modélisation jusqu'à la station hydrométrique la plus proche bien que cela impose parfois de remonter ou descendre le cours de la rivière sur plusieurs dizaines de kilomètres.

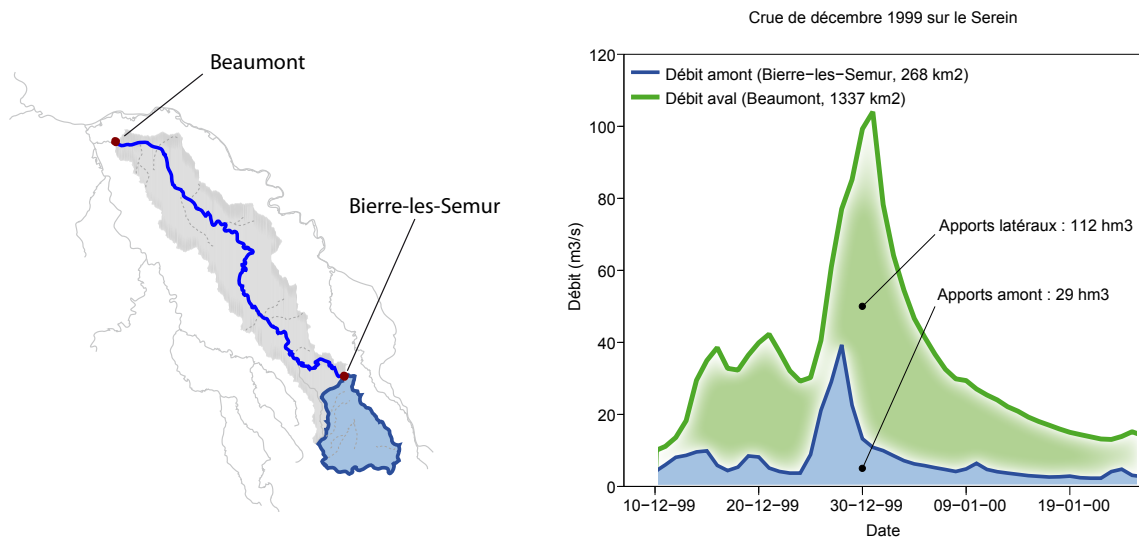
La situation est plus complexe pour les apports latéraux constitués d'un ensemble de petits affluents sur lesquels on dispose rarement de mesures de débit (on parle d'affluents non-jaugés). Dans le même temps, ces apports peuvent constituer une part importante du débit à l'aval du tronçon comme le montre l'exemple de la figure 3 présentant les débits relatifs à une crue du Serein (Yonne) : la différence de débit entre l'amont et l'aval est due aux apports latéraux dont le volume ( $112 \text{ hm}^3$ ) atteint pratiquement 4 fois celui des apports amont ( $29 \text{ hm}^3$ ). Ce cas n'est pas isolé et correspond à toutes les situations pour lesquelles la station amont ne contrôle qu'une partie limitée du bassin total.

La méconnaissance des apports latéraux peut donc constituer un handicap important dans la construction d'un modèle hydraulique. Ce problème devient encore plus aigu pour une étude classique de prévention des inondations dans laquelle l'hydrologie n'occupe pas forcément une place centrale. Le budget alloué à l'étude porte alors essentiellement sur l'acquisition de données topographiques et la construction du modèle hydraulique. L'ingénieur doit alors traiter rapidement le problème des apports latéraux sans qu'il existe de méthode reconnue pour le faire.

Ce constat nous amène donc à poser la question suivante, centrale dans cette thèse :

**Comment prendre en compte les apports latéraux pour améliorer  
les simulations hydrauliques sur un tronçon de rivière en crue ?**

Comme indiqué précédemment, cette thèse n'étant pas centrée sur l'hydraulique mais plutôt sur l'hydrologie, les tests réalisés se limiteront à des simulations de la seule variable de débit en laissant



**Fig. 3 :** Importance des apports latéraux sur le Serein (Yonne) entre les stations de Bierre-les-Semur et Beaumont pour la crue de décembre 1999

de côté les hauteurs et vitesses. Le débit, et donc l'analyse hydrologique, conditionne le volume transitant dans la plaine inondable qui contrôle en grande partie l'étendue de la zone inondée. Une bonne connaissance des débits apparaît comme un préalable essentiel de toute étude hydraulique. Le Guide Méthodologique pour le Pilotage des Etudes Hydrauliques (MEEDDAT, 2007) vient appuyer ce constat en indiquant : “[au cours d'une étude hydraulique,] le volet hydrologie est particulièrement sensible, il est en effet celui qui ouvre le plus souvent la porte aux contestations de tiers.” Cette citation rappelle la difficulté d'intégrer l'hydrologie dans une démarche d'étude classique présentant des délais courts (quelques mois) et des budgets serrés.

Pour rester cohérent avec ce contexte exigeant, nous essayerons de proposer des méthodes et modèles compatibles avec une utilisation par les bureaux d'études, les services techniques de l'Etat et ceux des collectivités locales.

## Organisation du mémoire

Le mémoire est composé de deux parties. La première partie présente des éléments méthodologiques. Le chapitre 1 décrit notre démarche de recherche et propose une revue de la littérature. Pour dépasser l'analyse d'un cas particulier, nous avons rassemblé une base de données de 50 tronçons de rivière. Cet échantillon est présenté au chapitre 2. Le chapitre 3 présente les modèles hydrologiques et hydrauliques retenus pour nos tests. L'application de ces modèles sur un large échantillon de ces bassins nécessite une étape d'ajustement de leur paramètres appelée calage. Le dernier chapitre de cette première partie présente les méthodes utilisées pour réaliser ce calage.

La deuxième partie présente les résultats obtenus dans l'application d'un modèle couplant une composante hydrologique et une composante hydraulique simplifiée. Ce modèle simplifié, en évitant la lourdeur numérique des modèles hydrauliques complets, permet de tester une plus large gamme de configurations. Trois questions sont alors abordées.

**Spatialisation** Le chapitre 5 étudie la résolution spatiale du modèle hydrologique. Le choix d'une telle résolution constitue un compromis entre la finesse du modèle, sa lourdeur numérique, les données disponibles et le niveau de performance attendu. Ce point ne faisant pas l'objet d'un consensus dans la communauté scientifique, notre objectif sera d'identifier des règles sur la résolution à adopter pour minimiser la complexité du modèle tout en maximisant les performances de notre modèle couplé.

**Sensibilité aux entrées de débit amont** Par rapport aux schémas de modélisation hydrologique classiques, le système que nous étudions exploite une entrée supplémentaire : le débit mesuré à l'amont du tronçon. Nous étudierons au chapitre 6 la sensibilité du modèle couplé à cette entrée ainsi que les possibilités pour l'exploiter davantage dans le modèle couplé.

**Complexité du modèle** Nous avons commencé par supposer que le modèle décrivant notre système devait nécessairement associer deux composantes : un modèle hydrologique et un modèle hydraulique. Le chapitre 7 revient sur cette hypothèse et propose de comparer le modèle couplé avec des approches alternatives plus simples.

## **Première partie**

# **Comment améliorer la modélisation des crues sur un tronçon de rivière ?**



## **Chapitre 1**

# **Apports latéraux dans les modèles hydrauliques : enjeux et contraintes**



Ce chapitre a pour objectif de :

- préciser le contexte de notre travail,
  - définir le système étudié,
  - dresser un état des lieux des connaissances et problèmes scientifiques,
- 

## 1.1 Eléments de contexte

### 1.1.1 Le risque inondation, premier risque naturel

D'après Ledoux (2006), les inondations représentent 80% du coût des dommages imputés aux catastrophes naturelles avec un montant estimé en France à 460 millions d'euros par an. Plus de 4.5 millions de personnes vivraient en zone inondable dont 900 000 en région Ile-de-France et 660 000 en région Provence-Alpes-Côte d'Azur. Des pertes en vies humaines sont également à déplorer avec, par exemple, 24 victimes lors des crues exceptionnelles qui ont frappé le département du Gard en septembre 2002. Au niveau européen, les grandes crues du Danube et de l'Elbe en août 2002 viennent enfin rappeler notre vulnérabilité face à de tels événements.

Malgré ces risques, les plaines d'inondation font l'objet d'une pression immobilière constante due à la croissance rapide des zones urbaines. Afin de mieux maîtriser ces évolutions aggravant notre exposition au risque inondation, les pouvoirs publics ont mis en place un cadre législatif imposant la prise en compte de ce risque dans la gestion de l'espace : cette volonté s'est traduite en France par la mise en œuvre des Plans d'Exposition aux Risques en 1982 puis des Plans de Prévention des Risques en 1995 et au niveau européen par l'adoption de la directive 2007/60/CE (Parlement européen, 2007) relative à l'évaluation et à la gestion des risques d'inondation.

Enfin, même si son impact sur les crues extrêmes fait encore débat comme indiqué par Lang et Renard (2007), le changement climatique pourrait accentuer la fréquence et l'ampleur de ces phénomènes.

Dans ces conditions, la connaissance de la zone inondable constitue le point de départ de toute démarche de gestion du risque inondation. Cette connaissance vient d'abord par le relevé des plus hautes eaux connues qui détermine l'enveloppe historique des zones inondables. Cependant, les grandes inondations demeurant des phénomènes rares, il est difficile d'obtenir des données détaillées sur des événements datant de plusieurs dizaines d'années. Les modèles sont alors utilisés pour apporter une précision supplémentaire dans la reconstitution des grandes crues du passé. Avec ces outils, il devient également possible de simuler des crues hypothétiques d'une ampleur dépassant celles des observations récentes comme par exemple une crue centennale (crue dont le débit de pointe n'a qu'une chance sur 100 d'être dépassé chaque année).

La modélisation des inondations constitue une problématique majeure intégrée dans de très nombreux programmes de recherche français et européens. Ledoux (2006, page 760) déplore cependant le manque de lien avec les praticiens et déclare : " malgré l'apparente ampleur de cet effort de recherche, les retombées pragmatiques et opérationnelles pour les acteurs de terrain sont encore assez peu



évidentes". Conscient de cette critique, nous tenterons de concentrer nos travaux sur des méthodes compatibles avec les délais et les contraintes d'une étude hydraulique classique.

### 1.1.2 Définitions préliminaires

Avant de rentrer plus en avant dans l'analyse de notre objet d'étude, les définitions suivantes précisent certains concepts largement utilisés dans la suite de notre document.

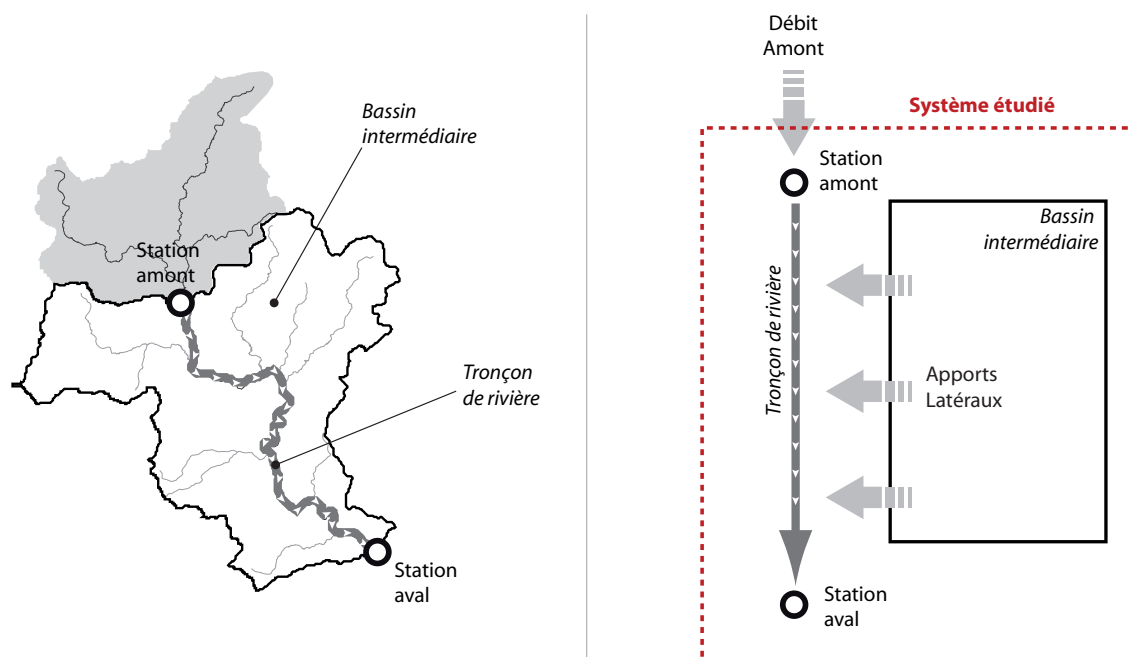
**Bassin intermédiaire** : *surface topographique drainée par un tronçon de rivière*. La délimitation de cette zone repose sur trois éléments : la limite amont du tronçon, sa limite aval et la topographie qui définit l'étendue des versants connectés à ce tronçon (cf. figure 1.1). Ces versants sont délimités par la ligne de crête qui sépare les écoulements rejoignant le tronçon de ceux rejoignant les bassins mitoyens. Le bassin intermédiaire constitue l'objet d'étude principal de cette thèse. Remarquons que cette définition topographique est adoptée par commodité, mais ne correspond pas toujours aux limites réelles du bassin en cas de non correspondance des bassins géologiques et topographiques (Le Moine, 2008).

**Débit amont** : *débit mesuré à l'extrémité amont d'un tronçon de rivière*. Nous insistons sur le fait que ce débit est bien issu d'une mesure et non d'un autre modèle appliqué sur l'amont (cf. chapitre 6 sur ce point).

**Apports latéraux** : *débit reçu par un tronçon de rivière tout au long de son parcours*. Ces volumes parviennent au tronçon sous forme ponctuelle au niveau des confluences avec les affluents du cours d'eau. Ces apports parviennent également sous forme diffuse par le biais des échanges nappe/ri vière ou l'alimentation directe depuis les versants. Dans notre travail, on s'intéressera essentiellement aux apports des versants à la rivière, les pertes étant moins courantes sur la plupart des cours d'eau français en conditions de crue. Il n'en va pas de même en climat semi-aride par exemple où des pertes importantes surviennent lors du transfert des crues dans le réseau hydrographique (McKenzie et Craig, 2001).

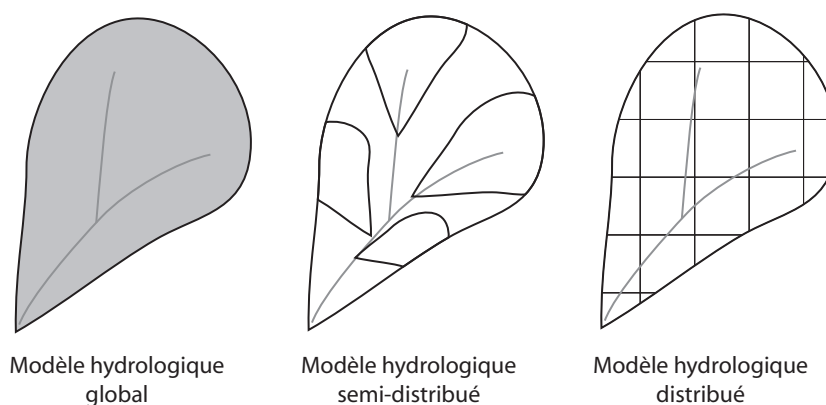
**Modèle hydrologique** : *ensemble de fonctions mathématiques transformant des variables météorologiques*, typiquement la pluie et l'évapotranspiration potentielle (pertes maximale en eau vers l'atmosphère sous forme d'évaporation directe et de transpiration par le couvert végétal) auxquelles est soumis un bassin versant, *en un débit à son exutoire*. La littérature propose des définitions beaucoup plus larges de la notion de modèle hydrologique (Dooge, 1997). Dans cette thèse, les modèles hydrologiques seront exploités uniquement pour simuler la relation pluie-débit.

Comme indiqué par Perrin (2000), il existe de nombreux critères permettant de classer les modèles hydrologiques. Nous nous intéresserons plus particulièrement à la distinction faite sur la prise en compte de l'espace qui distingue les **modèles globaux** (Bergström et Forsman, 1973; Michel, 1983) construits avec une vision systémique du bassin versant et les **modèles distribués** (Abbott *et al.*, 1986; Fortin *et al.*, 1995) bâtis dans une logique mécaniste. Les premiers considèrent le bassin comme une entité insécable sur laquelle sont moyennées les



**Fig. 1.1** : Bassin intermédiaire, tronçon de rivière et système étudié dans la thèse

variables de forçage (pluie, évapotranspiration) et les variables internes. Les seconds discrétisent le bassin en un grand nombre d'unités, généralement carrées de quelques centaines de mètres à quelques kilomètres de côté. On parlera enfin de **modèles semi-distribués** (Boyle *et al.*, 2001) lorsque les unités sont définies en référence à la topographie sous forme de sous-bassins. La figure 1.2 illustre cette typologie.



**Fig. 1.2** : Trois types de modèles hydrologiques

Enfin, nous définissons les paramètres d'un modèle hydrologique comme un ensemble de grandeurs numériques contrôlant la forme des relations mathématiques liant les entrées et sorties du modèle. Ces paramètres ne varient pas dans le temps au cours d'une simulation et sont propres à chaque bassin. La plupart des modèles possèdent des paramètres relatifs au délai de

réponse du bassin à la pluie (temps de concentration) et à ses capacités de stockage internes (capacité d'infiltration, volume des réservoirs souterrains, etc...).

**Modèle hydraulique** : *algorithme de résolution approchée du système d'équations de Saint-Venant (1871)*. Avec une description monodimensionnelle des écoulements, ces équations prennent la forme suivante (Litrico, 1999) :

$$\text{équation de continuité : } \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (1.1)$$

$$\text{équation de la dynamique : } \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = 0 \quad (1.2)$$

avec :

$t$  le temps (s);

$x$  l'abscisse curviligne dans le sens d'écoulement (m);

$y = y(x, t)$  la hauteur d'eau dans le bief comptée depuis le fond (m);

$Q = Q(x, t)$  le débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$g$  l'accélération de la pesanteur ( $\text{m}/\text{s}^2$ );

$A = A(x, y)$  la surface mouillée ( $\text{m}^2$ );

$S_f = S_f(Q, y)$  la pente due aux frottements sur le fond (sans dimension). En utilisant la loi de Manning Strickler :

$$S_f = \left( \frac{Q}{K A R^{2/3}} \right)^2 \quad (1.3)$$

avec  $K$  le coefficient de Strickler et  $R$  le rayon hydraulique;

$S_0 = S_0(x)$  la pente de fond du canal;

$V(x, t)$  la vitesse moyenne de l'écoulement au travers d'une section (m/s);

$q = q(x, t)$  l'apport latéral ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) avec  $q > 0$  pour un apport et  $q < 0$  pour une perte.

La résolution de ces équations demande la définition des conditions aux limites suivantes (Cunge *et al.*, 1980) : une condition amont sous la forme d'une série temporelle de débit, une condition aval lorsque la vitesse de l'écoulement est inférieure à  $\sqrt{gy}^1$  sous la forme d'un limnigramme ou d'une relation hauteur-débit et enfin une condition latérale sous la forme d'une fonction  $q(x, t)$ .

Nous parlerons dans la suite de **modèle hydraulique complet** lorsque la résolution porte sur l'ensemble du système d'équation de Saint-Venant. Certaines simplifications de ce système peuvent être envisagées comme indiqué dans le paragraphe 1.3.1. Nous parlerons alors de **modèle hydraulique simplifié**.

L'hypothèse d'une description monodimensionnelle des écoulements sera discutée au chapitre 3.

**Modèle couplé** : *Modèle calculant les débits sur toute la longueur du tronçon de rivière à partir des apports amont, des pluies et de l'évapotranspiration potentielle sur le bassin intermédiaire.*

Ce modèle associe deux composantes comme présenté sur la figure 1.3 : (1) un modèle hydrologique pour transformer la pluie et l'évapotranspiration potentielle en apports intermédiaires

<sup>1</sup>Le régime hydraulique est alors qualifié de sub-critique (Chow, 1959) avec un nombre de Froude ( $F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}}$ ) inférieur à 1. Lorsque  $F_r > 1$ , le régime devient torrentiel et la condition en cote doit alors être imposée à l'amont pour définir l'écoulement.

et (2) un modèle hydraulique pour transporter ces apports ainsi que les apports amont sur le tronçon.

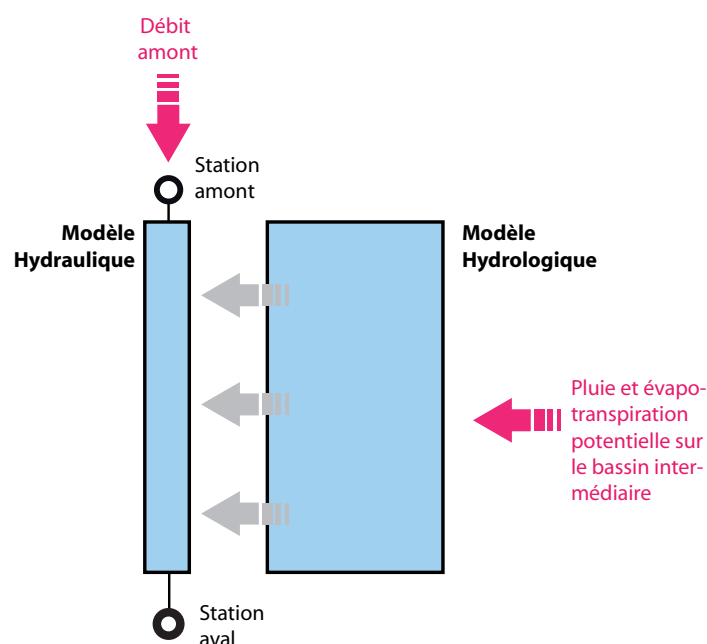


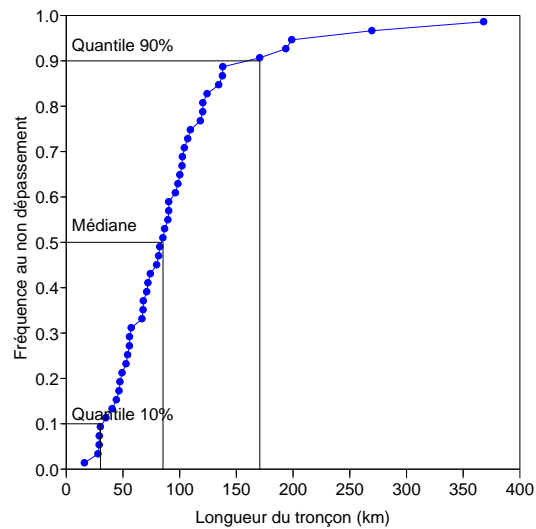
Fig. 1.3 : Schéma conceptuel du modèle couplé

**Fréquence au non dépassement** : dans un échantillon de  $N$  réalisations d'une variable  $x$ , cette fréquence représente la proportion des valeurs inférieures à un seuil  $x_0$  donné. Ce concept sera fréquemment utilisé pour caractériser la distribution statistique d'une variable. En pratique, les  $N$  réalisations sont classées par ordre croissant. On affecte ensuite à chaque valeur présentant le rang de classement  $i$  la fréquence empirique  $f_i = \frac{i-0.3}{N+0.4}$  (Michel, 1991) que l'on nomme ici fréquence au non-dépassement. La figure 1.4 montre un exemple de courbe  $(x_i, f_i)$  où  $x$  est la longueur du tronçon de rivière (km) observée sur un échantillon de 50 tronçons décrit au chapitre 2.

## 1.2 Le bassin intermédiaire comme objet d'étude

Au cours de cette thèse, nous étudierons la propagation des crues sur un tronçon de rivière. Nous nous placerons dans des configurations où le bassin intermédiaire génère des apports latéraux importants par rapport au débit amont comme sur l'exemple de la figure 1.1. Notre objectif est **d'estimer les débits sur l'ensemble du tronçon (et pas seulement à son extrémité aval)**.

Dans un but de simplicité, nous nous limiterons à l'étude de bassins intermédiaires ne possédant qu'une seule limite amont et donc une seule mesure sur les apports amont. Le cas d'un tronçon avec plusieurs entrées ne sera pas abordé. Il reste cependant envisageable de segmenter un tel tronçon à chaque confluence pour se ramener au cas d'une seule mesure sur les apports amont.



**Fig. 1.4 :** Distribution de la longueur du tronçon de rivière sur un échantillon de 50 tronçons (cf. chapitre 2)

Le système étudié dans cette thèse recouvre l'ensemble du bassin intermédiaire qui possède potentiellement 3 entrées et 2 sorties :

#### Entrées :

1. *le débit amont* constitue l'entrée principale du système étudié. En tant que condition aux limites amont du modèle hydraulique, cette entrée est indispensable quelque soit la configuration du système ;
2. *la pluie et l'évapotranspiration potentielle sur le bassin intermédiaire* sont en revanche deux entrées secondaires puisqu'elles ne donnent pas directement accès à des conditions aux limites du modèle hydraulique. Leur intérêt dépend de la qualité de l'opérateur pluie-débit utilisé pour les convertir en apports latéraux. Cette problématique, centrale dans la thèse, sera étudiée dans la deuxième partie.

#### Sorties :

1. *le débit sur l'ensemble des points intérieurs au tronçon*. Nous supposons que ces débits sont calculés par un modèle hydraulique à partir des conditions aux limites (apports amont, latéraux et condition aval) ;
2. *le débit à l'extrémité aval du tronçon*. La limite aval sera supposée correspondre à une station de mesure du débit dont les mesures pourront être exploitées pour ajuster et contrôler un modèle du système.

Dans le but d'effectuer des tests sur une large gamme de configurations, nous avons retenu un échantillon de 50 bassins intermédiaires décrit au chapitre 2 pour lesquels ont été collectées des données sur les débits amont et aval ainsi que sur les forçages atmosphériques (pluie et évapotranspiration potentielle) du bassin intermédiaire. Des données sur la géométrie des cours d'eau extraites d'un

modèle numérique de terrain ont également pu être exploitées. Parmi les 50 tronçons, 49 sont situés en France et un aux Etats-Unis. Ils présentent les caractéristiques suivantes (cf. tableau 2.1 page 45) :

- la longueur des tronçons est de l'ordre de 10 à 100 km ;
- la pente moyenne est de l'ordre 0.5 à 10 ‰ ;
- la taille des bassins versants au niveau de l'extrémité aval varie entre 100 et 10 000 km<sup>2</sup> ;
- les bassins étudiés ne sont que marginalement influencés par la fonte des neiges et les perturbations anthropiques (barrages et prélèvements) ;
- les temps de propagation entre l'amont et l'aval du tronçon vont de quelques heures à quelques jours.

### 1.3 Propagation des crues et apports latéraux : approches existantes et marges de progrès

Ce paragraphe propose une revue des méthodes classiquement utilisées pour simuler les crues à l'aide de modèles hydrauliques en les positionnant par rapport à notre problématique.

#### 1.3.1 Modélisation hydraulique sans apports latéraux

Lorsque les apports latéraux sont négligeables, le terme  $q$  disparaît des équations 1.1 et 1.2. Cette hypothèse simplificatrice est valable lorsque la surface du bassin intermédiaire est faible par rapport à celle du bassin amont et fut retenue par Saint-Venant (1871) pour formuler son célèbre système d'équation.

La plupart des travaux menés en hydraulique sont basés sur cette hypothèse qui permet de rester dans un cadre conservatif. En effet, l'équation 1.1 assure la conservation de la masse lorsque  $q = 0$ . Les méthodes développées dans ce cadre constituent les fondements de toute modélisation hydraulique et il semble incontournable de les évoquer ici. Cependant, nous n'en présenterons pas une revue exhaustive car elles ne répondent pas directement à notre problématique. Le lecteur intéressé pourra se référer aux travaux de Baptista (1990) et de Bentura (1995).

Quand les apports latéraux deviennent plus importants, les négliger entraîne une sous-estimation des débits à l'aval du tronçon. Cunge *et al.* (1980, page 24) suggèrent cependant de la conserver si les apports sont déterminés avec une grande incertitude. L'erreur introduite pouvant s'avérer plus importante que cette sous-estimation. Nous reviendrons sur cette proposition intéressante dans le chapitre 7.

Le système de Saint-Venant ne possède pas de solution analytique connue et il fallut attendre la fin des années cinquante pour obtenir des solutions par approximation numérique (Stoker, 1957, cité par Cunge, 1980). Ces approximations sont le plus souvent basées sur des schémas aux différences finies tels que celui de Priesmann qui discrétisent les variables hydrauliques sur des pas fixes d'espace et de temps. De nombreux logiciels utilisent ces schémas pour développer des modèles hydrauliques sur des cours d'eau réels comme indiqué dans le tableau 1.1.

Logiciel	Organisme en charge du développement	Référence
<i>Au niveau international</i>		
HEC-RAS	US Army Corps of Engineers	USACE (2008a)
Mike11	DHI	DHI (2003a)
iSIS	HR Wallingford	Halcrow / HR Wallingford (2001)
<i>En France</i>		
SIC	Cemagref	Baume <i>et al.</i> (2005)
RUBARBE	Cemagref	El Kadi Abderrezzak <i>et al.</i> (2008)
Mascaret	EDF-CETMEF	Goutal et Maurat (1998)
Carima	Sogreah	Belleudy (2000)
Hydra	Hydratec	

**Tab. 1.1** : Liste non-exhaustive de logiciels d'hydrauliques 1D

Pour obtenir une résolution satisfaisante des équations de Saint-Venant, un schéma aux différences finies nécessite une faible résolution temporelle et spatiale avec des pas d'espace de l'ordre de la centaine de mètres et des pas de temps de l'ordre de la minute. De telles contraintes ont longtemps limité la diffusion de ces schémas et favorisé le développement de méthodes de propagation simplifiées. En effet, dans de nombreux cas, certains termes des équations de Saint-Venant peuvent être négligés (Ponce et Simons, 1977).

- Dans l'hypothèse de l'onde diffusante, les deux termes  $\frac{\partial Q}{\partial t}$  et  $\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right)$  appelés termes d'inertie sont négligés dans l'équation 1.2 et le système Saint-Venant se réduit à l'équation suivante (Litrice, 1999) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} - D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \quad (1.4)$$

Avec :

$$C(x_0, y_0, Q) = \frac{1}{\frac{\partial S_f}{\partial Q} W^2} \left( \frac{\partial W}{\partial x} \Big|_{y=y_0} - \frac{\partial(S_f - S_0)W}{\partial y} \Big|_{x=x_0} \right) \quad (1.5)$$

$$D(x_0, y_0, Q) = \frac{1}{\frac{\partial S_f}{\partial Q} W} \quad (1.6)$$

où  $x$ (m) est l'abscisse sur le tronçon de rivière,  $Q$  le débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),  $C$  la célérité (m/s),  $D$  le coefficient de diffusion ( $\text{m}^2/\text{s}$ ),  $W$  la largeur au miroir (m) et  $S_f$  la pente due aux frottements sur le fond (sans dimension). Pour mieux appréhender le sens de l'équation 1.4, Bachet (1957) propose une décomposition de la propagation en deux phases<sup>2</sup> : une translation sans atténuation à la vitesse  $C$  suivie d'une atténuation ou d'une amplification  $dQ = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} dt$ .

- Dans l'hypothèse de l'onde cinématique, le terme  $gA \frac{\partial y}{\partial x}$  est également négligé dans l'équation 1.2 qui se réduit à  $S_f = S_0$ . En reprenant l'analyse de Bachet (1957), une crue se propage alors simplement selon une translation à la vitesse  $C$  sans atténuation.

<sup>2</sup>Ce résultat peut être retrouvé en écrivant un déplacement élémentaire de  $dx$  à la vitesse  $C$ . Dans ce cas  $dx = C dt$ . En écrivant la variation de débit  $dQ$  dans un référentiel lagrangien,  $dQ = \frac{\partial Q}{\partial x} dx + \frac{\partial Q}{\partial t} dt = \left( \frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} \right) dt$ . D'après l'équation 1.4, on obtient  $dQ = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} dt$

- D'autres simplifications sont également envisageables (onde de gravité, onde dynamique quasi-stationnaire) mais demeurent rarement utilisées pour la propagation des crues.

En parallèle de ces approches basées sur la résolution du système de Saint-Venant, d'autres méthodes de propagation ont été mises au point pendant la première moitié du XX<sup>ème</sup> siècle. Ces modèles sont basés sur une équation de continuité analogue à celle de Saint-Venant et une équation de la dynamique à caractère empirique. Deux modèles de ce type occupent une place prépondérante dans la littérature : le modèle de Muskingum développé initialement par McCarthy (1938) sur la rivière du même nom puis étendu par Cunge (1969) et le modèle du Lag&Route dont la paternité est attribuée à Linsley (1949). L'annexe C détaille ces deux méthodes en revenant sur une inconsistance de la première qui rend son utilisation hasardeuse dans le cadre de nos travaux.

### 1.3.2 Modélisation hydraulique avec apports latéraux

La prise en compte des apports latéraux dans les logiciels d'hydraulique constitue une fonctionnalité incontournable : elle est disponible dans la plupart des logiciels largement diffusés tels que HEC-RAS et Mike 11 ainsi que dans SIC et Mascaret. L'injection d'apports latéraux correspond donc à un besoin important pour les utilisateurs de modèles hydrauliques.

#### Nature des apports latéraux

Ces apports sont représentés par le terme  $q$  dans les équations 1.1 et 1.2. En théorie, ce terme varie simultanément dans le temps et l'espace comme dans les travaux de Perkins (1996) qui étudie le couplage entre un modèle hydraulique et un modèle hydrogéologique. Cette hypothèse nécessite de recourir à des modèles permettant de distribuer les apports avec un pas d'espace aussi fin que celui du modèle hydraulique (c'est-à-dire une centaine de mètres). Il est envisageable de simplifier cette représentation en écrivant le terme  $q$  sous la forme suivante (Moussa, 1996; Fan et Li, 2006) :

$$q(x, t) = R(x) Q_l(t)$$

où  $R$  ( $m^{-1}$ ) représente la fonction de répartition spatiale des apports qui dépend de l'abscisse  $x$  et  $Q_l$  ( $m^3/s$ ) le débit total d'apport qui dépend du temps  $t$ . Fan et Li (2006) proposent une simplification supplémentaire en considérant uniquement deux formes pour  $R$ .

- La fonction  $R$  est limitée à deux valeurs :  $R(x) = \infty$  si  $x = x_0$  et  $R(x) = 0$  si  $x \neq x_0$ . L'apport latéral est alors qualifié de ponctuel en  $x_0$ . Ce cas correspond à une confluence entre la rivière principale et un affluent au point d'abscisse  $x_0$ .
- La fonction  $R$  est constante :  $\forall x, R(x) = 1/L$  où  $L$  est la longueur du tronçon. L'apport latéral est alors qualifié d'uniformément réparti. De nombreux auteurs évoquent ce type d'apport (Brutsaert, 1971; Moussa, 1996; Cappelaere, 1997; Moramarco *et al.*, 1999; Khiadani *et al.*, 2005) dans le cadre de réflexions théoriques sur la modélisation hydraulique.

Peu d'études de terrain ont cependant validé l'existence d'apports répartis. Dans un contexte quelque peu différent, Lambs (2004) indique que les échanges nappes/rivière seraient plutôt de type ponctuel. L'hypothèse d'apports latéraux uniformément répartis sur un tronçon de rivière



relève donc essentiellement d'une approche conceptuelle dont la réalité physique ne paraît pas totalement établie.

Malgré leur caractère simplificateur et les critiques que l'on peut formuler sur leur consistance physique, ces deux types d'apport sont les seuls proposés dans les logiciels d'hydraulique tels que HEC-RAS (USACE, 2008b, page 286) et Mike 11 (DHI, 2003b, page 181).

Afin de rester cohérent avec ces outils, nous nous limiterons donc à deux formes d'apport latéral : **apports ponctuels et uniformément répartis**.

### Choix d'un type d'apport

Le choix de l'une ou l'autre forme n'est évidemment pas sans conséquence sur le débit propagé. Bien que plusieurs auteurs se soient penchés sur cette question (Moussa, 1996; Moramarco *et al.*, 1999; Fan et Li, 2006), aucun ne propose de critère permettant d'identifier la meilleure solution pour développer un modèle hydraulique sur un tronçon de rivière donné. Les manuels d'hydraulique (Chow, 1959; Cunge *et al.*, 1980; USACE, 1993; MEEDDAT, 2007) ne donnent pas d'avantage d'éléments sur ce point. L'US Army Corps (USACE, 1993, page 5-8) recommande l'utilisation des apports répartis pour les petits affluents : "small (...) tributaries may be lumped together and entered uniformly as a single hydrograph which is distributed along a portion of the stream". A l'inverse, Cunge *et al.* (1980, page 24) déclarent : "it should be stressed that tributaries (...) should not be represented by continuous lateral discharge".

L'exemple suivant présenté sur la figure 1.5 illustre l'influence du type d'apport sur la propagation.

- On considère la propagation d'une onde de crue sur un bief rectangulaire de 30 m de large, 100 km de long, de pente 1‰ avec un coefficient de Strickler de 30.
- Un hydrogramme triangulaire d'une durée de 24 heures avec un débit de pointe de  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  et un débit de base de  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  constitue le débit amont.
- Un apport latéral est injecté soit sous une forme ponctuelle à l'abscisse  $x=50 \text{ km}$ , soit sous une forme uniformément répartie entre les abscisses  $x=0 \text{ km}$  et  $x=100 \text{ km}$ . Dans les deux cas, le débit d'apport suit un hydrogramme triangulaire d'une durée de 24 heures avec un débit de pointe de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  et un débit de base de  $5 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Pour s'affranchir de l'influence de la condition à la limite aval, le bief est prolongé de 100 km et une cote constante est imposée à cette extrémité.

Le calcul est mené avec le logiciel hydraulique SIC présenté dans le chapitre 3. Ce logiciel permet de résoudre numériquement les équations de Saint-Venant avec un schéma aux différences finies de Priesmann.

La figure 1.6 montre les hydrogrammes obtenus aux abscisses  $x=0, 30, 70$  et  $100 \text{ km}$  avec les deux types d'apport. En  $x=100 \text{ km}$ , les débits de pointe sont comparables ( $100 \text{ m}^3/\text{s}$ ) mais pas les hydrogrammes : l'apport ponctuel induit un double-pic et une montée de crue rapide de l'ordre de 7 heures, l'apport réparti entraîne une montée plus lente de 20 heures avec un seul pic. A l'intérieur du bief, ces différences sont encore plus marquées surtout en amont de l'abscisse  $x=50 \text{ km}$ . Le choix du type d'apport peut donc fortement influencer les simulations et il n'existe pas de méthode simple

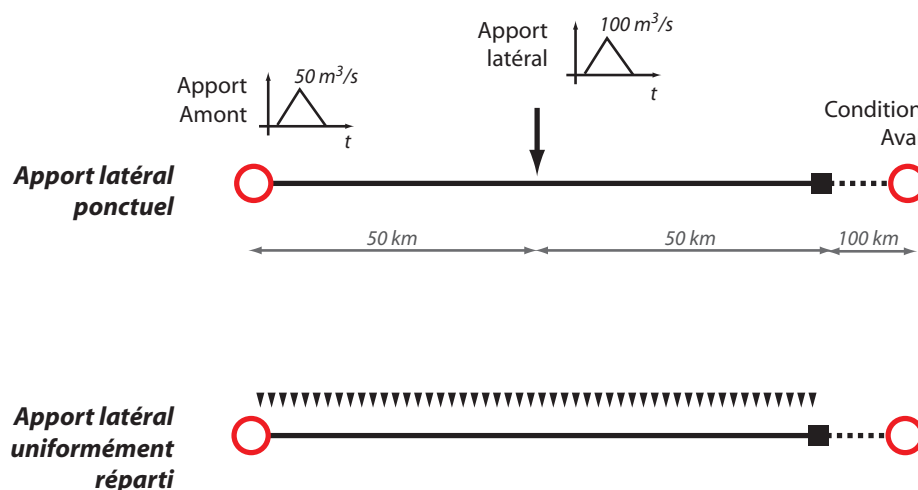


Fig. 1.5 : Exemple de propagation avec deux types d'apports latéraux

pour choisir une forme d'apport a priori.

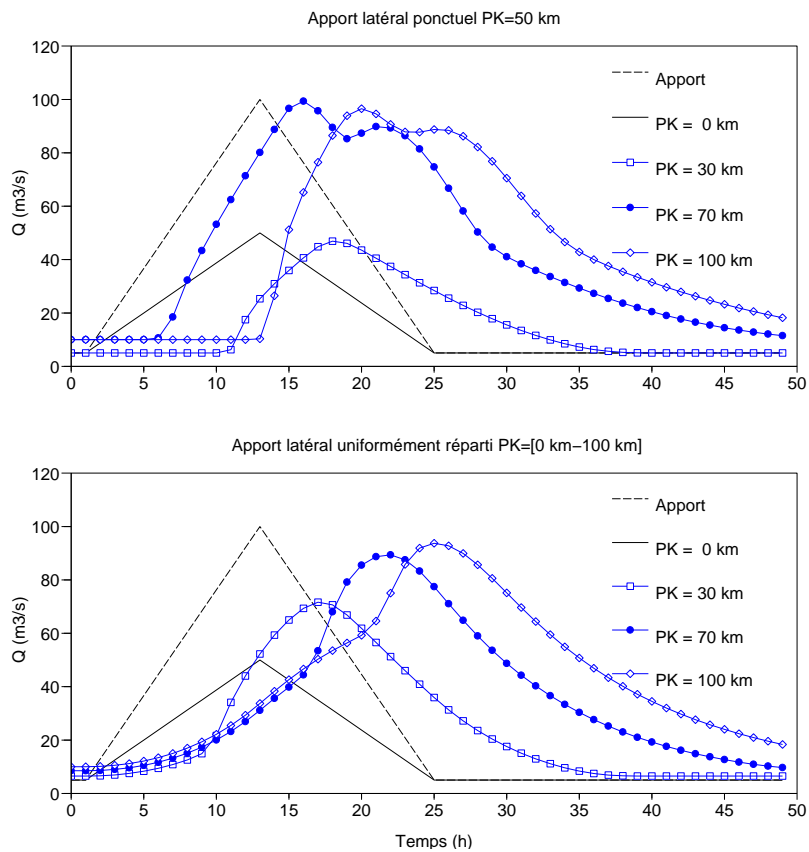
Quel affluent devra être considéré comme un apport ponctuel? Quel est l'intérêt des apports uniformément répartis? Ces questions seront abordées au chapitre 5.

#### Calcul des apports latéraux non jaugés

Lorsque les apports latéraux correspondent à des affluents jaugés, il suffit d'utiliser les débits mesurés sur les stations hydrométriques correspondantes et d'injecter ces débits dans le modèle hydraulique sous forme de condition aux limites latérale.

Si ces apports correspondent à des affluents non jaugés, l'USACE (1993, page 5-8) suggère les deux méthodes suivantes : "the estimation of ungaged inflow is difficult because of the wide variation in spatial rainfall patterns. Two methods are proposed : estimating runoff using drainage area ratios applied to gaged watersheds in the vicinity and use of a rainfall-runoff model". La seconde solution fait appel à un modèle couplé hydrologie/hydraulique sur lequel nous reviendrons dans le paragraphe 1.3.3. La première exploite un modèle de similitude entre les débits d'un bassin voisin et les débits d'apport non-jaugés sur le tronçon étudié. Cette idée intéressante a été exploitée par O'Donnell (1985) pour étendre le modèle Muskingum aux tronçons présentant un apport latéral important. O'Donnell (1985) postule une relation linéaire entre le débit mesuré à l'amont et le débit d'apport. Cette relation dépend d'un coefficient que l'auteur détermine par calage. Dans ce modèle, le bassin voisin est alors tout simplement le bassin versant de l'extrémité amont du tronçon. Cette solution de modélisation a été développée par Moramarco *et al.* (2006) qui introduit une relation puissance entre le débit amont et l'apport.

La littérature mentionne donc des solutions simples basées sur des modèles de similitude permettant de générer des apports latéraux non-jaugés. Nous n'avons cependant pas trouvé de comparaison entre ces approches et une modélisation couplant un modèle hydrologique avec le modèle hydraulique. Ce point sera abordé au chapitre 6.



**Fig. 1.6** : Simulations avec deux formes d'apport latéral sur un bief rectangulaire de 30 m de large, 100 km de long et une pente de 1 ‰ . La figure montre les hydrogrammes des apports latéraux et amont ( $x=0$  km) ainsi que ceux calculés par le logiciel SIC aux abscisses 30, 70 et 100 km.

### 1.3.3 Modélisation hydraulique couplée avec un modèle hydrologique

En revenant à la seconde solution suggérée par l'USACE (1993), les apports latéraux sont générés à l'aide d'un modèle hydrologique.

#### Nature du couplage et courbes de remous

La nature du couplage entre les deux modèles doit tout d'abord être clarifiée. Deux options sont envisageables : le couplage unidirectionnel avec un passage d'information d'un modèle vers l'autre ou bidirectionnel avec des échanges dans les deux sens. La plupart des publications mentionnant un couplage entre modèles hydrologiques et hydrauliques utilisent un échange unidirectionnel : les débits d'apport sont d'abord calculés par le modèle hydrologique puis utilisés dans un second temps comme conditions aux limites par le modèle hydraulique. Cette approche reste valable tant que les conditions hydrauliques dans la rivière principale n'influencent pas celles de l'affluent, c'est-à-dire tant que l'on néglige l'influence de la courbe de remous à la confluence (Steinebach *et al.*, 2004).

Compte tenu de sa complexité numérique, le couplage bidirectionnel demeure une exception dans la littérature. Thompson *et al.* (2004) présentent un couplage de ce type entre le modèle Mike 11 et le modèle hydrologique distribué Mike SHE (Refsgaard et Storm, 1995) pour analyser le fonctionnement hydraulique d'une zone humide. Les faibles pentes et la présence d'ouvrages de régulation justifient cette solution de modélisation élaborée. D'autres publications mentionnent des couplages bidirectionnels pour étudier les interactions nappe-rivière (Peyrard *et al.*, 2008). Dans tous les cas, ce type de couplage n'est appliqué que sur de petites zones (9 km<sup>2</sup> pour Thompson *et al.*, 2004) compte tenu de sa lourdeur numérique : à chaque pas de temps de la simulation, les deux modèles doivent être mis en cohérence selon une procédure complexe détaillée par Thompson *et al.* (2004). Les auteurs ne le mentionnent pas, mais nous pouvons supposer qu'une telle procédure doit générer de fortes instabilités compliquant encore le calage du modèle hydraulique.

Souhaitant développer des modèles couplés sur des tronçons de plusieurs dizaines de kilomètres, nous n'utiliserons pas ce type de couplage élaboré et nous limiterons à un *couplage unidirectionnel* comme dans la plupart des modèles hydrologiques (Ajami *et al.*, 2004). Cette approche néglige ainsi l'influence de la courbe de remous due à une confluence (Fan et Li, 2006).

#### Quelle complexité pour le modèle hydraulique ?

Malgré l'explosion de la puissance de calcul et les progrès récents dans les protocoles d'échange entre logiciels (Dudley *et al.*, 2005), le paragraphe précédent montre que le couplage entre un modèle hydraulique complet et un modèle hydrologique reste une tâche ardue. Il semble donc naturel d'envisager des simplifications sur l'une ou l'autre composante.

Le plus souvent, les auteurs optent dans un premier temps pour un modèle hydraulique simplifié a minima pour caler le modèle hydrologique. Ce modèle simplifié est ensuite remplacé par un modèle complet comme dans les travaux de Eberle *et al.* (2001) sur le Rhin et de Lian *et al.* (2007) sur l'Illinois. Cette démarche n'est cependant pas sans risque puisqu'elle suppose que le calage du modèle hydrologique n'est pas influencé par la nature du modèle hydraulique. Lian *et al.* (2007)

semblent infirmer cette hypothèse : sans recalculer le modèle hydrologique, le remplacement du modèle hydraulique simplifié par un modèle complet apporte une nette amélioration des simulations. Le calage du modèle hydrologique pourrait donc bénéficier de cette amélioration. A l'inverse, Butts *et al.* (2004) n'observent pas de différence (voire même une dégradation des résultats) en remplaçant un modèle de Muskingum-Cunge par un modèle Mike 11.

Il ne semble donc pas y avoir de consensus sur l'intérêt d'un modèle hydraulique complet malgré les nombreux travaux sur la caractérisation du système Saint-Venant (Ponce et Simons, 1977; Ferrick, 1985; Moussa et Bocquillon, 1996). Ces travaux identifient des nombres adimensionnels définissant le domaine de validité des modèles simplifiés. Il est donc en théorie possible d'utiliser ces nombres pour sélectionner le modèle hydraulique approprié. En pratique, ces nombres restent difficilement exploitables car attachés à des configurations schématiques très simplifiées : faibles variations du débit autour d'un régime moyen, géométrie uniforme avec absence de débordement et apports latéraux négligés. Malgré les travaux de Moussa et Bocquillon (2000) qui introduisent une distinction entre les lits mineur et majeur, et de Morris (1980) qui tient compte des apports latéraux, il paraît encore difficile d'utiliser ces méthodes pour sélectionner un modèle hydraulique sur des cours d'eau réels.

Afin d'apporter des éléments de réponse dans ce débat, le chapitre 3 présente une comparaison entre un modèle hydraulique complet et un modèle simplifié en présence d'apports latéraux sur nos 50 tronçons de rivière.

#### Quelle complexité pour le modèle hydrologique ?

La plupart des modèles couplés font appel à des modèles hydrologiques distribués (Thompson *et al.*, 2004; Knebl *et al.*, 2005; Whiteaker *et al.*, 2006) ou semi-distribués (Butts *et al.*, 2004; Lian *et al.*, 2007). L'utilisation de modèles globaux semble limitée à des applications en prévision de crue (Harpin et Clukie, 1982; Refsgaard, 1997; Madsen et Skotner, 2005; Montanari *et al.*, 2008).

Le choix d'une approche globale ou distribuée fait l'objet de vifs débats en hydrologie que nous ne détaillerons pas ici. Dans le cadre de notre problématique, les deux types de modèles présentent chacun des avantages et inconvénients.

- Les modèles distribués permettent de calculer des débits en tout point de l'espace (dans la limite du maillage utilisé) et donc des apports latéraux tout au long du tronçon de rivière. Il suffit alors de connecter les mailles situées à proximité du cours d'eau avec un point d'injection dans le modèle hydraulique (Thompson *et al.*, 2004). Cette solution permet de contourner la question du choix entre apports ponctuels et répartis : tous les apports sont ponctuels. Il est cependant nécessaire d'utiliser un grand nombre d'injections pour reproduire de manière satisfaisante la distribution spatiale des apports ce qui alourdit considérablement le fonctionnement du modèle hydraulique. Il faut alors disposer d'un logiciel perfectionné capable de gérer ces échanges. Enfin, les modèles distribués restent surtout utilisés dans un cadre de recherche. Le volume de données nécessaires et les délais de mise en œuvre paraissent peu compatibles avec les contraintes d'une étude hydraulique classique.
- Les modèles globaux paraissent plus adaptés à ce contexte de travail. Ils présentent cependant

un inconvénient majeur : ils sont globaux ! Il n'est donc pas possible d'obtenir directement une répartition des apports latéraux sur le tronçon. Madsen et Skotner (2005) ont contourné ce problème en divisant le bassin intermédiaire en deux sous-bassins, le premier injecté à l'amont et le deuxième à l'aval. Cette solution introduit un biais sur les débits intérieurs qui seront donc sous-estimés. Ajami *et al.* (2004) se limitent également à des apports ponctuels injectés à intervalles réguliers sur le bief. Le choix du découpage reste une donnée subjective, Ajami *et al.* (2004) indiquent : "the main stream in each subbasin was divided into  $n$  reaches (...) where  $n$  depends on the length of the reach and modeler's judgment".

Le chapitre 3 revient sur le choix de la composante hydrologique dans un modèle couplé. Sensible aux contraintes opérationnelles, nous opterons pour un modèle hydrologique global. Ce choix soulève la question de la spatialisation des apports et leur nature, qui sera abordée au chapitre 5.

## 1.4 Conclusion sur le contexte et les objectifs de nos travaux

Ce chapitre nous a permis de détailler notre objet d'étude ainsi que des éléments de contexte facilitant la compréhension de notre démarche.

Cette thèse est centrée sur la modélisation de la propagation des crues en présence d'apports latéraux importants. Une revue de la littérature nous a permis de mettre en avant les éléments suivants.

**Une profusion d'outils disponibles** : l'hydraulique est une discipline ancienne qui offre aujourd'hui des concepts et des modèles bien rôdés. La prise en compte des apports latéraux ne pose aucun problème aussi bien dans les modèles hydrauliques complets que dans leurs simplifications. Lorsqu'ils proviennent d'affluents non-jaugés, ces apports peuvent être générés par des méthodes simples de similitude ou par des modèles hydrologiques pluie-débit. Dans ce dernier cas, il existe probablement autant de modèles que d'hydrologues, le modélisateur n'aura donc que l'embarras du choix.

**Un manque de références méthodologiques** : cette diversité pose problème et ne répond pas aux attentes des praticiens. En effet, la littérature ne permet pas de dégager de consensus à propos de deux questions essentielles :

- quel est le degré de complexité nécessaire pour développer un modèle sur un tronçon de rivière ? Cette question recouvre le choix de la composante hydraulique (modèles complet/simplifié) et le degré de spatialisation de la composante hydrologique.
- sous quelle forme injecter les apports latéraux dans le modèle hydraulique ?

Comme nous le verrons au chapitre suivant, la plupart des travaux en hydrologie sont développés sur un seul cas d'étude, ce qui n'a sans doute pas favorisé l'émergence de critères méthodologiques partagés. Nous avons donc choisi de tester des modèles sur un large échantillon de tronçons de rivière pour tenter d'obtenir une vision plus statistique des questions associées à la prise en compte des apports latéraux dans les modèles hydrauliques. Le chapitre suivant a pour objet de décrire cette base de données.



## **Chapitre 2**

# **Présentation de l'échantillon de bassins versants utilisé pour les tests**





Ce chapitre a pour objectif de présenter l'échantillon de bassins versants utilisé dans la suite de nos travaux. Plus précisément, ce chapitre vise à :

- justifier le choix d'une démarche de recherche basée sur un large échantillon de bassins versants,
  - décrire la source et la qualité des données,
- 

## 2.1 Pour ou contre un large échantillon de bassins versants ?

Les travaux réalisés en hydrologie au Cemagref d'Antony ont pour caractéristique d'utiliser un échantillon de bassins versants aussi large et varié que possible (Andréassian *et al.*, 2006). L'originalité de cette approche, à laquelle nous souscrivons pleinement, mérite d'être soulignée car peu de publications adoptent cette démarche. Exploiter un large échantillon de bassins n'est pas anodin en termes de collecte et de traitement de données hydro-météorologiques, il paraît donc important de justifier ce choix. Nous suivons en cela les principes énoncés par Linsley (1982) : "because almost any model with sufficient free parameters can yield good results when applied to a short sample from a single catchment, effective testing requires that models be tried on many catchments of widely differing characteristics, and that each trial cover a period of many years". L'utilisation de grands échantillons est recommandée par de nombreux autres hydrologues recensés par Mathevet (2005, page 90).

Ce souci de généralisation ne paraît pas attaquant d'un point de vue théorique. Les modèles testés sont placés dans des situations variées qui mettent à l'épreuve les concepts mis en œuvre aussi bien que leur implémentation sous forme de codes numériques. Les résultats de ces tests exigeants fournissent une vision statistique des performances pour les utilisateurs.

En pratique, cette approche suscite fréquemment la critique avec deux types d'arguments.

**L'exploitation de données douteuses** : les données hydro-météorologiques sont entachées d'erreurs et ne représentent qu'approximativement les grandeurs physiques à quantifier. Le champ pluviométrique est ainsi estimé par quelques mesures ponctuelles (les pluviomètres) qui donnent une image grossière de sa variabilité spatiale. Le radar météorologique pourrait résoudre ce problème mais les erreurs commises sur les lames d'eau rendent son utilisation encore difficile en hydrologie (Kalinga et Gan, 2006). Les débits sont, pour leur part, mesurés indirectement en convertissant les hauteurs d'eau via une courbe empirique (la courbe de tarage) bâtie à partir d'une série de mesures ponctuelles (les jaugeages). L'existence d'une relation univoque entre la hauteur et le débit n'est pas toujours assurée, notamment sur les rivières à faible pente (Shrestha *et al.*, 2007). Enfin, Renouf *et al.* (2005) soulignent la rareté des jaugeages sur les forts débits qui peut rendre hasardeuse l'extrapolation de la courbe de tarage (Clarke, 1999). L'analyse minutieuse des erreurs contenues dans ces différentes données est une tâche longue et délicate sur un bassin. Elle devient difficilement réalisable à l'échelle d'un grand échantillon de bassins versants. Dans ces conditions, un large échantillon de bassins versants contient inévitablement des données dont la qualité peut être jugée comme suspecte. Peut-il

alors constituer un objet d'étude scientifique valable ?

Si les erreurs dans les données hydrologiques sont certaines, rien n'indique qu'elles prennent un caractère systématique sur tous les bassins. Un large échantillon de bassins permet donc de limiter l'influence des cas litigieux en leur donnant un poids minime dans l'analyse des résultats. La démarche d'évaluation comparative de différents modèles, dans laquelle nous nous plaçons ici, limite encore cet inconvénient lié à la qualité des données : il est probable que tous les modèles souffriront dans des proportions équivalentes de ces données erronées (Linsley, 1982). Enfin, les moyens de mesure actuels ne donnent toujours pas accès à l'ensemble des flux à l'échelle du bassin versant (notamment les flux souterrains, Le Moine 2008) : Beven (2001) rappelle que l'on ne peut même pas clore le bilan en eau sur ce système ! La quête du bassin aux données idéales semble donc irréaliste surtout dans le cadre d'une application opérationnelle où les moyens de mesures font toujours défaut.

Bien entendu, travailler sur une telle base de données ne nous dispense pas de réaliser certains traitements préalables visant à disposer des meilleurs jeux de données possibles, comme présenté au paragraphe 2.2.

**Une généralisation abusive** : Les processus hydrologiques sont uniques dans le temps et l'espace (Beven, 2000). Il est donc impossible qu'un seul modèle puisse reproduire exactement toute cette diversité ou comme l'indique savoureusement Klemes (1983) : "Can we expect a greater similarity in behaviour between a 5-km<sup>2</sup> basin of creek and the Orinoco basin than between a kitchen sink and the Aswan Dam?". Dans ces conditions, un modèle unique est-il applicable sur un large échantillon de bassins ?

Abbott *et al.* (1986) répondent par l'affirmative lorsqu'ils décrivent les possibilités du Système Hydrologique Européen (SHE) : "this is a general physically-based, distributed modelling system for constructing and running models of all or any part of the land phase of the hydrological cycle for any geographical area". Il n'est donc pas nouveau ni aberrant de chercher une certaine généralité en modélisation hydrologique. L'application répétée d'un même modèle constitue même un gage de validité, les auteurs de modèles ne manquent jamais de le rappeler. Bergström (1995) annonce par exemple que le modèle HBV a été appliqué dans plus de 30 pays.

Nous partageons l'opinion de Beven (2000) : chercher l'universalité en hydrologie n'a sans doute pas grand sens. En revanche, comme nous l'avons indiqué dans le paragraphe 1.4, la multiplicité infinie des modèles hydrologiques n'est pas acceptable d'un point de vue opérationnel. Face à ce problème, un grand échantillon de bassins permet une application répétée des modèles et donne à la performance un caractère statistique plus exigeant qu'un test sur un cas unique. Comme ces modèles ne sont pas universels, donc mal adaptés à certains bassins, nous acceptons d'entrée l'idée que leurs performances seront parfois catastrophiques.

Faut-il écarter ces cas pathologiques ? Nous rejoignons la position d'Andréassian *et al.* (2009) qui suggèrent de ne pas le faire : premièrement, ces cas sont le lot commun des praticiens (existe-t-il une étude hydraulique sans problème ?), il faut donc s'y confronter. Deuxièmement, la question peut être contournée en travaillant dans un cadre comparatif comme présenté au

chapitre 4 : un modèle ne sera pas qualifié de mauvais en soi, il pourra seulement être pire ou meilleur qu'un autre toutes choses égales par ailleurs.

## 2.2 Description des données utilisées

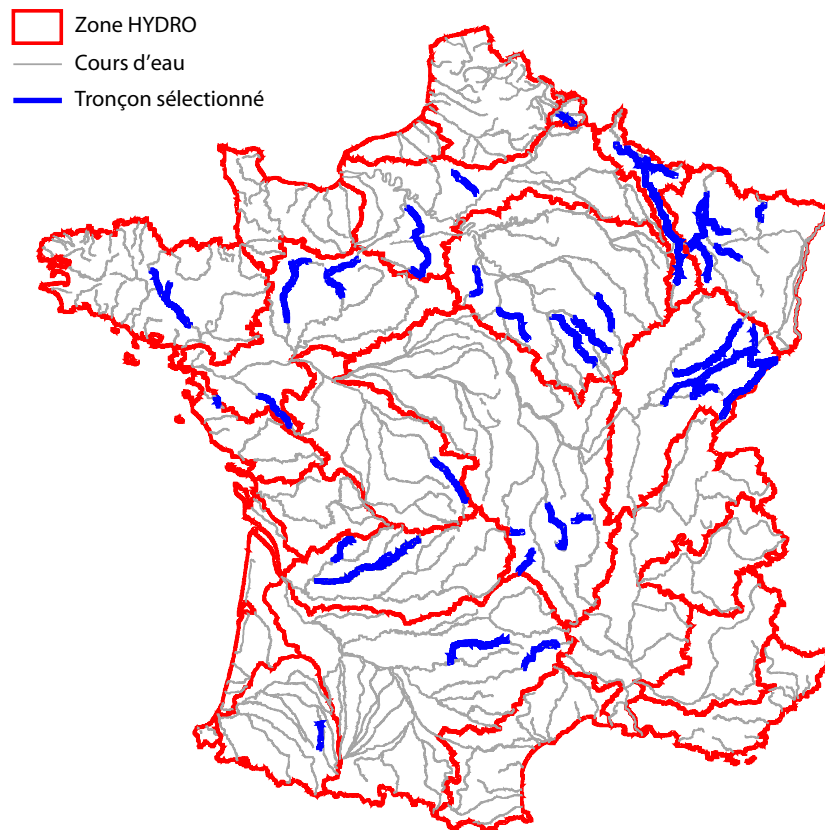
Nous avons défendu dans le paragraphe précédent une approche s'appuyant sur une large base de données. Ce paragraphe présente les données rassemblées sur 49 tronçons de rivière en France et un aux Etats-Unis qui couvrent une période continue de 11 ans (1995-2005) au pas de temps horaire.

### 2.2.1 Sélection de 49 tronçons de rivière français

Grâce aux travaux de Le Moine *et al.* (2007) et à la collaboration de Météo-France, le Cemagref Antony dispose d'un volume important de données hydrométriques et pluviométriques sur le territoire français. Le Moine *et al.* (2007) ont ainsi utilisé 1040 bassins versants français. Il était cependant nécessaire d'adapter cette base de données compte tenu de nos objectifs de modélisation. Pour mettre en œuvre un modèle couplant une composante hydraulique et hydrologique sur un tronçon de rivière nous avons besoin à minima de débits mesurés à l'amont et à l'aval du bief, de pluie et de données d'évapotranspiration potentielle (ETP) sur le bassin intermédiaire.

Nous avons donc recherché les couples de stations hydrométriques amont-aval dans la liste des 1040 stations utilisées par Le Moine *et al.* (2007). Ceci nous a conduit à un nombre de couple important puisqu'une rivière sur laquelle se trouvent  $n$  stations permet d'identifier  $C_n^2 = \frac{n \times (n-1)}{2}$  couples. Il paraissait important de limiter le nombre de couples pour éviter une sur-représentation de certains fleuves bien instrumentés. Nous avons donc sélectionné les couples sur la base des critères suivants.

1. Les séries de débit journalier présentent un taux de lacune inférieur à 10% sur l'amont et l'aval. Ceci nous a conduit à retenir une première sélection de 497 couples.
2. Le nombre de couples est plafonné à 19 par zone HYDRO. Ces zones correspondent aux limites des grands bassins versants français (cf. figure 2.1) et nous permettent de mieux répartir la géographie de notre échantillon. 325 couples sur les 497 ont ainsi été écartés pour en retenir finalement 192. Le nombre de 19 couples par zones HYDRO représentait un bon compromis entre la sur-représentation de certaines zones et la réduction du nombre total de couples. Ces 192 tronçons de rivières ont été exploités pour des tests au pas de temps journalier présentés dans l'annexe I.
3. Le pas de temps journalier ne permet pas d'analyser finement les phénomènes de propagation dont l'échelle de temps est souvent inférieure à la journée. Nous avons donc extrait les données au pas de temps horaire dans la base de données de Le Moine *et al.* (2007).
4. Comme indiqué dans le paragraphe 1.2, nous étudions la propagation du débit sur l'ensemble d'un tronçon de rivière et pas seulement en son extrémité aval. Pour contrôler la qualité des modèles sur des points intérieurs au tronçon, nous avons cherché parmi les 192 couples, ceux



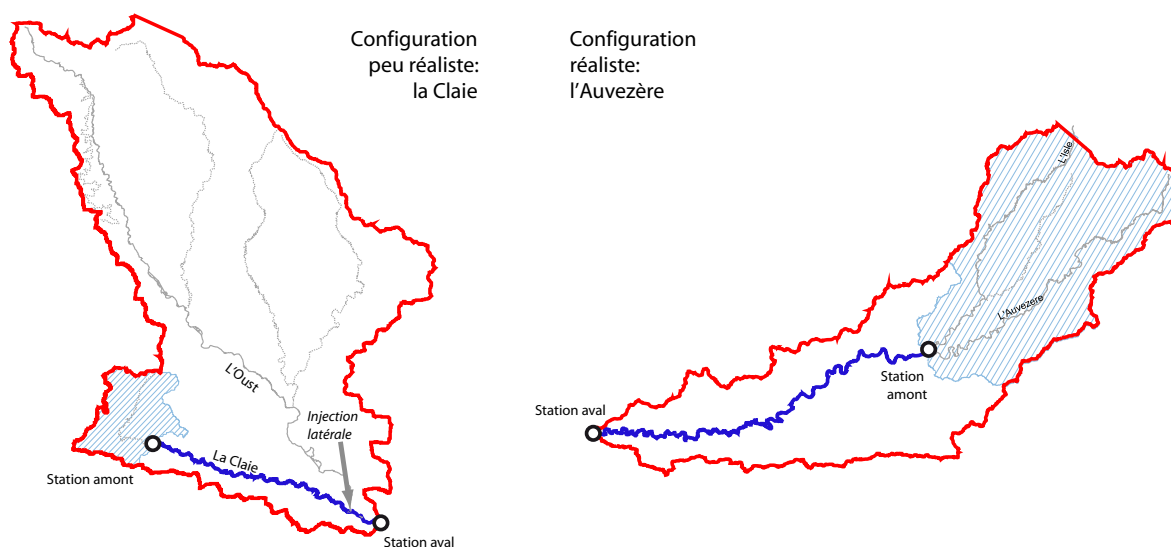
**Fig. 2.1** : Localisation des 49 tronçons de rivière français

Variable	Quantile 10%	Mediane	Moyenne	Quantile 90%
Longueur (km)	30	82	92	161
$S_{am}$ (km <sup>2</sup> )	31	224	340	729
$S_{av}$ (km <sup>2</sup> )	832	1955	2227	3907
Ratio $S_{am}/S_{av}$ (%)	2	14	17	40
Pente (‰)	0.7	1.6	2.1	4.2

**Tab. 2.1** : Caractéristiques des 49 tronçons de rivière français

disposant de stations hydrométriques entre les deux extrémités. Seuls 78 couples présentaient cette configuration.

5. Nous avons ensuite éliminé 29 couples pour lesquels la répartition des apports ne paraissait pas conforme à la logique d'une étude hydraulique. Pour illustrer cette sélection, la figure 2.2 montre deux cas parmi les 78 couples cités précédemment. Dans le premier cas, le tronçon de rivière principal (la Claie) reçoit un apport (l'Oust) d'une surface largement supérieure. Ce cas ne correspond pas à une configuration réaliste pour la construction d'un modèle hydraulique qui ne considérerait pas l'Oust comme apport latéral mais comme un tronçon à inclure dans le modèle. A l'inverse, le cas de l'Auvezère paraît plus satisfaisant. Afin de définir ces cas de manière plus objective, nous avons retenu uniquement les tronçons ne recevant pas d'affluent d'une surface supérieure à 2 fois celle de la rivière principale à la confluence.



**Fig. 2.2** : Exemples de configurations de tronçons de rivière

La base de données se compose donc de 49 tronçons dont la liste est donnée dans l'annexe B. La figure 2.1 situe ces tronçons sur le territoire français et le tableau 2.1 donne un aperçu statistique de leurs caractéristiques. Un tronçon supplémentaire situé aux Etats-Unis a été rajouté à cet échantillon comme décrit au paragraphe 2.2.6.

## 2.2.2 Données de pluie sur le bassin intermédiaire

Les données fournies par Météo-France ont permis de constituer des séries chronologiques continues de pluies horaires sur la période 1995-2005. Ces pluies ont été calculées pour chaque bassin ou sous-bassin en trois étapes.

1. Une pluie journalière est d'abord calculée à partir des archives SAFRAN (Durand *et al.*, 1993; Quintana-Seguí *et al.*, 2008) qui contiennent des données de cumul pluviométrique journalier sur une grille de maille 8 km x 8 km couvrant l'ensemble du territoire métropolitain. Un croisement entre les limites du bassin et la grille SAFRAN permet d'identifier une liste de mailles couvrant partiellement ou totalement le bassin. La pluie journalière est alors simplement calculée par la moyenne pondérée suivante :

$$PS(j) = \sum_{k=1..N} \alpha_k \Pi_k(j) \quad (2.1)$$

où  $PS(j)$  est la pluie moyenne du jour  $j$  sur le bassin (mm/j),  $\alpha_k$  est la part du bassin couverte par la maille  $k$ ,  $\Pi_k(j)$  est la pluie journalière SAFRAN sur la maille  $k$  (mm/j).

2. Une pluie horaire est calculée de la même manière à partir d'un ensemble de 580 postes automatiques par la méthode de Thiessen. Cette méthode attribue en chaque point de l'espace la pluie provenant du poste le plus proche; elle aboutit ainsi à la définition de polygones présentés sur la figure 2.3 qui permettent de calculer une pluie horaire par une formule similaire à l'équation 2.1.
3. Les cartes de l'annexe B montrent que les postes horaires n'offrent pas toujours une couverture suffisamment dense pour calculer des pluies de bassin si l'on se réfère par exemple aux densités de postes préconisées par Schaake *et al.* (2000). De plus, ces postes comportent des lacunes qui sont très pénalisantes pour une modélisation hydrologique. Il est donc intéressant de compléter cette information dans la mesure du possible. La méthode utilisée ici a été développée par Le Moine (2008) et permet de croiser les lames d'eau journalières SAFRAN et les lames horaires issues des postes pluviométriques. L'idée est de conserver le cumul journalier SAFRAN en introduisant une dynamique horaire provenant des postes. La pluie horaire est alors calculée par la formule suivante :

$$P^*(j, h) = PS(j) \frac{PP(j, h)}{\sum_{h=0}^{23} PP(j, h)} \quad (2.2)$$

où  $P^*(j, h)$  (mm/h) est la pluie horaire calculée pour le jour  $j$  à l'heure  $h$ ,  $PS(j)$  (mm/j) est la pluie SAFRAN du jour  $j$  calculée par la formule 2.1 et  $PP(j, h)$  (mm/h) est la pluie horaire provenant des postes pluviométriques. Si la somme  $\sum_{h=0}^{23} PP(j, h)$  est nulle alors on affecte à toutes les heures de la journée la valeur  $\frac{PS(j)}{24}$ .

La mise en forme des données SAFRAN a été réalisée par Le Moine (2008) dans le cadre de ses travaux de thèse. Nous avons ensuite appliqué sa méthode pour calculer les pluies horaires sur les bassins et sous-bassins de notre échantillon.

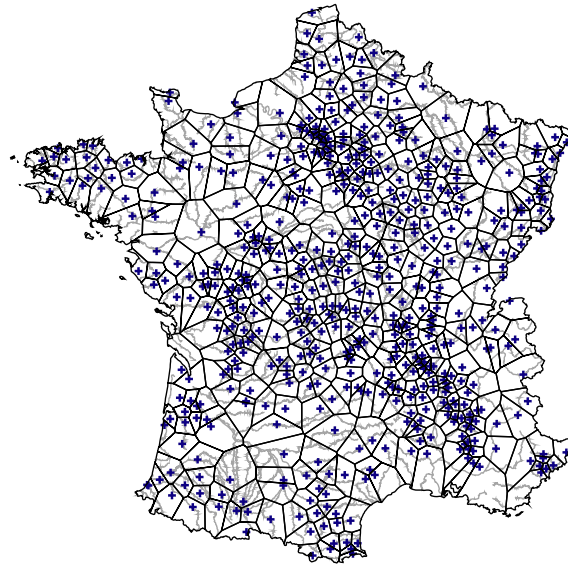


Fig. 2.3 : Postes pluviométriques horaires et polygones de Thiessen correspondants

### 2.2.3 Données d'évapotranspiration potentielle sur le bassin intermédiaire

L'évapotranspiration potentielle (ETP) horaire a été calculée en trois étapes à partir des données de températures issues des archives SAFRAN.

1. La température journalière SAFRAN a d'abord été convertie en ETP à l'aide de la formule de Oudin (2004) sur chacune des mailles de la grille :

$$ETP_k(j) = \begin{cases} \frac{R_e(\varphi, J)}{\lambda \rho} \frac{T_k(j)+5}{100} & \text{si } T_k(j) > -5 \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (2.3)$$

avec  $ETP_k(j)$ , l'ETP du jour  $j$  sur la maille  $k$  (mm/j),  $R_e$  le rayonnement extraterrestre ( $\text{MJ.m}^{-2}\text{j}^{-1}$ ),  $\varphi$  la latitude (rad),  $J$  le jour Julien,  $\lambda$  la chaleur latente de vaporisation de l'eau ( $\text{MJ.kg}^{-1}$ ),  $\rho$  sa masse volumique ( $\text{kg.m}^{-3}$ ), et  $T_k(j)$  la température moyenne de l'air du jour  $j$  sur la maille  $k$  ( $^{\circ}\text{C}$ ). L'expression de  $R_e$  en fonction de  $\varphi$  et  $J$  est donnée par Allen *et al.* (1998).

Oudin (2004) a montré que cette formule conduisait, en modélisation hydrologique, à des résultats équivalents voire meilleures que ceux obtenus avec des formules classiques telles que celle de Penman (1948).

2. L'ETP calculée précédemment est ensuite moyennée pour chaque jour julien afin d'obtenir une chronique inter-annuelle. Cette opération peut paraître surprenante puisque l'ETP perd ainsi son caractère daté : par exemple, chaque premier janvier de notre chronique se verra affectée la même ETP. Oudin *et al.* (2004) ont montré que le caractère daté de l'ETP était totalement filtré dans les modèles hydrologiques, cette information n'apporte donc aucune amélioration en modélisation hydrologique.



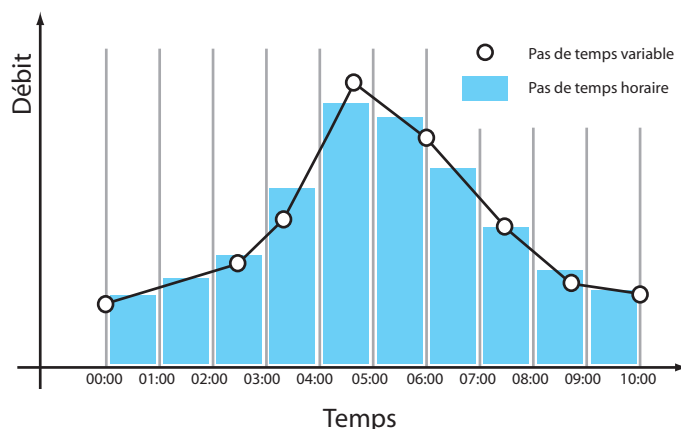
3. Une ETP journalière de bassin est enfin calculée en appliquant une équation similaire à l'équation 2.1 puis ventilée sur les 24 heures de la journée selon une parabole avec un maximum à 13h.

Les étapes 1 et 2 ont été réalisées par Le Moine (2008). Nous avons ensuite interpolé les valeurs sur les bassins.

## 2.2.4 Données hydrométriques

Les données de débit ont été extraites de la banque HYDRO du Ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement durable et de l'Aménagement du territoire<sup>1</sup>. Les chroniques horaires couvrant la période 1995-2005 ont été calculées à partir des données à pas de temps variable (procédure QTVAR de la banque HYDRO). Les données QTVAR se présentent sous la forme d'une suite de mesures (temps, Débit) qui ont été interpolées linéairement puis moyennées sur chaque heure de la chronique. Ce calcul illustré par la figure 2.4 a été réalisé par Le Moine (2008). Au total, 130 stations sur les 1040 de son échantillon ont été utilisées dans notre travail.

Ces stations peuvent occuper trois types de position : station amont, station aval ou station intérieure au tronçon. Le nombre de stations intérieures par tronçon varie de 1 à 4 avec une moyenne de 2.4. Au total, on en dispose de 72. Le détail de la composition des groupes de stations est donné dans l'annexe B.

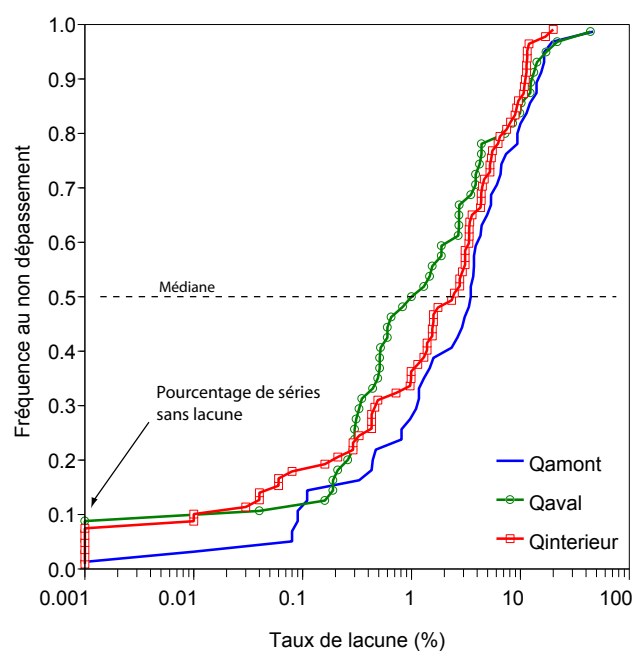


**Fig. 2.4 :** Calcul des chroniques horaires de débit à partir des données à pas de temps variable

Comme toute chronique de débit, les données que nous avons rassemblées présentent des plages de valeurs lacunaires. La figure 2.5 montre la distribution des taux de lacune sur les débits amont, aval et intérieurs. Ces taux apparaissent plus élevés sur les stations amont avec des fréquences au non-dépassement plus faibles. Cette différence peut s'expliquer par la difficulté d'accéder aux stations en têtes de bassin entraînant un suivi moins efficace qu'à l'aval (Renouf *et al.*, 2005).

Or le débit amont constituant une donnée d'entrée du modèle couplé, les lacunes en ce point sont

<sup>1</sup><http://www.hydro.eaufrance.fr/>

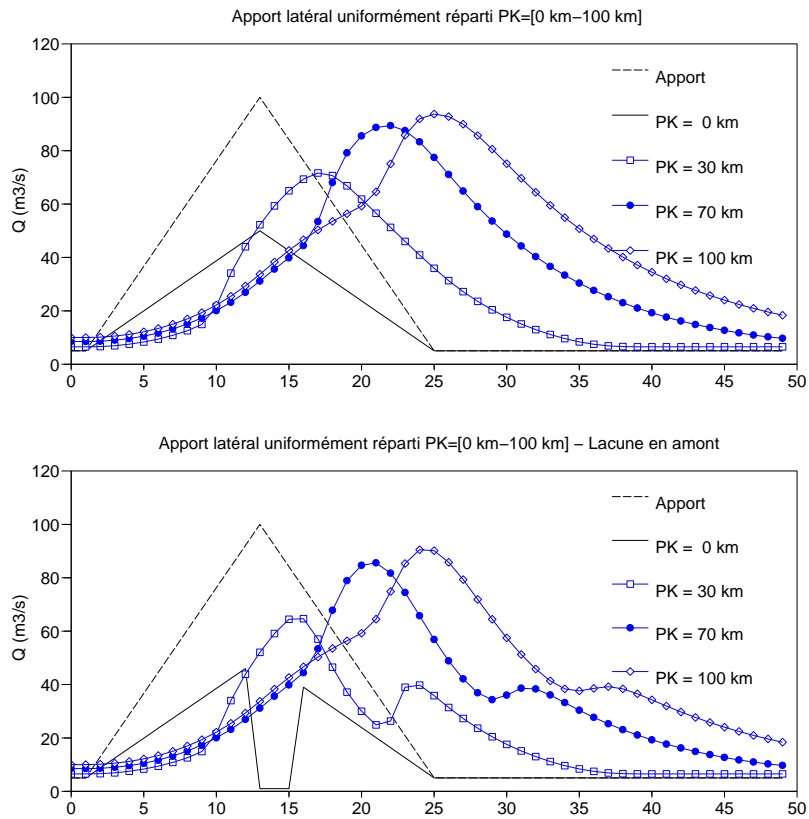


**Fig. 2.5** : Distribution des taux de lacune sur les débits amont, aval et intérieurs pour les 49 tronçons français

particulièrement gênantes. Pour faire fonctionner le modèle sur les pas de temps correspondants, la solution la plus simple serait de considérer ces lacunes comme des valeurs nulles. Elle n'est cependant pas satisfaisante car l'influence de ces lacunes va se propager sur le tronçon pendant tout le temps de transfert entre les extrémités amont et aval du tronçon. Ceci impacte les simulations du modèle et donc ses performances. Pour illustrer ce phénomène, nous reprenons l'exemple présenté au chapitre 1 avec un apport amont et un apport latéral uniformément réparti. La figure 2.6 compare les simulations obtenues le cas où la série amont est complète avec celle obtenue en introduisant une lacune pendant 3 heures.

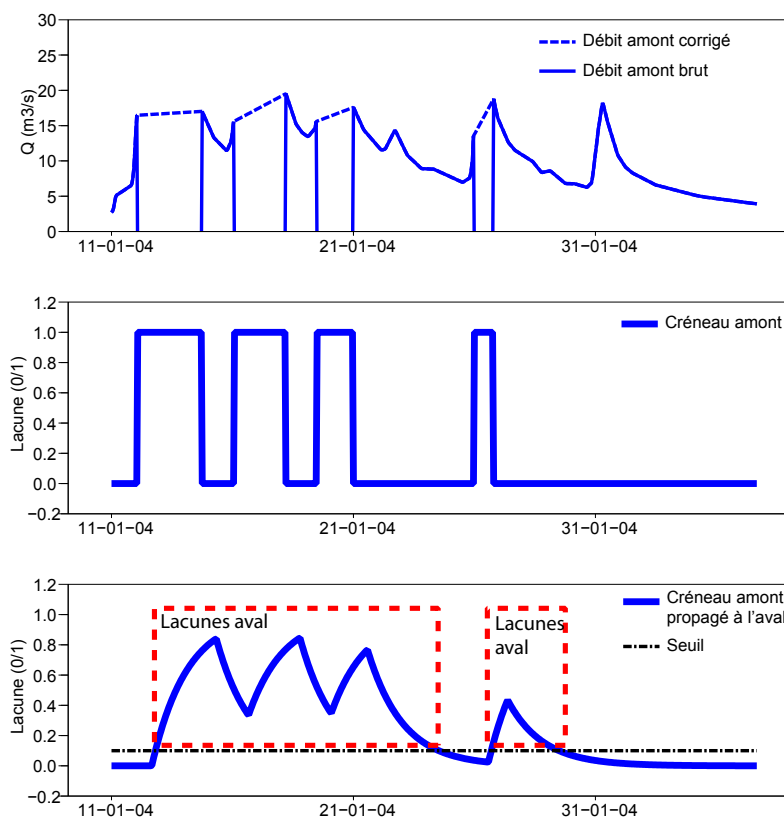
La figure 2.6 montre que l'influence des lacunes ne se limite pas à une simple translation sur le tronçon. Compte tenu de la diffusion, il n'est pas simple de déterminer a priori la plage des débits aval impactés par cette lacune. Ce problème a été traité en deux étapes.

- Les séries de débit amont ont d'abord été complétées en remplaçant les lacunes par une interpolation linéaire entre le début et la fin de la plage lacunaire. Ce traitement grossier permet d'éviter les variations brutales de débit comme on peut le voir sur la figure 2.7.
- Des modèles de propagation d'Hayami (1951) ont ensuite été calés entre le débit amont et aval d'une part, ainsi qu'entre le débit amont et chacune des stations intérieures d'autre part. Pour tenir compte de la différence de débit entre l'entrée et la sortie de ces modèles, un coefficient multiplicatif a été appliqué sur le débit amont. Nous n'insisterons pas sur les méthodes de calage ni sur la forme de ce modèle qui sont présentées au chapitre 4 et au chapitre 7 respectivement. Nous avons ensuite utilisé ce modèle pour propager une suite de créneaux prenant la valeur



**Fig. 2.6** : Simulations avec un apport latéral uniformément réparti sur un bief rectangulaire de 30 m de large, 100 km de long et une pente de 1‰. La figure montre les hydrogrammes des apports latéraux et amont ( $x=0$  km) ainsi que ceux calculés par le logiciel SIC aux abscisses 30, 70 et 100 km. Sur le deuxième graphique, une lacune (débit nul) de 3 heures est introduite sur l'apport amont entre les heures 12 et 15.

1 aux heures de lacune sur les débits amont, 0 sinon. La suite de creneaux propagée permet de déterminer l'emprise temporelle de ces lacunes au niveau des autres stations. Comme la propagation d'un créneau par un modèle diffusif induit un étalement infini, il fallait déterminer un seuil sur le créneau propagé pour éviter d'éliminer toutes les données de la chronique suivant une lacune. Nous avons retenu la valeur de 0.1. La figure 2.7 donne un exemple de ce calcul appliqué au tronçon Serein2 entre le Serein à Bierre-lès-Semur et le Serein à Beaumont.



**Fig. 2.7** : Propagation des taux de lacune sur le débit amont jusqu'à l'extrémité aval du tronçon. Exemple du Serein entre Bierre-lès-Semur et Beaumont (tronçon Serein2)

Cette procédure permet ainsi de déterminer des plages de données à exclure de l'analyse finale au niveau des stations intérieures et aval.

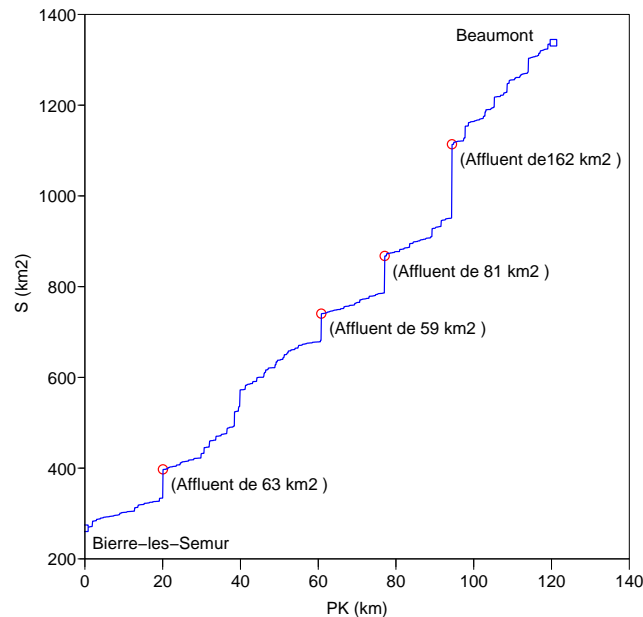
### 2.2.5 Données extraites d'un modèle numérique de terrain

Les traitements relatifs à la spatialisations ont été menés à l'aide d'un modèle numérique de terrain (MNT) de maille 75 m couvrant l'ensemble du territoire français. Pour calculer des grandeurs hydrologiques à partir d'un MNT, il est nécessaire de disposer du plan de drainage qui indique en chaque maille le sens d'écoulement vers les mailles voisines. Ce plan a été élaboré par Le Moine (2008) en appliquant les algorithmes de Garbrecht et Martz (1997) et Martz et Garbrecht (1998). Trois types de données ont ensuite été extraits de ce plan de drainage.

**Courbes de surface drainée** : cette courbe décrit l'évolution de la surface drainée en amont de

chaque point d'un tronçon de rivière. Un exemple de courbe est donné sur la figure 2.8 pour le tronçon du Serein entre Bierre-les-Semur et Beaumont (tronçon Serein2). Les sauts brutaux correspondent à une confluence, la surface de l'affluent s'ajoute alors à celle de la rivière en amont de la confluence.

Cette courbe permet de caractériser la répartition des apports tout au long du tronçon et sera utilisée au chapitre 5 pour aborder les questions liées à la spatialisation du modèle pluie-débit.



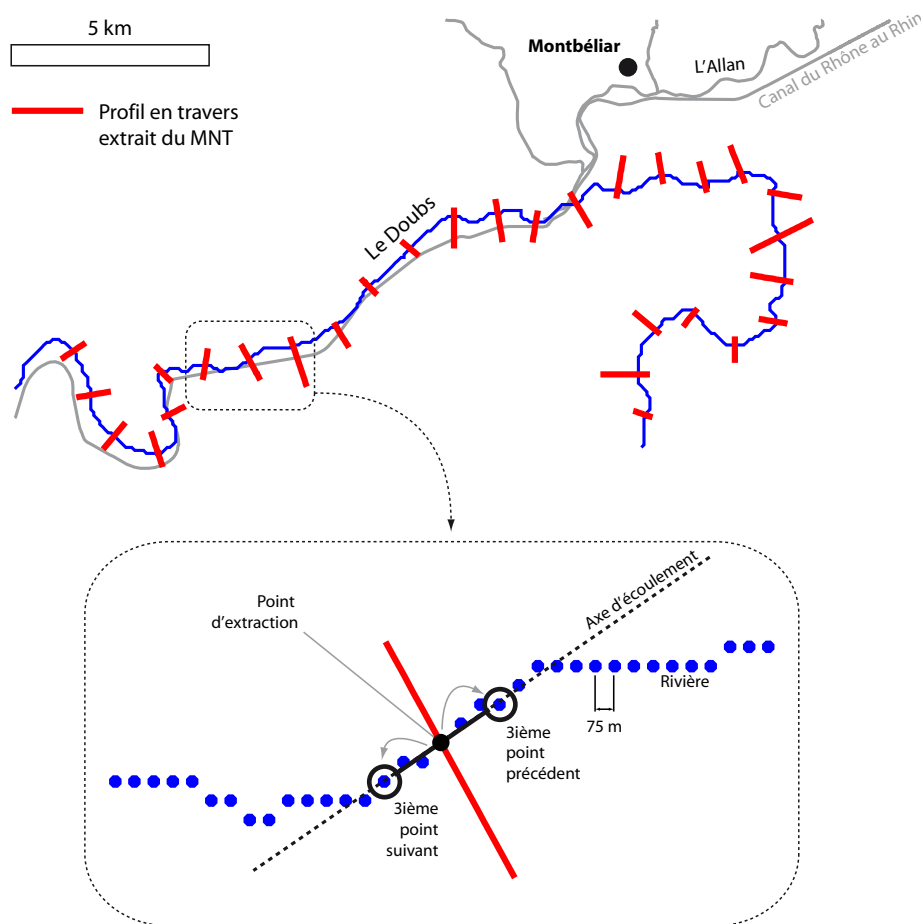
**Fig. 2.8** : Exemple de courbe des surfaces drainées sur le Serein entre les stations hydrométriques de Bierre-les-Semur et de Beaumont (tronçon Serein2)

**Contours des bassins et sous-bassins versants** : les contours permettent de déterminer l'emprise des bassins sur la grille SAFRAN et sur les polygones de Thiessen décrits au paragraphe 2.2.2 pour calculer les pluies de bassin. A titre d'exemple, les contours de bassins présentés dans l'annexe B ont été tracés à partir du MNT.

**Profils en travers** : les profils sont des coupes de la vallée perpendiculairement à l'axe d'écoulement. L'obtention de ces profils demandant une procédure plus élaborée que les données précédentes, nous avons détaillé la méthode ci-après.

La localisation des profils en travers constitue une étape préliminaire à toute modélisation hydraulique. Toujours délicate, elle est encadrée par des contraintes financières strictes (un profil peut coûter jusqu'à plusieurs centaines d'euros) avec un fort enjeu pour la suite de l'étude. Avant de décrire plus précisément la méthode d'extraction des profils en travers, il est important de préciser le but recherché : nous n'avons **pas pour objectif de bâtir un modèle hydraulique réaliste** sur les 49 tronçons français avec de telles données topographiques. Il nous manquerait pour cela une analyse fine du fonctionnement hydraulique, des données bathymétriques (le MNT ne contient que des

données de surface), des données altimétriques précises (la précision du MNT dépasse le mètre) et une description des singularités hydrauliques (seuils, ponts). Comme indiqué dans le chapitre 3, ce modèle nous fournit uniquement un exemple de simulation hydraulique avec une géométrie variée et une résolution complète des équations de Saint-Venant.

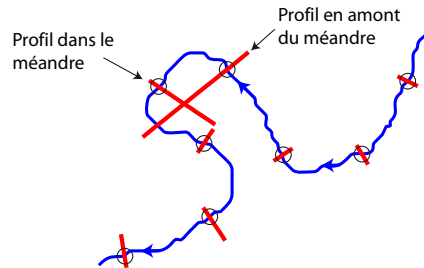


**Fig. 2.9** : Localisation des profils en travers extraits du MNT sur le Doubs à l'aval de Montbéliar (tronçon Doubs1) et calcul des axes d'écoulement

Compte tenu de cette remarque, nous avons construit un algorithme d'extraction des sections en travers qui nous a permis de générer un ensemble de profils pour chacun des 49 tronçons français. Cet algorithme suit les quatre étapes suivantes.

1. La grille des sens d'écoulement permet d'abord de dessiner le tronçon de rivière qui prend la forme d'une suite de points comme le montre l'exemple de la figure 2.9.
2. Les profils sont ensuite extraits en parcourant le tronçon et en positionnant un point d'extraction tous les 16 points soit un espacement d'environ 1500 m. Un point d'extraction constitue le centre d'un profil en travers.
3. En chaque point d'extraction, on obtient l'axe du profil en suivant une perpendiculaire à l'axe d'écoulement local. Cet axe d'écoulement est défini par la droite joignant le troisième point

précédant le point d'extraction au troisième point suivant sur le tronçon comme décrit sur la figure 2.9. Le choix de ce mode de calcul ainsi que celui du pas d'espace de 1500 m a permis d'approcher une description de la plaine d'inondation tout en évitant le croisement des profils dans les méandres. Ce problème survient lorsque le pas d'espace est trop petit et entraîne un recouvrement des profils comme présenté sur la figure 2.10.



**Fig. 2.10** : Exemple de croisement de profil dans un méandre lors de l'extraction depuis le MNT

4. Une bathymétrie rectangulaire est ensuite insérée au centre du profil pour représenter le lit mineur. Les caractéristiques des sections sont d'abord évaluées aux extrémités amont et aval du tronçon puis interpolées linéairement par rapport à l'abscisse tout au long du tronçon.

La largeur de la section a été déterminée visuellement à l'aide des photographies aériennes et des cartes au 1/25000 consultées sur le site internet de l'IGN<sup>2</sup>. Les valeurs obtenues sont indiquées dans l'annexe B.

La profondeur a été calculée en appliquant la formule de Manning-Strickler :

$$\sqrt{S_0} = \frac{Q_{pb}}{K A R^{2/3}} \quad (2.4)$$

avec  $S_0$  la pente du tronçon issue du MNT,  $Q_{pb}$  le débit de plein bord ( $m^3/s$ ),  $A$  la surface mouillée ( $m^2$ ) et  $R$  le rayon hydraulique ( $m$ ).  $K$  représente le coefficient de Strickler ( $m^{1/3}/s$ ). Chow (1959, page 112) propose des valeurs pour ce coefficient variant entre 7 et 40 pour un cours d'eau naturel, nous avons retenu la valeur de 30.

Avec  $W$  la largeur de la section, la surface mouillée vaut  $A = W h$  pour une section rectangulaire. En considérant que la hauteur  $h$  est petite devant la largeur  $W$  (hypothèse de la section rectangulaire large),  $R \approx h$ . L'équation 2.4 devient :

$$h = \left( \frac{Q_{pb}}{K W \sqrt{S_0}} \right)^{3/5} \quad (2.5)$$

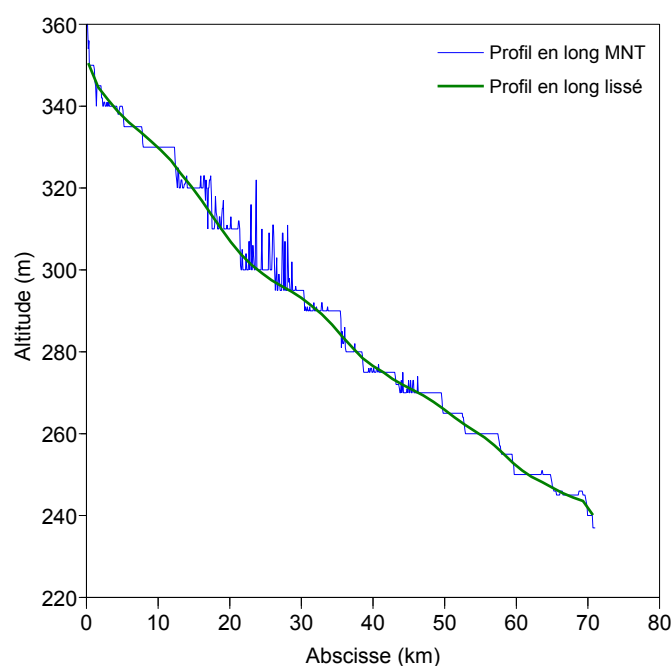
Le débit de plein bord  $Q_{pb}$  reste la seule inconnue pour déterminer la hauteur  $h$ . A l'aide d'un échantillon de 17 tronçons, Navratil (2005, page 186) a tenté de relier le débit de plein bord à la fréquence de non dépassement du débit<sup>3</sup>. Il obtient une fréquence moyenne de 97% avec des

<sup>2</sup><http://www.geoportail.fr/>

<sup>3</sup>Navratil (2005) exprime ses résultats en nombre de jours de dépassement par an. Nous les avons converti en fréquence au non dépassement par la formule suivante  $F = 1 - NJ_{Navratil}/365$  avec  $F$  la fréquence et  $NJ_{Navratil}$  la valeur données par Navratil (2005)

résultats très variables d'un tronçon à l'autre. Dans notre échantillon, cette valeur donnait des profondeurs trop fortes par rapport aux visites de terrain que nous avons pu effectuer. Nous avons donc retenu une fréquence plus faible de 90%. Le débit  $Q_{pb}$  utilisé dans l'équation 2.5 correspond donc au quantile 90% du débit horaire. Les hauteurs obtenues sont indiquées dans l'annexe B.

5. Enfin, les altitudes ont été corrigées pour lisser le profil en long. le MNT présente en effet des profils en long en forme de marches d'escalier. Ces chutes brutales induisent des passages en écoulement torrentiel qui génèrent des instabilités numériques dans le calcul hydraulique. Pour éviter d'introduire des ouvrages dans le modèle hydraulique permettant un traitement correct de ces chutes, les profils en long ont été lissés à l'aide d'une moyenne mobile sur 10 profils consécutifs. Le lissage permet également de corriger les artefacts de numérisation présents dans le MNT comme le montre la figure 2.11.

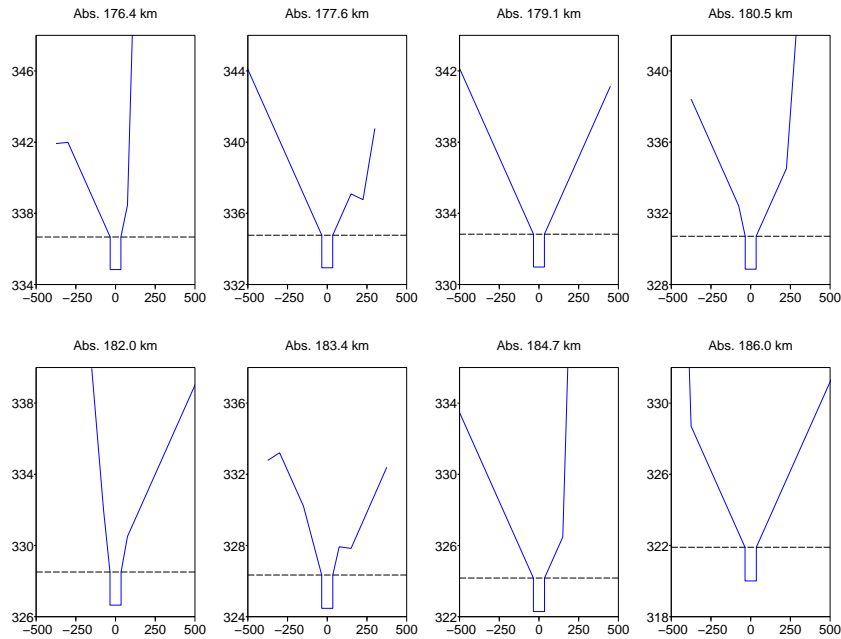


**Fig. 2.11** : Lissage du profil en long extrait du MNT, exemple du tronçon Loue2 entre la Loue à Vuillafans et la Loue à Champagne-sur-Loue

La figure 2.12 montre quelques profils extraits avec cette méthode sur le tronçon Doubs1. On comprendra que ces profils donnent seulement un aperçu très simplifié de la topographie locale.

La figure 2.13 donne un aperçu des caractéristiques hydrauliques des profils générés en fonction du débit de plein bord et de la surface du bassin versant au point considéré. Cette figure révèle toute la diversité de l'échantillon avec des cours d'eau aux dimensions modestes (quelques mètres de large, débit  $Q_{90}$  inférieur à  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ ) jusqu'aux rivières plus importantes (plusieurs centaines de mètres de large, débit  $Q_{90}$  dépassant les  $490 \text{ m}^3/\text{s}$ ).





**Fig. 2.12** : Exemples de profils en travers extraits du MNT sur le Doubs (tronçon Doubs1) à l'aval de Montbéliard entre les abscisses 177.6 km et 198.4 km.

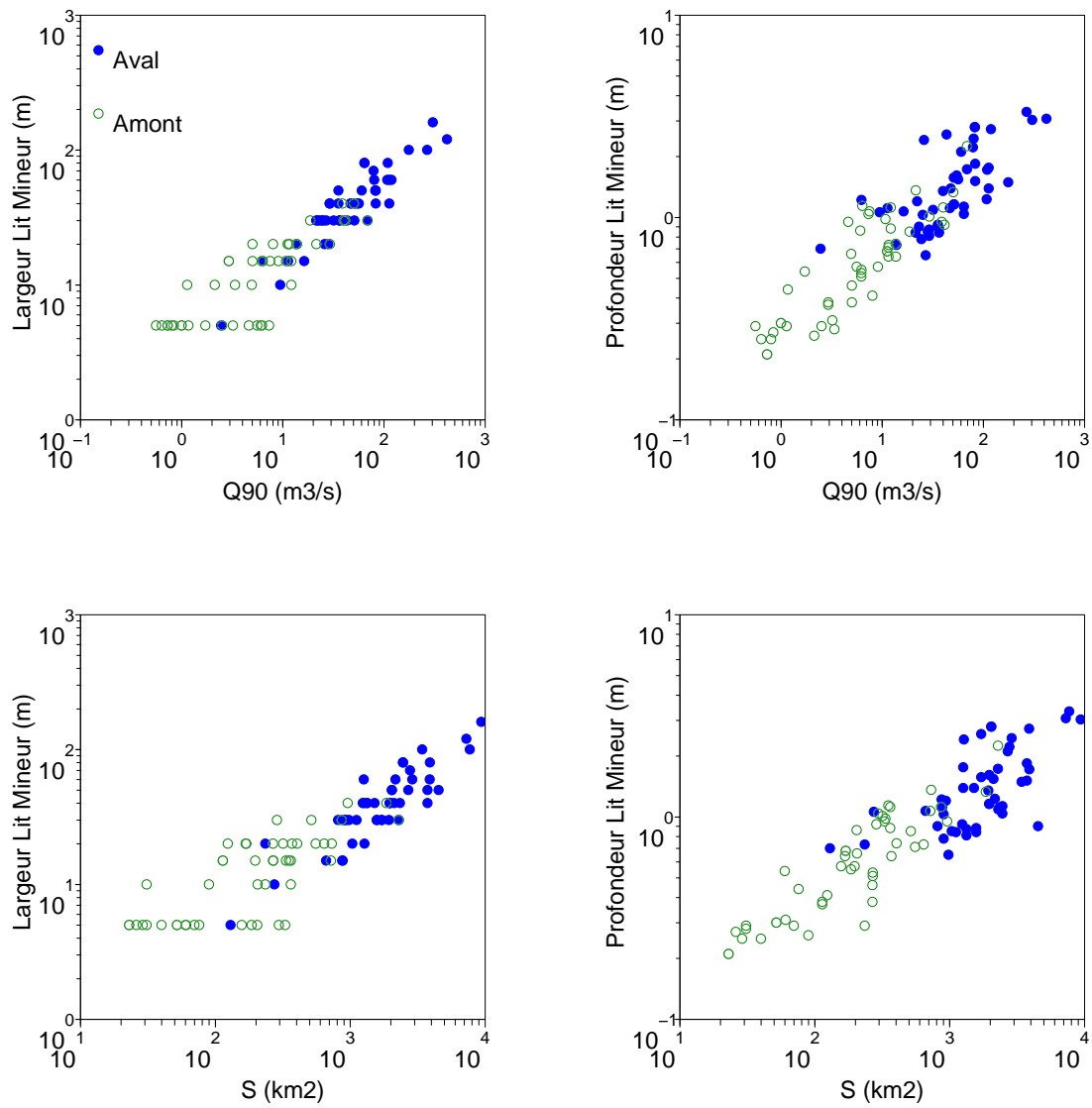
### 2.2.6 Le bassin de l'Illinois aux Etats-Unis

Le bassin de l'Illinois dans l'Oklahoma aux Etats-Unis a pu être ajouté à la base de données dans le cadre de notre participation au projet "Distributed Model Intercomparison Project, phase 2" (DMIP2 Smith *et al.*, 2009). Ce projet porté par le National Weather Service (NWS), organisme chargé des prévisions hydro-météorologiques aux Etats-Unis, a pour but de comparer des modèles hydrologiques distribués sur cinq bassins versants de l'Oklahoma. Il fait suite au projet DMIP1 (Smith *et al.*, 2004) organisé en 2004 par le même organisme. L'originalité des deux projets DMIP repose sur la diversité des modèles hydrologiques comparés avec la participation d'organismes de plusieurs pays, la richesse des données mises à disposition et enfin le protocole de comparaison appliquant strictement le principe du calage-contrôle présenté au chapitre 4.

Le NWS a fourni<sup>4</sup> aux participants une base de données comprenant les archives des lames d'eau radar NEXRAD au pas de temps horaire sur la période 1995-2006, les débits horaires sur 17 stations hydrométriques pour la même période ainsi que des données d'ETP, d'occupation des sols et un MNT de la zone à maille 30 m. Cet ensemble d'une richesse peu commune nous a permis de construire une configuration de bassin intermédiaire conforme à celle de notre échantillon.

Le tronçon sélectionné s'étend sur 95 km entre l'Illinois à Savoy (434 km<sup>2</sup>) et Tahlequah (2459 km<sup>2</sup>). Le tronçon est présenté sur la figure 2.14. Des informations complémentaires sont fournies dans l'annexe H.

<sup>4</sup>Les données sont en libre accès via le site <http://www.weather.gov/oh/hrl/dmip/2/>



**Fig. 2.13 :** Largeur et profondeur des sections rectangulaires en fonction du quantile 90% du débit et de la surface du bassin versant

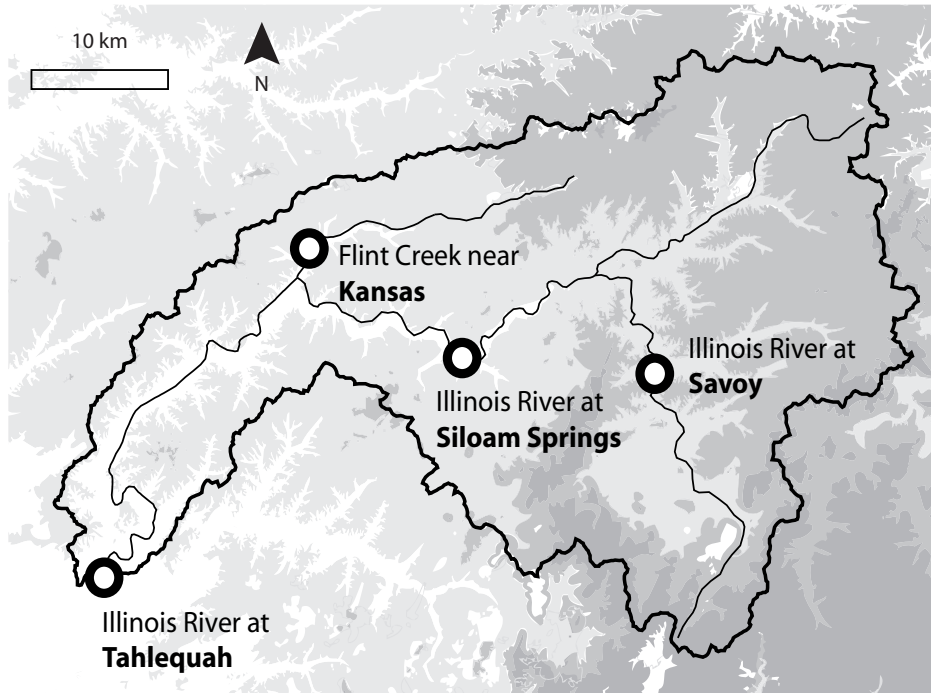


Fig. 2.14 : Le bassin de l'Illinois entre la station de Savoy (434 km<sup>2</sup>) et de Tahlequah (2459 km<sup>2</sup>)

## 2.3 Conclusion sur l'échantillon de bassins versants

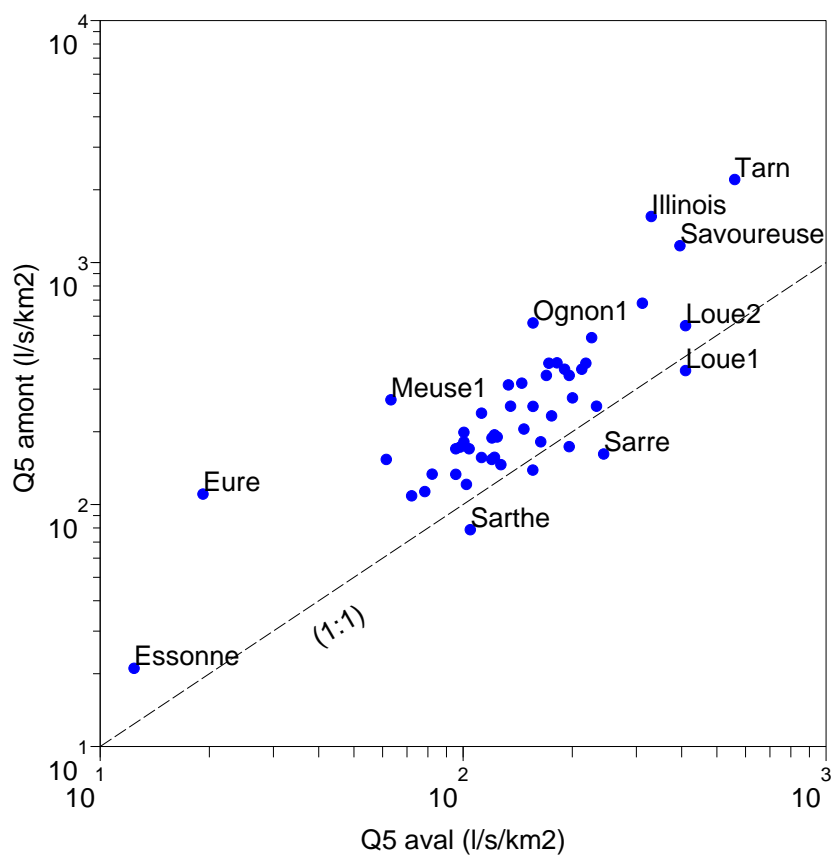
Dans ce chapitre, nous avons présenté les données rassemblées sur 50 bassins intermédiaires qui portent sur :

- des chroniques de débit au pas de temps horaires couvrant la période 1995-2005 sur les extrémités amont, aval ainsi que sur des points intérieurs aux tronçons ;
- des chroniques de pluie et d'ETP horaires sur la même période. Le croisement entre deux sources de données (grilles SAFRAN et postes pluviométriques) permet d'envisager une désagrégation de ces chroniques comme présenté au chapitre 5 ;
- des données altimétriques issues d'un MNT permettant de décrire la morphologie des bassins ainsi que des caractéristiques hydrauliques exploitées dans le chapitre 3.

Cette base de données sera exploitée dans les chapitres 5, 6 et 7 pour comparer différentes stratégies de modélisation couplée hydrologique/hydraulique.

Pour conclure sur cet échantillon, la figure 2.15 montre une comparaison entre les débits maximaux annuels de période de retour 5 ans sur l'amont et l'aval de chacun des 50 tronçons de rivière. Ces valeurs ont été calculées à partir des chroniques horaires en ajustant une loi de Gumbel par la méthode des moments puis converties en débits spécifique pour faciliter la comparaison d'un bassin à l'autre.

L'échantillon montre une large palette de comportements hydrologiques avec des débits quinquennaux allant de 11 l/s/km<sup>2</sup> pour l'aval de Essonne jusqu'à 2200 l/s/km<sup>2</sup> pour l'amont du Tarn. Comme attendu, les bassins sont plus productifs à l'amont qu'à l'aval avec des débits spécifiques



**Fig. 2.15 :** Comparaison du débit maximal annuel de période de retour 5 ans sur l'amont et l'aval des 50 tronçons

supérieurs. On note cependant des exceptions comme la Sarre ou la Sarthe.

Enfin, certains bassins sont homogènes avec des débits spécifiques similaires sur l'amont et l'aval. D'autres présentent une hétérogénéité marquée comme l'Eure, la Meuse, l'Ognon, l'Illinois ou le Tarn. Cette hétérogénéité semble sans rapport avec le caractère ou non productif du bassin.

Le chapitre suivant présente les modèles hydrologique et hydraulique simplifié qui seront appliqués sur les 50 bassins. L'application d'un même schéma de modélisation sur un tel bestiaire pourrait surprendre malgré les arguments donnés au paragraphe 2.1.

Nous persistons dans notre analyse, convaincu qu'une explosion du nombre de modèles hydrologiques ne pourrait que nuire à la crédibilité de cette discipline. Réduire ce nombre implique d'étendre la gamme d'utilisation de chaque modèle et donc de le confronter à un plus grand échantillon de bassins.

## **Chapitre 3**

# **Choix des modèles hydrologique et hydraulique**



Ce chapitre présente les deux modèles utilisés comme composantes hydrologiques et hydrauliques dans la suite de nos travaux.

---

## 3.1 Choix du modèle hydrologique

### 3.1.1 Un modèle semi-distribué pour générer les apports latéraux

La définition d'un modèle hydrologique proposée au paragraphe 1.1.2 introduit la distinction entre trois types de modèles en référence à leur représentation spatiale : modèle global, semi-distribué et distribué.

L'objectif de cette thèse est de proposer des solutions efficaces de couplage entre un modèle hydrologique et un modèle hydraulique, le premier générant des apports latéraux pour le second. Cette problématique est par nature distribuée : le modèle hydrologique doit produire des débits d'apport tout au long du tronçon de rivière concerné. Il pourrait donc paraître logique de privilégier un modèle hydrologique distribué. Ces modèles n'ont cependant pas montré une nette supériorité sur les approches globales concernant la reconstitution des débits (Refsgaard et Knudsen, 1996; Smith *et al.*, 2004). Ceci malgré une complexité supérieure en termes de collecte et traitement de données, de construction et de calage du modèle. Par ailleurs, ces difficultés de mise en œuvre les rendent peu compatibles avec les contraintes d'une étude hydraulique. Nous avons donc opté pour des modèles hydrologiques plus simples.

A l'opposé des modèles distribués, les modèles globaux offrent une solution séduisante qui s'avère cependant difficilement conciliable avec une configuration de bassin intermédiaire. Dans ce système, la présence d'un débit mesuré à l'amont entraîne l'exclusion d'une partie du bassin (le bassin amont). Le système n'est donc pas un bassin fermé topographiquement à l'amont comme l'illustre la figure 3.1. Le modèle global, lui, est conçu pour un système fermé à l'amont. De plus, un modèle global permet de calculer des débits en un seul point d'un bassin versant, son exutoire. Or nous souhaitons disposer de débits d'apports sur l'ensemble du tronçon. Il nous faut donc abandonner les modèles globaux et opter pour la troisième solution évoquée plus haut : un modèle semi-distribué.

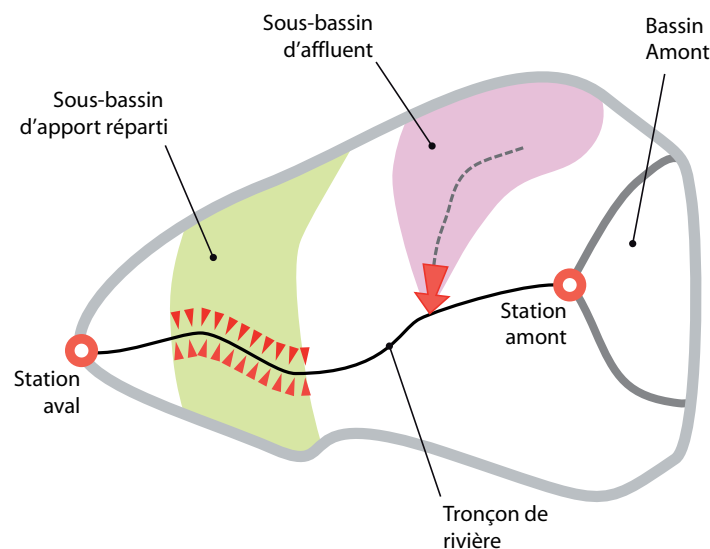
Les modèles globaux et distribués sont définis de manière relativement homogène dans la littérature. Il n'en va pas de même pour les modèles semi-distribués. Le plus souvent, le terme évoque un certain degré de raffinement dans la structure spatiale du modèle : la majorité des auteurs parlent de modèles semi-distribués lorsqu'ils scindent un bassin versant en sous-bassins à partir des limites topographiques (Loumagne *et al.*, 1999; Boyle *et al.*, 2001; Ajami *et al.*, 2004) ou en croisant plusieurs sources d'information telles que la géologie ou l'occupation des sols (Schumann, 1993; Lindström *et al.*, 1997). Notons que la plupart des publications détaillent surtout les résultats de ces modèles et peu les méthodes permettant de discrétiser le bassin. Nous reviendrons sur ce point dans le chapitre 5. Dans la suite de nos travaux, nous exploiterons un modèle semi-distribué construit dans un souci de parcimonie en suivant la démarche adoptée au Cemagref d'Antony (Michel *et al.*, 2006). Concernant



la spatialisation des modèles, Michel *et al.* (2006) suggèrent l'approche suivante : "avant de scinder un bassin en éléments plus petits, il est souhaitable de l'analyser dans son ensemble pour avoir une idée générale de son fonctionnement". Notre objectif sera donc d'obtenir des sous-bassins aussi grands que possible, et d'affiner ce découpage uniquement si les performances le justifient.

### 3.1.2 Construction d'un modèle semi-distribué à partir d'un modèle global

Le modèle semi-distribué utilisé dans cette thèse a été construit comme un assemblage de modèles globaux appliqués à chacun des sous-bassins. Cette démarche a notamment été retenue par Lindström *et al.* (1997) ainsi que par Smith *et al.* (1996) qui ont proposé une version semi-distribuée des modèles globaux HBV et SAC-SMA respectivement.



**Fig. 3.1** : Typologie des sous-bassins dans un modèle hydrologique semi-distribué

Développer un modèle semi-distribué pour calculer les apports latéraux sur un tronçon de rivière impose de définir deux types de sous-bassins comme indiqué sur la figure 3.1.

1. Les sous-bassins d'affluents : ils correspondent à des sous-bassins topographiquement fermés, connectés au tronçon de manière ponctuelle au niveau de leur exutoire. Pour ces sous-bassins, le modèle global semble bien adapté.
2. Les sous-bassins d'apport réparti : ils proviennent du reliquat obtenu après élimination des sous-bassins d'affluents. Non fermés topographiquement à l'amont, ils sont connectés au tronçon de manière linéaire. Un modèle pluie-débit classique peut-il être appliqué sur ce type de bassin ? Nous retiendrons cette hypothèse dans un premier temps (chapitres 5 et 6). Elle sera ensuite discutée dans le chapitre 7.

### 3.1.3 Le modèle pluie-débit global et continu GR4H

Perrin (2000) et Mathevet (2005) ont comparé un grand nombre de modèles globaux pour identifier

les structures les plus efficaces sur de grands échantillons de bassins. Le modèle GR4H constitue l'aboutissement de ce travail pour la modélisation au pas de temps horaire. Nous avons donc retenu cette structure pour construire notre modèle hydrologique semi-distribué.

GR4H est un modèle global réalisant un suivi continu de ses variables internes. La figure 3.2 présente son schéma de fonctionnement qui suit les étapes suivantes (cf. annexe E et Mathevet (2005) pour une description plus détaillée de l'algorithme).

- Le réservoir de production retient une partie de la pluie de bassin en fonction de son niveau de remplissage initial.
- La pluie restante ou pluie efficace est ensuite répartie sur les pas de temps suivants à l'aide d'un hydrogramme unitaire.
- Cette pluie vient progressivement alimenter un réservoir de routage non-linéaire sur lequel est prélevé ou ajouté un terme d'échange avec l'extérieur du bassin dépendant du remplissage de ce réservoir.
- le débit finalement calculé est la sortie du réservoir de routage complétée par un écoulement direct.

4 paramètres optimisables permettent d'ajuster la réponse du modèle :

- $S$ , la capacité du réservoir de production (mm),
- $IGF$ , le paramètre contrôlant les échanges (mm),
- $R$ , la capacité du réservoir de routage (mm),
- $TB$ , le temps de base de l'hydrogramme unitaire (heures).

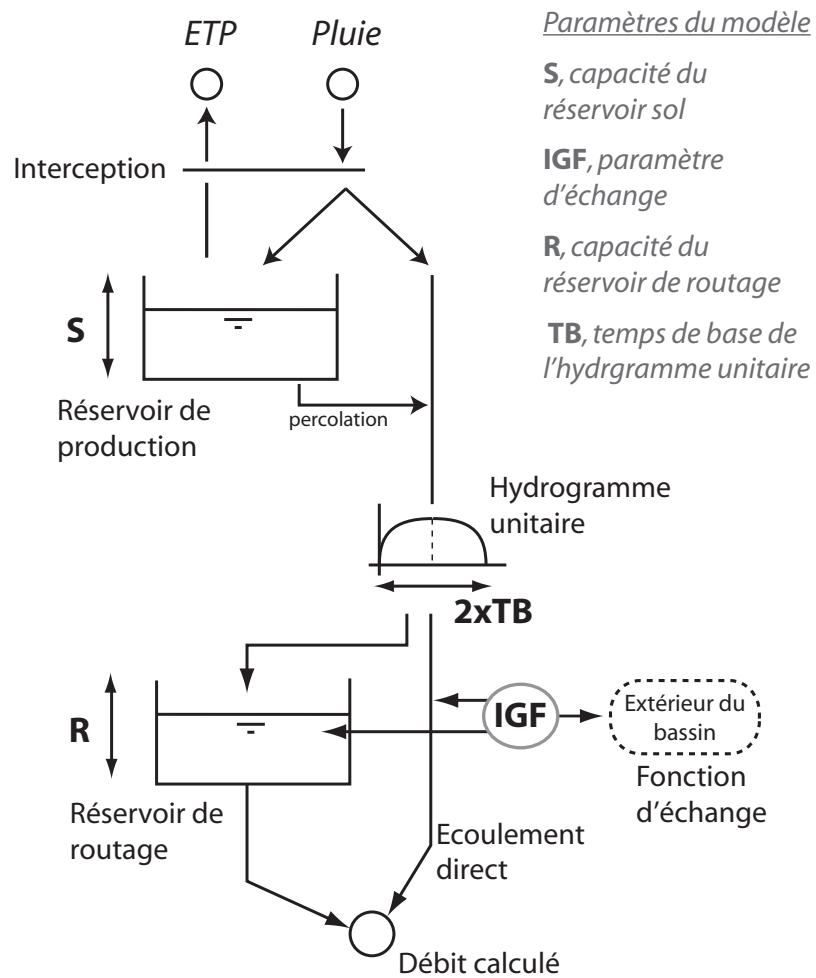
Le Moine (2008) a proposé certaines améliorations de ce modèle pour mieux représenter les dynamiques lentes liées aux contributions de nappe. D'après Le Moine (2008), cette version apporte surtout des gains de performance sur les faibles débits qui ne sont pas la priorité de cette thèse. Nous avons donc conservé la version de Mathevet (2005) à 4 paramètres.

### 3.1.4 Comparaison succincte entre GR4H et MORDOR6

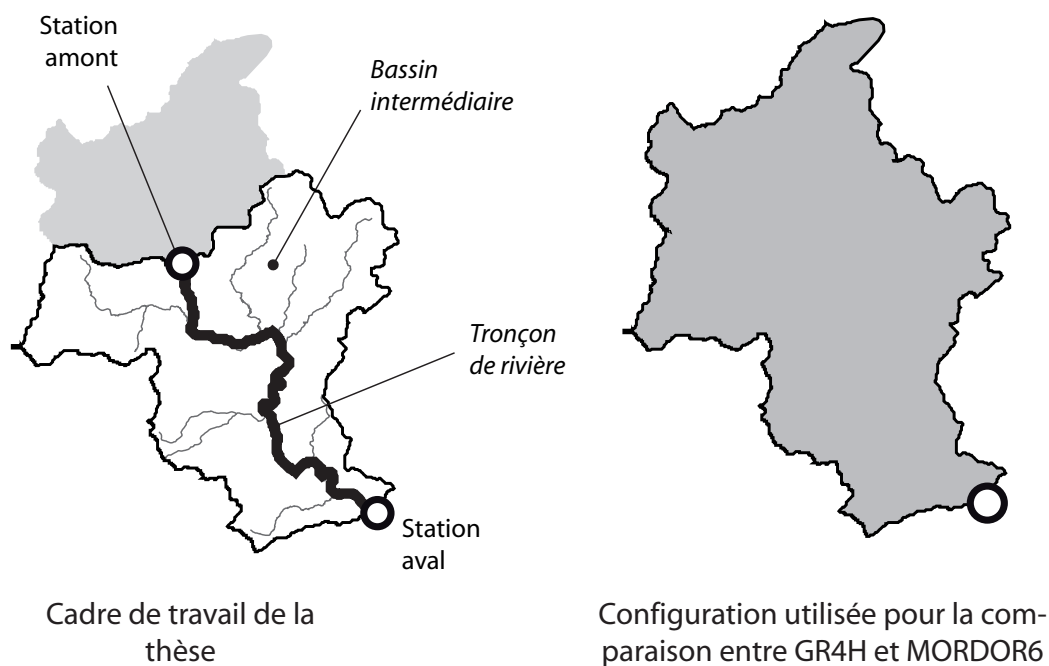
Comme indiqué précédemment, la littérature mentionne un grand nombre de modèles hydrologiques. Le choix de GR4H présenté au paragraphe précédent peut donc paraître arbitraire. Ce paragraphe a pour but de comparer succinctement ses performances avec celles d'un modèle utilisé quotidiennement dans un contexte opérationnel par la société EDF.

EDF utilise le modèle pluie-débit global MORDOR (Paquet, 2004) pour réaliser des prévisions d'apport sur les retenues dont elle assure la gestion. Mathevet (2005) a proposé une version de MORDOR à 6 paramètres (MORDOR6) qui présentait un niveau de performance équivalent à la version initiale à 10 paramètres. Le Moine (2008) a montré que MORDOR6 obtenait des performances proches de celles de GR4H. Nous ne reprendrons pas ici l'ensemble des tests réalisés par ces auteurs mais simplement les résultats obtenus en calant ces deux modèles sur les débits observés à la station aval de nos 50 tronçons.

Comme indiqué sur la figure 3.3, les deux modèles sont appliqués ici en mode global sans intervention



**Fig. 3.2** : Schéma de fonctionnement du modèle GR4H (description détaillée du modèle dans l'annexe E)



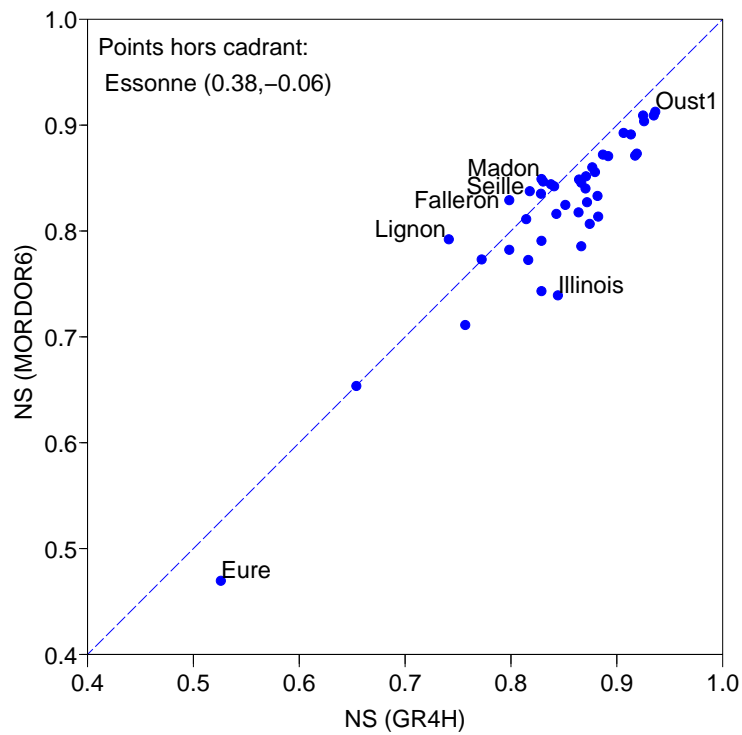
**Fig. 3.3** : Cadre de travail de la thèse et configuration de modélisation appliquée dans le paragraphe 3.1.4 pour comparer les modèles pluie-débit GR4H et MORDOR6

d'un modèle hydraulique. La pluie et l'ETP alimentant les modèles sont calculées sur l'ensemble du bassin versant de la station aval.

La procédure de calage ainsi que le choix des critères d'analyse sont présentés au chapitre 4. La figure 3.4 montre les performances des deux modèles GR4H et MORDOR6 évaluées à l'aide du critère de Nash-Sutcliffe (cf. équation 4.1, page 96). Les critères sont calculés en contrôle, c'est à dire sur une période indépendante de la période de calage, cette procédure d'évaluation est décrite dans le paragraphe 4.2.

La figure 3.4 montre que la majorité des bassins sont mieux simulés par GR4H avec des points situés sous la première bissectrice et donc des critères de Nash-Sutcliffe plus élevés pour GR4H. Seuls 4 bassins (Falleron, Lignon, Madon et Seille) donnent un avantage à MORDOR6. Cette figure révèle également les difficultés de modélisation sur les bassins fortement influencés par les nappes (Eure et Essonne) qui ont été amplement étudiés par Le Moine (2008).

En conclusion, le choix de GR4H pour construire le modèle semi-distribué paraît fondé au regard des performances obtenues par un autre modèle utilisé intensivement en conditions opérationnelles. Conserver un modèle pluie-débit avec les performances les plus élevées possibles permet d'éviter de reporter ses erreurs sur les autres éléments de la modélisation. Notons cependant que les méthodologies développées dans le cadre de cette thèse se veulent suffisamment générales pour être appliquées à d'autres modèles que GR4H.



**Fig. 3.4** : Comparaison des performances obtenues en contrôle par les modèles pluie-débit GR4H et MOR-DOR6 appliqués à l'exutoire des 50 bassins versants de l'échantillon. Les modèles fonctionnent en mode pluie-débit global sans intervention d'un modèle de propagation. Les performances sont exprimées à l'aide du critère de Nash-Sutcliffe en contrôle.

## 3.2 Choix du modèle hydraulique

### 3.2.1 Une modélisation hydraulique monodimensionnelle

Un modèle hydraulique a été défini dans le chapitre 1 en s'appuyant sur une représentation monodimensionnelle (1D) des écoulements. Cette hypothèse est forte car il existe d'autres alternatives pour modéliser les écoulements fluviaux en utilisant, par exemple, des modèles à casiers ou des représentations bi voire tridimensionnelles. Les modèles à casiers associent une représentation filaire monodimensionnelle du lit mineur et un ensemble de zones de stockage latéral représentant le lit majeur. Cette approche constitue la norme pour les études en hydraulique fluviale. Les modèles bidimensionnels (2D) sont également couramment utilisés dans les bureaux d'étude (Sauvaget *et al.*, 1999). Leur principal intérêt est de donner accès aux composantes latérales des vitesses d'écoulements et donc de permettre une analyse plus fine des phénomènes de débordements.

Dans la suite, nous avons retenu une approche purement monodimensionnelle en constatant qu'il n'était pas réaliste de développer des modèles à casier ou 2D sur les 50 tronçons de notre échantillon. Nous verrons dans le paragraphe suivant qu'un modèle 1D était déjà trop lourd pour être utilisé dans notre modèle couplé.

### 3.2.2 Quel modèle hydraulique ?

Par rapport aux approches simplifiées, un modèle hydraulique complet est gourmand en données topographiques, long à construire (plusieurs semaines) et parfois difficile à faire fonctionner du fait des instabilités numériques. Pour autant, il paraîtrait étrange d'écarter d'emblée les modèles hydrauliques complets dans une thèse censée aborder le couplage hydrologie/hydraulique. De plus, comme indiqué dans le paragraphe 1.3.3, il n'est pas garanti que la nature du modèle hydraulique soit sans influence sur le calage du modèle hydrologique. Passer d'un modèle hydraulique complet à un modèle simplifié pourrait donc biaiser notre analyse, le modèle hydrologique devant compenser les erreurs introduites par la simplification du modèle hydraulique.

Compte tenu de la taille de notre échantillon et des données disponibles, il est rapidement apparu qu'un modèle hydraulique complet, même monodimensionnel, ne pouvait être développé sur l'ensemble des 50 tronçons. Les travaux de Lobligois (2008) menés sur le Serein ont montré qu'un modèle hydraulique complet construit sans données sur les ouvrages (ponts, seuils) pouvait mener à des valeurs irréalistes du coefficient de Strickler : le modèle reporte alors toutes les pertes de charge sur ce seul coefficient et conduit à des valeurs très faibles (inférieures à 10 en lit mineur). Cette étude à laquelle nous avons collaboré a confirmé l'importance des visites de terrain qui ont permis de valider l'analyse précédente.

Ne disposant pas de telles données bathymétriques et topographiques, ni du temps nécessaire pour réaliser des visites de terrain sur les 50 tronçons<sup>1</sup>, nous avons dû exploiter un modèle hydraulique

---

<sup>1</sup>Seul le Serein a pu être parcouru sur l'ensemble de son linéaire. Des visites ponctuelles ont été menées sur le Doubs, l'Eure, la Loue, l'Oust et la Sarthe.

simplifié. Deux questions se posent alors :

- quel modèle simplifié choisir ?
- quelles sont les différences entre un modèle complet et simplifié ?

Comme défini au paragraphe 1.2, cette thèse étudie la simulation des débits sur l'ensemble d'un tronçon de rivière recevant des apports latéraux importants. Ceci impose certaines contraintes dans le choix du modèle simplifié.

Contrainte n°1 : Calcul des débits sur l'intérieur du bief

Ce modèle doit d'abord permettre de calculer des débits en tout point du tronçon. Ceci écarte toutes les méthodes de propagation basées sur une description globale du tronçon telles que le modèle de Muskingum (McCarthy, 1938), le modèle Lag&Route (Linsley, 1949) et toutes ses améliorations comme, par exemple, le Lag&Route quadratique (Bentura et Michel, 1997). De tels modèles sont basés sur les deux équations suivantes qui remplacent celles du système Saint-Venant :

$$\text{équation de continuité : } \frac{dV}{dt} = I - O \quad (3.1)$$

$$\text{équation de la dynamique : } O = f(V) \quad (3.2)$$

où  $I$  et  $O$  sont les débits à l'amont et à l'aval du bief respectivement ( $m^3/s$ ),  $V$  le volume stocké dans le bief ( $m^3$ ) et  $f$  une loi comportementale. Cette loi prend la forme d'une simple relation linéaire pour le modèle Lag&Route.

Le système formé des équations 3.1 et 3.2 ne donne pas accès au débit à l'intérieur du bief. Il faudrait alors répartir le volume  $V$  sur le bief et donc rajouter une ou plusieurs équations supplémentaires. Pour contourner ce problème, certains schémas de propagation scindent le bief en sous-tronçons sur lesquels sont appliqués successivement des modèles décrits par ce système. On aboutit alors à un modèle discrétisé sur un pas d'espace  $dx$ . Le modèle de Muskingum-Cunge (Miller et Cunge, 1975; Todini, 2007; Perumal et Sahoo, 2008) et la cascade de Nash (1957) en sont les exemples les plus répandus. Ces modèles permettent de calculer le débit à l'intérieur du bief avec une précision de  $dx$  sur la localisation du point de calcul.

Une autre famille de modèle permet d'envisager le calcul du débit à l'intérieur du bief : les modèles issus de l'onde diffusante linéarisée. Lorsque l'on néglige les termes d'inertie dans le système de Saint-Venant, on aboutit à l'hypothèse de l'onde diffusante (cf. équation 1.4, page 30). En rajoutant l'hypothèse des faibles variations autour du régime permanent, les coefficients de célérité  $C$  ( $m/s$ ) et de diffusion  $D$  ( $m^2/s$ ) peuvent être considérés comme constants et l'équation 1.4 possède alors une solution analytique. Hayami (1951) a ainsi obtenu cette solution sous la forme d'un produit de convolution :

$$\begin{aligned} Q(x, t) &= Q(x, 0) + \int_0^t [Q(0, t - \tau) - Q(0, 0)] K_{hay}(x, \tau, C, D) d\tau \\ &= Q(x, 0) + [Q(0, t) - Q(0, 0)] * K_{hay}(x, t, C, D) \end{aligned} \quad (3.3)$$

avec  $Q(x, t)$  le débit à l'instant  $t$  au point d'abscisse  $x$ ,  $Q(0, t)$  le débit à l'amont du bief,  $Q(x, 0)$  le

débit initial sur le bief et  $K_{hay}(x, t)$  le noyau de convolution d'Hayami. Ce noyau a pour expression :

$$K_{hay}(x, t, C, D) = \frac{x}{2t^{3/2}\sqrt{\pi D}} e^{-\frac{(x-Ct)^2}{4Dt}} \quad (3.4)$$

Le modèle décrit par l'équation 3.3 permet de calculer le débit en tout  $x$ . Notons que ce modèle ne fait pas intervenir de pas d'espace. Pour simplifier les notations dans la suite de ce paragraphe, nous reprenons celles de Moussa (1996) qui écrit l'équation 3.3 de la manière suivante :

$$O(x, t) = I(t) * K_{hay}(x, t, C, D) \quad (3.5)$$

avec  $O(x, t) = Q(x, t) - Q(x, 0)$  et  $I(t) = Q(0, t) - Q(0, 0)$  et  $*$  le produit de convolution.

### Contrainte n°2 : Injection des apports latéraux sous forme ponctuelle et répartie

Le modèle simplifié doit également accepter deux formes d'apports latéraux pour reproduire toute les possibilités de couplage offertes par les logiciels d'hydraulique (cf. paragraphe 1.3.2) : apports ponctuels et uniformément répartis. Si les apports ponctuels sont couramment pris en compte dans les modèles simplifiés, les apports répartis le sont plus rarement. Les schémas de propagation discrétisés (Muskingum-Cunge et cascade de Nash) cités précédemment ne le permettent pas, par exemple.

Certains auteurs ont proposé des extensions du modèle de Muskingum pour prendre en compte les apports latéraux ponctuels (O'Donnell, 1985; Khan, 1993). Le problème des débits négatifs générés par ce modèle en début de simulation nous ont conduits à préférer d'autres schémas de propagation comme expliqué dans l'annexe C. De plus, les travaux mentionnés précédemment ne parlent que des apports latéraux ponctuels et non des apports répartis. En définitive, très peu de publications abordent la question.

- Hayami (1951) évoque une extension de son modèle permettant de prendre en compte les apports répartis. Cette extension a ensuite été formalisée de manière plus précise par Moussa (1996). En tenant compte des apports latéraux, l'équation 1.4 devient :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \left( \frac{\partial Q}{\partial x} - q \right) - D \left( \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} - \frac{\partial q}{\partial x} \right) = 0 \quad (3.6)$$

où  $q = q(x, t)$  est le débit linéaire d'apport latéral ( $m^2/s$ ). Si cet apport est uniformément réparti sur toute la longueur du tronçon,  $q$  ne dépend que de  $t$  et Moussa (1996) propose alors une solution analytique de l'équation 3.6 :

$$O(t) = I(t) * K_{hay} + \Phi(t) - \Phi(t) * K_{hay} \quad (3.7)$$

$$\Phi(t) = C \int_0^t q(t) - q(0) dt \quad (3.8)$$

avec les mêmes notations que pour l'équation 3.5.

- Moramarco *et al.* (1999) proposent une solution analytique pour la même configuration basée sur une linéarisation du système complet de Saint-Venant.
- Fan et Li (2006) ont étendu cette approche au cas général d'un apport latéral ponctuel ou réparti sur une zone quelconque du bief. Les solutions de Fan et Li (2006) constituent une avancée importante par rapport à celle de Moussa (1996) puisqu'elles permettent d'intégrer toute la complexité des apports latéraux en conservant une forme analytique.



- Munier *et al.* (2008) ont complété les travaux de Fan et Li (2006) en proposant un modèle exprimé sous la forme d'une fonction de transfert dans l'espace de Laplace. Cette fonction de transfert construite à partir d'une linéarisation du système de Saint-Venant complet permet de traiter tous les cas envisagés par Fan et Li (2006).

### 3.2.3 Modèle hydraulique simplifié retenu dans la thèse

Le modèle de routage utilisé dans la suite de cette thèse est basé sur le principe de superposition linéaire appliqué à l'équation 3.7 en s'inspirant des travaux de Moussa (1997). Il permet le routage de  $P$  injections latérales ponctuelles et  $U$  apports uniformément répartis portant sur  $U$  sous-tronçons distincts. Ce modèle s'écrit :

$$\begin{aligned}
 O(x, t) &= Q_{am}(t) * K_{hay}(x, t, C, D) \\
 &+ \sum_{i=1}^P IP_i(t) * K_{hay}(x - \lambda_i, t, C, D) \\
 &+ \sum_{j=1}^U \Phi_j(t) * [K_{hay}(x - \alpha_j, t, C, D) - K_{hay}(x - \alpha_{j-1}, t, C, D)] \quad (3.9)
 \end{aligned}$$

avec  $x$  (m) l'abscisse du point on l'on souhaite calculer le débit,

$Q_{am}$  ( $m^3/s$ ) le débit en entrée du bief,

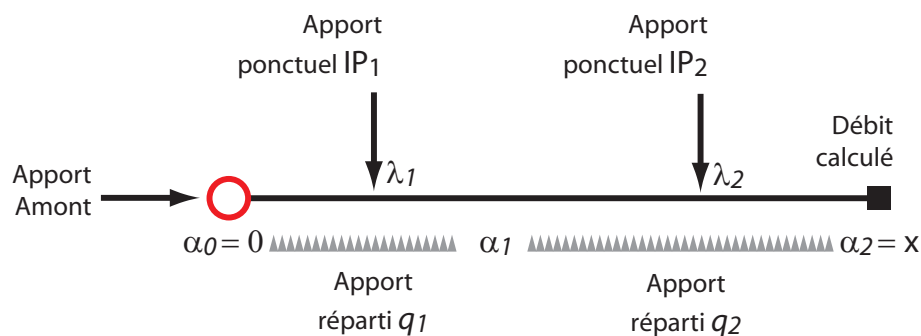
$IP_i$  ( $m^3/s$ ) le débit correspondant à un apport ponctuel  $i$  situé en amont de  $x$ ,

$\lambda_i$  (m) l'abscisse de son point d'injection comptée depuis l'amont,

$\Phi_j$  ( $m^3/s$ ) la fonction correspondant à l'apport réparti  $q_j$  situé en amont de  $x$  selon l'équation 3.8,

$\alpha_{j-1}$  et  $\alpha_j$  (m) les abscisses de début et de fin du sous-tronçon  $j$  comptées depuis l'amont (on prendra  $\alpha_0 = 0$  et  $\alpha_U = x$ ).

La figure 3.5 illustre le fonctionnement de ce modèle avec deux apports ponctuels et deux apports répartis.



**Fig. 3.5** : Schéma de principe du modèle d'Hayami étendu avec deux apports ponctuels  $IP_1$  et  $IP_2$  et deux apports répartis  $q_1$  et  $q_2$

Ce modèle présente plusieurs avantages.

- Le débit à l'exutoire est une somme des contributions de chaque apport latéral, ce qui facilite grandement son utilisation dans un modèle couplé. Cette même propriété a été exploitée par Moussa (1997) pour développer une fonction de routage destinée à un modèle hydrologique distribué.
- Il est strictement conservatif et n'introduit pas de débits négatifs en début de simulation comme le modèle de Muskingum (cf. annexe C).
- La définition des apports répartis est totalement indépendante de celle des apports ponctuels. Le modélisateur n'est donc pas contraint d'injecter les apports répartis entre deux apports ponctuels comme c'est parfois le cas dans les logiciels d'hydraulique.

En revanche, il est basé sur des hypothèses très simplificatrices qu'il est bon de conserver en mémoire.

- Le modèle est fondé sur le schéma de l'onde diffusante qui néglige les termes d'inertie dans le système de Saint-Venant. Cette simplification paraît peu pénalisante mis à part sur certains tronçons dont les pentes sont inférieures à 0.1‰.
- La célérité et la diffusion sont considérées comme constantes. Cette hypothèse découle de la linéarisation de l'équation 1.4 qui repose sur des faibles variations du débit autour d'une valeur de référence. Un tel raisonnement paraît peu adapté à la propagation des crues où le débit peut varier sur deux ordres de grandeur.
- L'équation 3.6 est obtenue à partir du système de Saint-Venant en négligeant la quantité de mouvement apportée par le débit latéral dans l'équation 1.2 de la dynamique. Sur la plupart des tronçons de notre échantillon, les débits latéraux sont du même ordre de grandeur que les débits amont avec un angle de confluence inférieur à 90°. Ces apports modifient donc le bilan de la quantité de mouvement.
- Enfin, la superposition linéaire mise en œuvre dans l'équation 3.9 néglige l'effet des courbes de remous dues aux apports latéraux, phénomène traité en détails par Fan et Li (2006), et les non-linéarités dues aux variations du régime hydraulique entre l'amont et l'aval du tronçon.

La lecture de ces hypothèses montre que le modèle hydraulique simplifié utilisé dans la suite de la thèse n'a en réalité plus grand chose d'hydraulique. Nous conserverons cependant le terme dans un souci de clarté.

### 3.3 Comparaison théorique entre un modèle hydraulique complet et simplifié

Les conclusions du paragraphe précédent mettent en évidence la différence fondamentale qui existe entre un modèle hydraulique complet et le modèle retenu dans la suite de la thèse. Il semblait donc important de comparer les deux approches afin de ne pas subordonner nos conclusions à l'utilisation d'un modèle simplifié.

Plusieurs questions peuvent alors se poser.

- *Un modèle simplifié peut-il reproduire les simulations obtenues avec un modèle complet ?* Compte tenu des hypothèses drastiques invoquées au paragraphe précédent, il semble nécessaire de

vérifier la similarité entre les simulations produites par les deux approches.

- *Faut-il envisager de faire varier les paramètres du modèle simplifié ?* Le modèle simplifié est basé sur deux paramètres constants  $C$  et  $D$ . Cette approche peut sembler inadaptée pour simuler une propagation de crue faisant intervenir des débordements en lit majeur et donc des variations importantes de dynamique.
- *Le coefficient de diffusion constitue-t-il un paramètre sensible ?* Nous verrons dans le chapitre 4 que ce coefficient sera fixé à 0 pour le modèle couplé hydrologie/hydraulique utilisé dans la deuxième partie de la thèse. Cette question permet d'explorer l'influence de ce paramètre dans un cadre purement hydraulique.

Notons que l'intérêt des modèles simplifiés n'est pas limité à nos seuls travaux de thèse. Le calage d'un modèle hydraulique complet constitue une tâche complexe demandant l'ajustement de nombreux paramètres (Strickler, coefficients de perte de charge, ajustement des données topographiques, ...). Dans ces conditions, le calage simultané d'une composante hydrologique paraît difficilement envisageable. Ce calage devient possible avec un modèle hydraulique simplifié qui repose sur un nombre limité de paramètres. Les débits d'apports obtenus au cours de cette procédure peuvent ensuite être exploités pour le développement d'un modèle hydraulique complet.

Pour comparer les modèles hydrauliques complet et simplifié, les débits mesurés sur les stations hydrométriques de notre échantillon auraient pu être utilisés comme valeurs de référence. Cependant, comme indiqué précédemment, l'absence de données topographiques précises compromettrait la construction d'un modèle complet réaliste. Nous avons donc opté pour une comparaison théorique en prenant comme référence un modèle complet bâti avec les données topographiques décrites au paragraphe 2.2.5.

Ce modèle permet de calculer des hydrogrammes sur lesquels est ensuite calé le modèle simplifié. Cette procédure est similaire aux expériences menées par Bentura et Michel (1997) qui comparent plusieurs versions du modèle Lag&Route sur un canal rectangulaire uniforme en référence à un modèle complet. Bentura et Michel (1997) ont testé les modèles dans une grande diversité de configurations en faisant varier la pente, la largeur du canal, sa longueur, le coefficient de Strickler et les hydrogrammes amont suivant des distributions aléatoires. Ce caractère aléatoire leur permet de balayer une large gamme de situations et renforce la généralité de leurs conclusions.

Cette méthodologie paraît bien adaptée lorsque les configurations étudiées ne sont contrôlées que par un nombre limité de variables (pente, largeur, etc...). Dans la réalité, la géométrie et les apports latéraux présentent des configurations très variées d'un tronçon à l'autre que l'on peut difficilement résumer par quelques variables aléatoires.

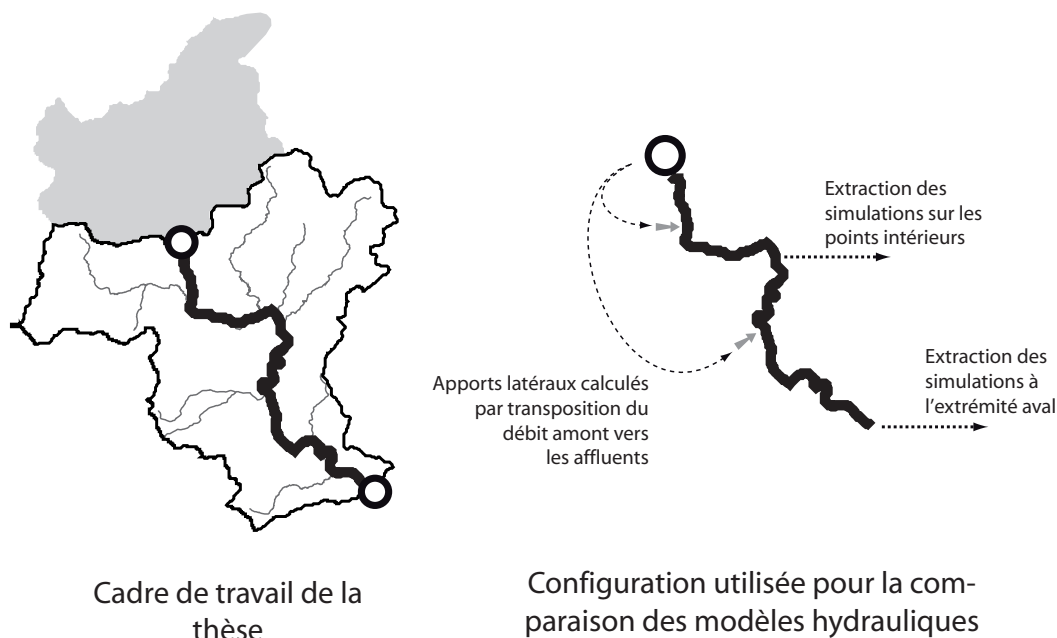
Nous sommes donc revenus à notre échantillon et avons développé un modèle hydraulique complet sur les 49 tronçons français<sup>2</sup> à partir de la géométrie simplifiée décrite au paragraphe 2.2.5 et des hydrogrammes mesurés aux stations. Ce modèle présente notamment :

- une géométrie variée avec des possibilités de débordement en lit majeur ;
- des apports latéraux dont l'ordre de grandeur et la localisation sont comparables à ceux observés

<sup>2</sup>Le tronçon de l'Illinois a été écarté de cette démarche en raison de difficultés de traitement du MNT américain.

sur le terrain.

Les apports latéraux ont été calculés en transposant le débit amont vers les sous-bassins d'apport à l'aide de l'équation 3.10 présentée dans la suite. Cette méthode est illustrée par la figure 3.6.



**Fig. 3.6** : Cadre de travail de la thèse et configuration de modélisation utilisée dans le paragraphe 3.3 pour comparer les deux modèles hydrauliques

Ce modèle complet permet d'obtenir des hydrogrammes calculés à l'extrémité aval du tronçon ainsi que sur des points intérieurs au tronçon. Ces points ont été placés aux abscisses correspondants aux stations intérieures évoquées au paragraphe 2.2.4. Notre intérêt se porte avant tout sur ces points intérieurs qui permettent de contrôler la consistance spatiale interne du modèle.

### 3.3.1 Construction du modèle complet

Le modèle hydraulique complet a été construit à l'aide du logiciel SIC (Baume *et al.*, 2005) développé au Cemagref de Montpellier. Ce logiciel résout les équations de Saint-Venant 1D à l'aide d'un schéma implicite de Preissmann. Par rapport aux logiciels classiques d'hydraulique, SIC offre une grande robustesse et une modularité qui permet de piloter complètement les simulations depuis l'extérieur du logiciel. Ces fonctionnalités remarquables ont permis d'utiliser la plateforme Scilab (Consortium Scilab, 2007) pour automatiser les calculs couvrant au total un linéaire de plus de 5000 km et environ 4000 jours de simulation.

#### Géométrie

La géométrie des profils est décrite dans le paragraphe 2.2.5, elle associe un lit mineur rectangulaire avec un lit majeur extrait d'un MNT. Un exemple de profil est donné sur la figure 3.7. Cette géométrie

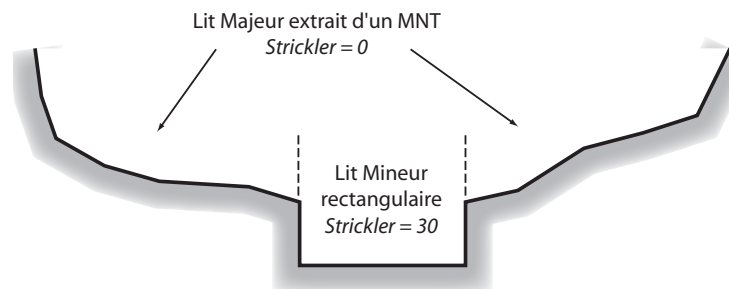
est purement monodimensionnelle et ne fait pas intervenir de casiers.

#### Pas d'espace et pas de temps

Le pas d'espace a été fixé à 200 m et le pas de temps maximum à 5 minutes. Pendant la simulation, ce pas de temps peut être réduit automatiquement par SIC jusqu'à une valeur de 1.25 minutes en cas de difficultés dans la résolution du schéma de Preissmann. Le nombre de Courant<sup>3</sup> varie entre 5 et 19 sur l'ensemble des simulations avec une moyenne de 10, ce qui demeure acceptable en hydraulique fluviale.

#### Coefficients de Strickler

Les coefficients de Strickler ont été fixés à 30 pour le lit mineur et 0 pour le lit majeur qui ne joue alors qu'un rôle capacitif. Cette hypothèse a été retenue par plusieurs auteurs (Rashid et Chaudhry, 1995; Moussa et Bocquillon, 2000; Acreman *et al.*, 2003) pour simplifier la représentation des phénomènes de débordement. Le coefficient de Strickler du lit mineur n'a pas été optimisé, ce qui aurait nécessité un calage et donc une comparaison avec les débits mesurés que nous avons volontairement écartée comme indiqué au début de ce paragraphe.



**Fig. 3.7** : Exemple de profil en travers et valeurs du coefficient de Strickler utilisés dans le modèle hydraulique complet

#### Conditions aux limites amont et sur les apports latéraux

Dans une première étape, 4 crues ont été sélectionnées sur chacun des 49 tronçons à partir des hydrogrammes mesurés à l'extrémité aval. La procédure suivante a été appliquée pour déterminer le début et la fin des épisodes.

- Les 4 plus forts débits maximums annuels sont d'abord localisés dans la chronique horaire.
- Un seuil déterminant les débits de crue est ensuite fixé au quantile 85% du débit à la station aval. Ce quantile permet de se placer juste en dessous du quantile 90% qui correspond au débit

<sup>3</sup>Le nombre de Courant est défini par l'équation suivante (Cunge *et al.*, 1980) :

$$Cr = (V + c) \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

où  $V$  est la vitesse du courant (m/s),  $c = \sqrt{gy}$  la célérité des ondes (m/s) avec  $y$  le tirant d'eau,  $\Delta t$  le pas de temps (s) et  $\Delta x$  le pas d'espace (m). Ce nombre permet de qualifier la précision du schéma de discrétisation appliqué dans le modèle hydraulique. Il doit être proche de 1 sous peine d'introduire une diffusion et une dispersion numérique.

de plein bord pour les sections du lit mineur (cf. paragraphe 2.2.5) et d'obtenir ainsi des crues alternant des périodes non-débordantes et débordantes.

- L'hydrogramme à la station aval est enfin parcouru autour des 4 pics définis précédemment pour délimiter les instants de début (premier débit précédant le pic et passant sous le seuil) et de la fin de la crue (dernier débit suivant le pic et passant sous le seuil).

Les débits mesurés à la station amont pendant ces périodes constituent la condition à la limite amont du modèle. 5 hydrogrammes d'apport latéral sont générés correspondant aux 4 affluents principaux ainsi qu'à un apport uniformément réparti sur l'ensemble du tronçon. Les points d'injection sont localisés grâce à la courbe des surfaces drainées extraite du MNT, comme indiqué dans le paragraphe 2.2.5.

Le débit de chaque apport est calculé en transposant les débits amont vers le sous-bassin correspondant par un ratio des surfaces en appliquant l'équation suivante :

$$I_k(t) = \frac{\sum_t Q_{av}(t)}{\sum_{t,k} I_k(t)} \frac{S_k}{S_{am}} Q_{am}(t) \quad (3.10)$$

où  $I_k(t)$  ( $m^3/s$ ) est le débit de l'apport  $k$  à l'instant  $t$ ,  $Q_{am}(t)$  et  $Q_{av}(t)$  ( $m^3/s$ ) les débits mesurés pendant la crue aux stations amont et aval respectivement à l'instant  $t$ ,  $S_k$  et  $S_{am}$  ( $km^2$ ) les surfaces du sous-bassin correspondant à l'apport  $k$  et du bassin amont respectivement. Le ratio  $\sum_t Q_{av}(t) / \sum_{t,k} I_k(t)$  permet de normaliser les apports afin que le volume total injecté soit égal au volume réellement mesuré sur la station aval.

Le chapitre 6 reviendra sur la transposition des débits et montrera qu'il existe des méthodes plus efficaces que la précédente. L'objectif n'étant pas de reproduire avec précision les débits mesurés sur le tronçon, il ne semblait pas nécessaire de raffiner le calcul des apports. Nous nous en sommes donc tenus à l'équation 3.10.

#### Condition à la limite aval

Pour éviter les problèmes d'interférence avec la condition aval, le modèle est prolongé en ajoutant un bief dont la pente et la géométrie sont égales à celles du tronçon à son extrémité aval. La longueur de ce bief a été déterminée en fonction de la pente aval pour obtenir une variation d'altitude de 20 m entre le début et la fin du bief de prolongement. Cette procédure a permis d'éviter les prolongements inutiles pour les tronçons pentus et donc de gagner en temps de calcul. Une cote constante est ensuite imposée à l'aval du bief de prolongement.

### **3.3.2 Analyse des simulations produites par le modèle complet en référence aux débits observés**

Dans les paragraphes précédents, nous avons indiqué que le modèle complet n'était pas optimisé pour reproduire au mieux les débits observés. Cependant, il semblerait étrange d'exploiter un modèle hydraulique totalement déconnecté des mesures de terrain. Il était donc nécessaire d'évaluer succinctement la qualité des simulations produites par ce modèle au regard des débits mesurés.

La figure 3.8 donne un exemple de 4 simulations calculées par SIC sur le tronçon du Serein entre Bierre-lès-Semur et Beaumont (tronçon Serein2). Cette figure est représentative des résultats obtenus qui se caractérisent par une atténuation excessive des débits de pointe pour les fortes crues : pendant la crue n°1 sur la figure 3.8, le débit maximum observé à l'aval (Beaumont) atteint  $160 \text{ m}^3/\text{s}$  contre  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  avec le modèle hydraulique.

Compte tenu des nombreuses approximations retenues pour construire le modèle complet, il n'est pas simple de diagnostiquer l'origine de ce phénomène. Nous penchons cependant pour des problèmes liés à la géométrie et notamment l'hypothèse d'un coefficient de Strickler nul en lit majeur. Dans la réalité, une partie du lit majeur contribue aux écoulements, ce qui minimise l'atténuation de la crue. On peut également envisager la présence d'endiguements, comme par exemple sur la partie aval du Doubs, qui réduisent la largeur du lit majeur et accélèrent les écoulements. Enfin, le débit de plein bord utilisé pour calculer la profondeur du lit mineur (cf. paragraphe 2.2.5, page 51) est peut-être trop faible, ce qui entraînerait des débordements importants accentuant l'atténuation par rapport au comportement réel.

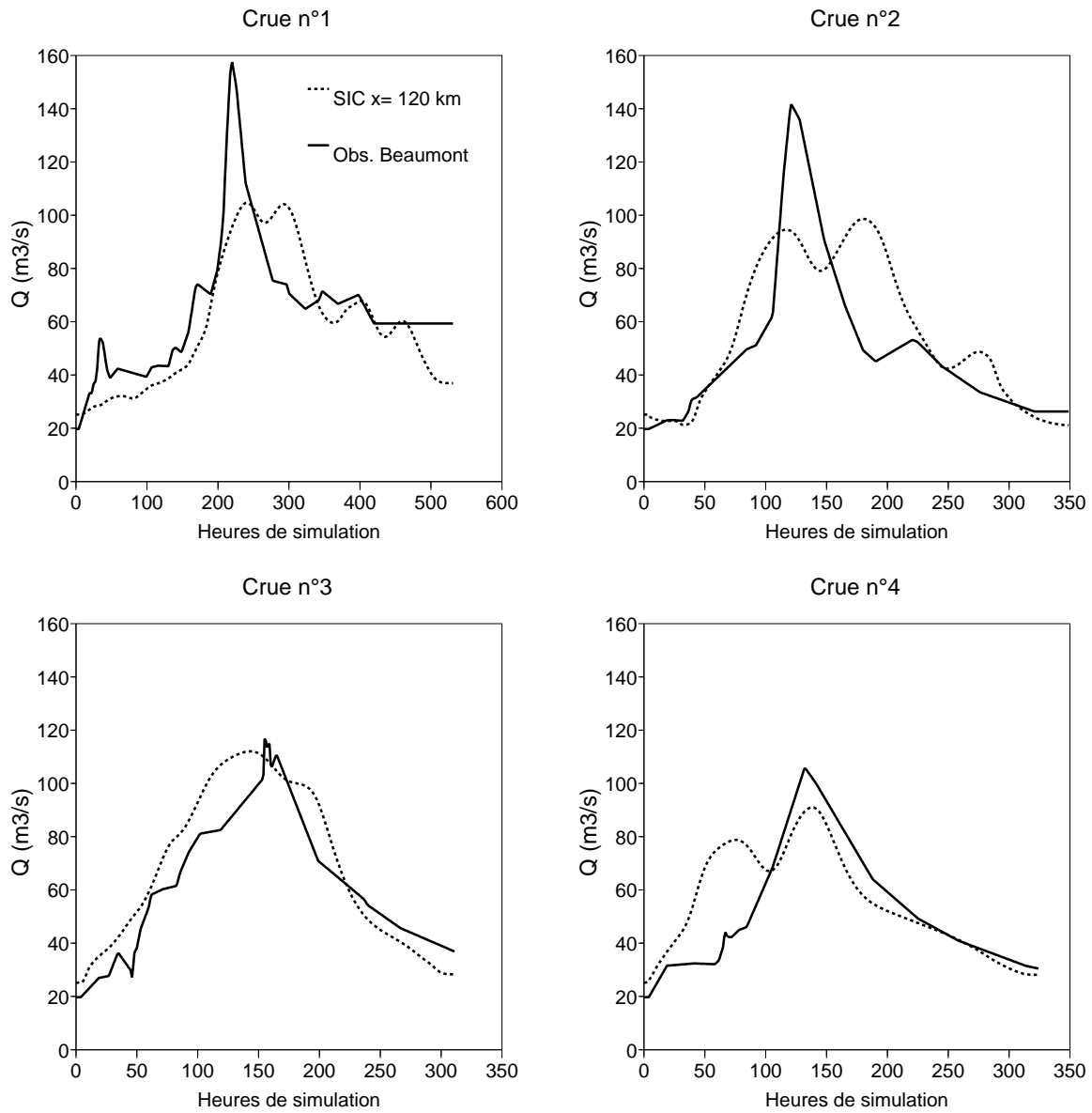
Afin d'écarter les simulations manifestement irréalistes, nous avons retenu un critère basé sur l'écart relatif entre le débit de pointe calculé par SIC et celui mesuré à l'extrémité aval. Le tronçon est mis de côté lorsque l'un des 4 hydrogrammes simulés par SIC présente un débit de pointe s'écartant de plus de 50% de la valeur observée. La figure 3.9 montre la distribution de cet écart sur les 196 crues simulées. Au final 35 tronçons (soient 35 points aval, 52 points intérieurs et 140 crues) ont été conservés sur les 49 initiaux. La liste de ces tronçons est indiquée dans l'annexe F.

Dans la suite du paragraphe, les **débits mesurés sur les stations hydrométriques ne sont plus utilisés** et on se réfère uniquement aux hydrogrammes calculés par SIC.

### 3.3.3 Calage et contrôle du modèle simplifié

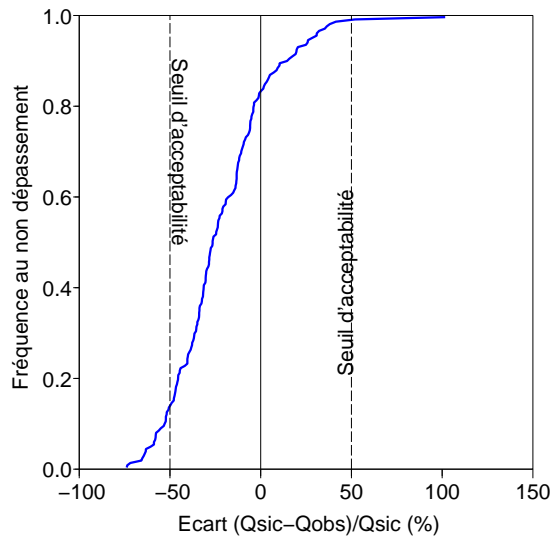
Les hydrogrammes calculés par SIC pour les 4 crues sélectionnées sont extraits à l'abscisse correspondant à l'extrémité aval du tronçon ainsi qu'aux points de contrôle intérieurs. Le modèle simplifié est ensuite calé sur les débits aval calculés par SIC en suivant une procédure de calage/contrôle similaire à celle décrite dans le chapitre 4.

1. Le modèle est d'abord calé sur les hydrogrammes des deux crues présentant les plus forts débits de pointe puis sur les deux plus faibles. Les paramètres optimisés sont la célérité  $C$  et la diffusion  $D$  (ou seulement la célérité, cf. ci-dessous) en suivant un algorithme décrit dans le paragraphe 4.3. Le critère minimisé est la somme quadratique des écarts entre l'hydrogramme calculé par le modèle simplifié et celui de SIC à l'extrémité aval du tronçon.
2. Les critères de Nash-Sutcliffe (cf. équation 4.1 page 96) sont ensuite calculés sur les points aval et intérieurs à partir des simulations obtenues à l'issue du calage. Un critère de 1 correspond à une simulation parfaite. Pour simplifier l'analyse, seule la valeur moyenne sur les deux groupes de crue est retenue. Ces critères donnent les performances du modèle *en calage*.
3. Le modèle simplifié est ensuite appliqué sur chaque groupe de 2 crues avec les paramètres



**Fig. 3.8 :** Exemple de simulations calculées par SIC sur le tronçon du Serein entre Bierre-lès-Semur et Beaumont (tronçon Serein2). Les simulations sont extraites à l'abscisse  $x=120$  km correspondant à la station de Beaumont. Le graphique rappelle également les débits mesurés à cette station.





**Fig. 3.9** : Distribution de l'écart relatif sur les débits de pointe  $(Q_{sic} - Q_{obs})/Q_{obs}$  sur les 196 crues simulées.

provenant du calage sur l'autre groupe. On calcule le critère de Nash-Sutcliffe de la même manière que précédemment. Ces critères constituent les performances du modèle *en contrôle*.

Deux configurations ont été testées avec une diffusion calée dans un premier temps, puis fixée à 0 (d'autres valeurs ont été testées sans modifier la teneur des conclusions).

### 3.4 Résultats de la comparaison entre des modèles hydrauliques complet et simplifié

#### 3.4.1 Un modèle simplifié peut-il reproduire les simulations obtenues avec un modèle complet ?

Le tableau 3.1 donne les statistiques des critères de performance calculés en contrôle sur les 35 stations aval et les 52 stations intérieures pour les 35 tronçons retenus dans l'analyse. Le détail des paramètres et des critères de Nash-Sutcliffe est donné dans l'annexe F.

Les résultats concernant les configurations avec une diffusion nulle seront discutés au paragraphe 3.4.3. Nous nous intéressons ici uniquement au cas d'un modèle hydraulique simplifié dans lequel la diffusion est calée (4 premières lignes dans le tableau 3.1).

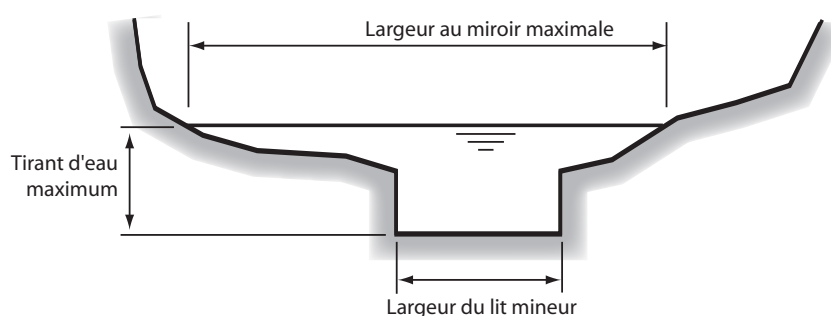
Au niveau des débits aval, on constate que le modèle simplifié reproduit de manière satisfaisante les débits calculés par SIC avec un critère de Nash-Sutcliffe moyen de 0.96 en calage et 0.95 en contrôle. Ce résultat est remarquable compte tenu de la géométrie mise en œuvre dans SIC (crues débordantes avec lit majeur capacitif). Les hypothèses invoquées au paragraphe 3.2.3 pour construire le modèle simplifié ne paraissent donc pas infondées au regard d'une simulation hydraulique complète.

Configuration	Type de station	Mode d'évaluation	Critère de Nash-Sutcliffe (Comparaison modèle simplifié / SIC)		
			Qtile 10%	Moyenne	Qtile 90%
D calée	Aval	Cal.	0.89	0.96	1.00
		Cont.	0.86	0.95	1.00
	Intérieur	Cal.	0.32	0.78	0.99
		Cont.	0.22	0.78	0.99
D=0 m <sup>2</sup> /s	Aval	Cal.	0.74	0.91	1.00
		Cont.	0.62	0.90	1.00
	Intérieur	Cal.	-0.97	0.62	0.99
		Cont.	-0.97	0.62	0.99

**Tab. 3.1** : Statistiques sur les performances du modèle hydraulique simplifié sur les 35 stations aval et les 52 stations intérieures (14 tronçons ont été écartés, cf. paragraphe 3.3.2). Le tableau mentionne le critère de Nash-Sutcliffe (cf. équation 4.1 page 96) moyen sur les deux groupes de crue en calage et contrôle. Les critères sont calculés en utilisant les simulations de SIC comme référence.

Au niveau des débits intérieurs, les performances se dégradent nettement avec un critère de Nash-Sutcliffe moyen qui descend à 0.78 en calage et contrôle. Il existe donc des situations dans lesquelles le modèle simplifié *reproduit bien les débits aval mais pas ceux de l'intérieur du tronçon*. On conçoit alors toute l'importance de contrôler les simulations sur les points intérieurs. Dans la suite du chapitre, nous nous intéresserons uniquement à ces points qui permettent d'évaluer la cohérence spatiale du modèle simplifié.

On note la stabilité générale des performances en passant du mode calage au mode contrôle, ce qui traduit une bonne robustesse du modèle simplifié. Ce point sera discuté dans le paragraphe 3.4.2.



**Fig. 3.10** : Variables géométriques utilisées pour calculer les nombres adimensionnels caractérisant la propagation.

Pour interpréter ces résultats, nous avons cherché des variables résumant les caractéristiques de la propagation sur les biefs. On peut alors envisager d'exploiter des descripteurs de la géométrie tels que la pente, la largeur du lit mineur ou encore des nombres adimensionnels comme le nombre de Froude, souvent évoqués en hydraulique (Ponce et Simons, 1977; Moussa et Bocquillon, 1996; Moramarco

et Singh, 2000). Moussa et Bocquillon (2000) suggèrent l'utilisation de ce nombre ainsi que de la durée réduite de crue<sup>4</sup> et du ratio entre la largeur au miroir et celle du lit mineur. L'approche de Moussa et Bocquillon (2000) présente l'intérêt de tenir compte des débordements dans le lit majeur et semblait donc particulièrement bien adaptée à notre cas. Les trois nombres adimensionnels ont donc été calculés pour les 52 stations intérieures par la méthode suivante.

- On identifie d'abord le sous-tronçon situé entre l'extrémité amont et la station intérieure.
- Sur ce sous-tronçon, on extrait des simulations hydrauliques produites par le logiciel SIC les vitesses maximales, tirants d'eau maximaux, largeurs au miroir maximales (cf. figure 3.10) et temps de montée de la crue. Après analyse, le choix de la vitesse maximale n'était probablement pas le meilleur puisque cette vitesse est généralement atteinte au moment du débordement (Cunge *et al.*, 1980), la vitesse au niveau du pic prenant des valeurs plus faibles. La procédure de traitement des simulations hydrauliques étant relativement fastidieuse, nous n'avons pas pu extraire d'autres valeurs pour la vitesse.
- Les trois nombres adimensionnels précédents sont ensuite calculés puis moyennés sur l'ensemble du sous-tronçon et enfin moyennés sur les 4 crues.

Cette méthode permet d'obtenir 3 nombres adimensionnels caractérisant la propagation en amont de chacune des 52 stations intérieures. Pour compléter ces nombres, nous avons également calculé la pente moyenne sur chacun des sous-tronçons.

La figure 3.11 montre les critères de Nash-Sutcliffe obtenus en contrôle sur les 52 stations intérieures en fonction de ces trois nombres ainsi que de la pente. Les 4 variables offrent une analyse similaire des résultats et permettent d'identifier approximativement deux groupes de points. Sur la majorité des points, le modèle simplifié reproduit de manière satisfaisante les simulations de SIC avec des critères de Nash-Sutcliffe proches de 1. En revanche, pour 10 points environ, on obtient de faibles performances avec des critères de Nash-Sutcliffe descendant jusqu'à -0.5. Ces points se caractérisent par des valeurs du nombre de Froude inférieures à 0.3, une durée réduite inférieure à 1, un ratio des largeurs supérieur à 10 et des pentes inférieures à  $2 \cdot 10^{-3}$ .

Les seuils précédents ne constituent pas des règles de décision strictes puisque un nombre important de points situés au delà de ces valeurs conservent un bon niveau de performance. Le ratio des largeurs semble plus discriminant que les autres variables.

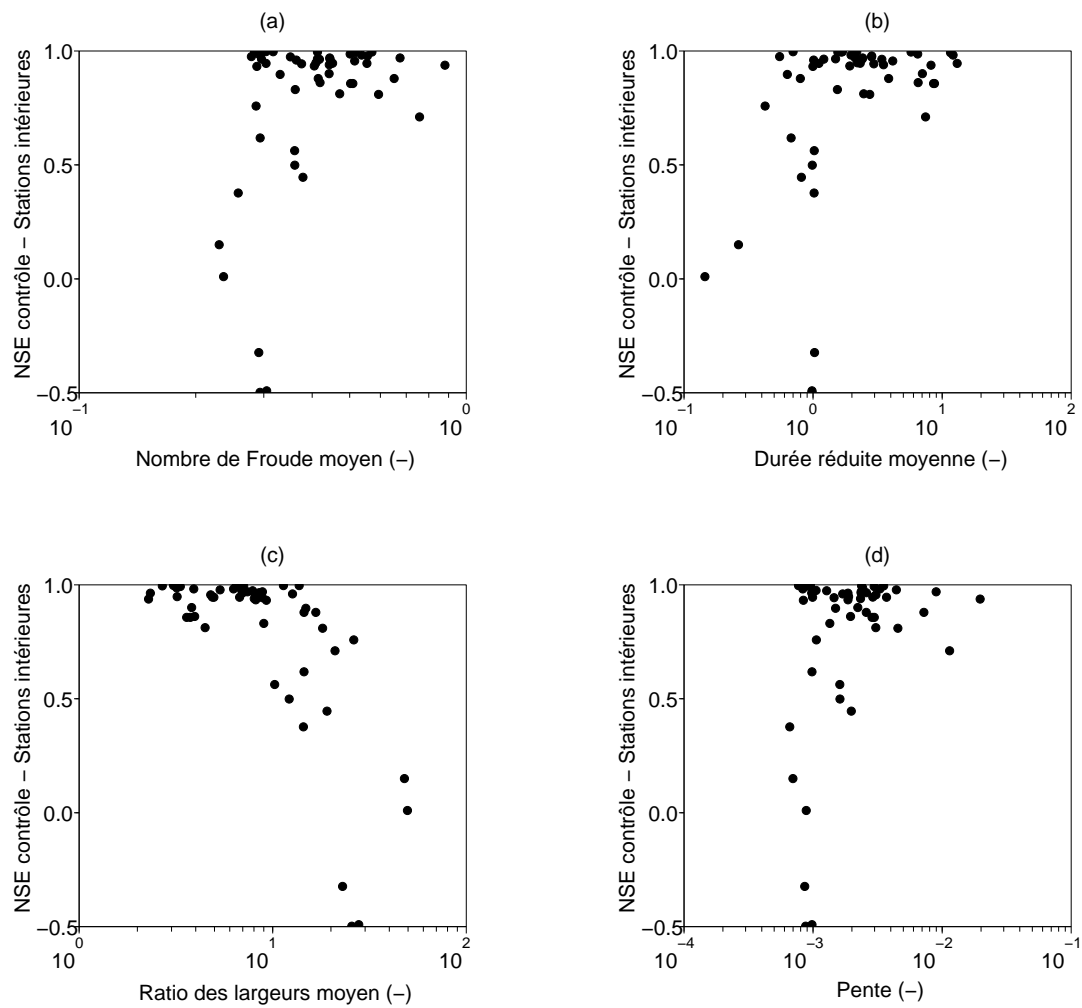
Nous n'avons pas pu identifier de meilleur descripteur permettant d'évaluer a priori l'écart entre une propagation calculée par un modèle complet et simplifié. On pourra retenir qu'un modèle simplifié *risque* de rencontrer des difficultés sur un tronçon présentant une largeur au miroir maximale supérieure à 10 fois celle du lit mineur.

Le tronçon Meuse1 est le plus problématique avec des critères de Nash-Sutcliffe inférieurs à -0.3 sur 3

<sup>4</sup>D'après Moussa et Bocquillon (2000), la durée réduite  $T^+$  est donnée par l'équation suivante :

$$T^+ = \frac{T V_0 S_{f0}}{y_0} \quad (3.11)$$

avec  $T$  une durée caractérisant la crue (nous avons retenu le temps de montée),  $V_0$  (m/s) la vitesse,  $S_{f0}$  la pente de la ligne d'énergie et  $y_0$  (m) le tirant d'eau. Les trois dernières grandeurs sont issues d'un régime de référence autour duquel est linéarisé le système de Saint-Venant.



**Fig. 3.11 :** Critères de Nash-Sutcliffe obtenus en contrôle sur les 52 points intérieurs en fonction du nombre de Froude moyen sur le sous-tronçon situé en amont de la station intérieure (figure a), de la durée réduite de crue moyenne (figure b), du ratio moyen entre la largeur au miroir maximale et la largeur du lit mineur (figure c) et de la pente (figure d).

des 4 stations intérieures (cf. tableau 3.2 et annexe F). On pourrait alors songer à écarter ce tronçon qui présente une dynamique apparemment peu compatible avec l'application d'un modèle hydraulique simplifié. Les résultats obtenus avec un modèle couplé hydrologie/hydraulique calé sur les débits observés n'ont cependant pas confirmé ce diagnostic : ce tronçon obtient des scores comparables aux autres (cf. annexe G). Nous l'avons donc conservé dans notre échantillon.

Ce résultat paradoxal peut être expliqué par la différence importante qui existe entre le modèle hydraulique complet développé ici et les caractéristiques réelles des tronçons étudiés.

### 3.4.2 Faut-il envisager de faire varier les paramètres du modèle simplifié ?

Le calage des deux paramètres  $C$  et  $D$  a été mené successivement sur les hydrogrammes calculés par SIC pour deux groupes de crues. Le premier groupe (crues n°1 et 2) rassemble les deux crues présentant le plus fort débit de pointe, et le second (crues n°3 et 4) deux crues d'amplitude plus faible. La comparaison entre les performances en calage et en contrôle donne une première indication sur l'intérêt d'un jeu de paramètres variable.

En effet, si les paramètres  $C$  et  $D$  variaient fortement en fonction du régime de crue, le calage sur les deux groupes de crue devrait aboutir à des jeux de paramètres significativement différents et on devrait observer une chute des performances entre la phase de calage et de contrôle. Le tableau 3.1 révèle au contraire que les performances restent stables en passant du calage au contrôle quelque soit la configuration et le type de station considéré.

Pour éclairer ce résultat, il faut également évaluer l'écart entre les régimes de crue sur les deux groupes en présence. Pour cela, la figure 3.12 montre la distribution de l'écart relatif entre les débits de pointe moyens du premier (crues n°1 et 2) et deuxième groupe (crues n°3 et 4) donné par l'équation suivante.

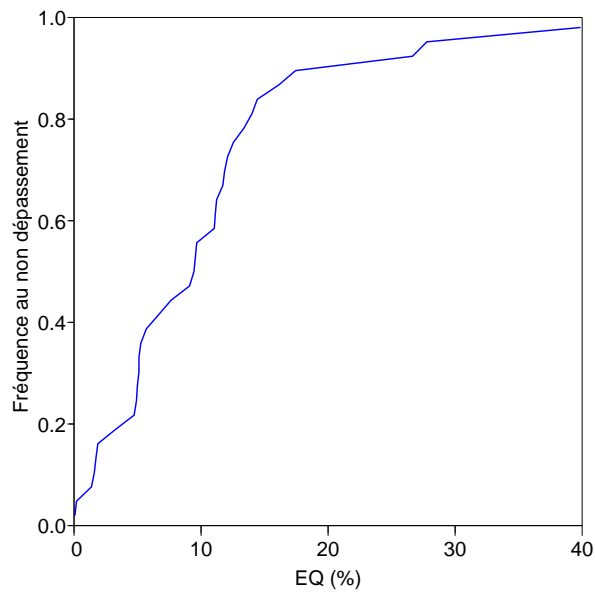
$$EQ = \frac{(Q_{C1} + Q_{C2}) - (Q_{C3} + Q_{C4})}{Q_{C1} + Q_{C2} + Q_{C3} + Q_{C4}}$$

avec  $Q_{Ci}$  ( $m^3/s$ ) le débit de pointe pour la  $i^{ème}$  crue calculé par SIC.

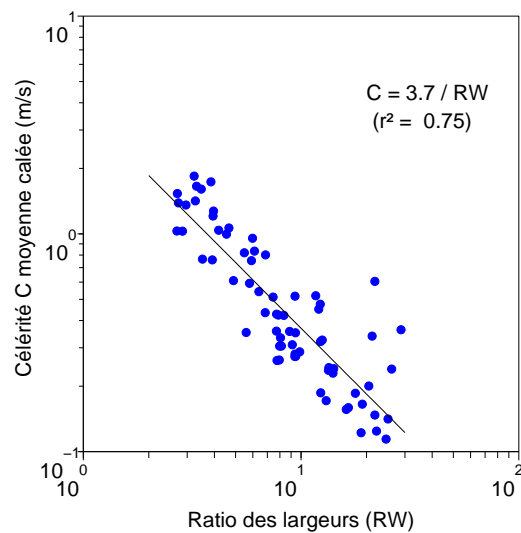
On constate que cet écart dépasse 20% pour seulement 10% des tronçons. Les deux groupes de crue présentent donc des écarts modérés qui expliquent la stabilité des performances entre le calage et le contrôle. L'utilisation de crues plus faibles aurait sans doute permis de mettre en lumière des fonctionnements hydrauliques différents et donc des coefficients plus hétérogènes. Nous avons cependant écarté cette option pour ne pas inclure des crues non débordantes qui ne présentent pas un grand intérêt dans le cadre d'une étude sur les inondations.

Dans le même ordre d'idée, nous mentionnons ici un résultat intéressant obtenu en cherchant à expliquer le paramètre de célérité  $C$  comme nous l'avons fait pour le critère de Nash-Sutcliffe dans le paragraphe 3.4.1. Un travail de régression sur ces variables (non présenté) a fait nettement ressortir le ratio entre la largeur au miroir maximale et celle du lit mineur comme variable explicative. La figure 3.13 montre le résultat d'une régression linéaire logarithmique<sup>5</sup> utilisant cette variable pour expliquer les valeurs de la célérité obtenues après calage du modèle hydraulique simplifié.

<sup>5</sup>Le principe de ce type de régression est détaillé au paragraphe 6.3.2 (cf. page 152).



**Fig. 3.12 :** Distribution de l'écart relatif  $EQ$  entre les débits de pointes moyens des groupes 1 et 2 sur les 35 tronçons retenus.



**Fig. 3.13 :** Célérité moyenne du modèle hydraulique simplifié, calée sur les groupes 1 et 2 en fonction du ratio entre la largeur au miroir maximale et celle du lit mineur.

La figure 3.13 montre une adéquation satisfaisante entre la célérité obtenue par régression et celle issue du calage du modèle simplifié. Ceci pourrait suggérer une reformulation du modèle simplifié en faisant varier la célérité en fonction du ratio des largeurs. Ce travail dépassant largement le cadre de la thèse n'a pas été envisagé. La première étape de cette démarche consisterait à vérifier que la régression de la figure 3.13 n'entraîne pas une dégradation trop importante des performances lorsqu'on la substitue au calage du modèle simplifié. Baptista (1990) a montré que les déconvenues de ce type étaient malheureusement fréquentes.

Une telle solution se rapprocherait de la méthode mise en œuvre par Koren *et al.* (2004) dans le modèle distribué HL-RMS. Elle se distingue en revanche des approches suggérées par Miller et Cunge (1975) qui introduisent une variation des coefficients en fonction du débit ou Moussa (1997) pour lequel ce coefficient varie en fonction de la pente.

### 3.4.3 Le coefficient de diffusion constitue-t-il un paramètre sensible ?

Le tableau 3.1 détaille les performances obtenues avec des modèles simplifiés dont le coefficient de diffusion a été successivement calé puis fixé à 0. Comme attendu, les performances se dégradent lorsque la diffusion est nulle : la valeur moyenne du coefficient de Nash-Sutcliffe sur les stations intérieures passe de 0.78 avec une diffusion calée à 0.62 lorsque ce paramètre est fixé à 0. L'écart sur les valeurs du quantile 10% du même critère sont encore plus importantes en passant de 0.22 à -0.97.

Une étude plus précise des valeurs du critère de Nash-Sutcliffe montre que ces écarts importants sont en réalité concentrés sur les 6 points mentionnés dans le tableau 3.2. Lorsque les statistiques indiquées dans le tableau 3.1 sont recalculées en excluant ces 6 points, on obtient les valeurs suivantes pour le critère de Nash-Sutcliffe en contrôle sur les points intérieurs.

- Avec une diffusion calée, les quantiles 10% et 90% atteignent 0.68 et 0.99 respectivement (contre 0.22 et 0.99 dans le tableau 3.1). La valeur moyenne atteint 0.90 (contre 0.78 dans le tableau 3.1).
- Avec une diffusion nulle, les quantiles 10% et 90% atteignent 0.57 et 0.99 respectivement (contre -0.97 et 0.99 dans le tableau 3.1). La valeur moyenne atteint 0.88 (contre 0.62 dans le tableau 3.1).

On constate tout d'abord que le retrait de ces 6 points permet d'augmenter sensiblement les statistiques pour les deux méthodes de calage. Ensuite, l'écart entre les deux méthodes se réduit fortement. Ce résultat est logique dans la mesure où les points mentionnés dans le tableau 3.2 correspondent à des tronçons sur lesquels le coefficient de diffusion est élevé. Réduire ce coefficient à 0 entraîne donc logiquement une diminution importante des performances.

On pourra donc retenir que la diffusion est surtout utile lorsque les performances initiales du modèle simplifié sont faibles. Si le modèle obtient des scores élevés, fixer la diffusion à 0 entraîne une dégradation modérée des performances.

Tronçon	Valeur moyenne du coefficient de diffusion ( $m^2/s$ )	Point intérieur	Nash-Sutcliffe en contrôle, $D$ calée	Nash-Sutcliffe en contrôle, $D = 0$
Sarthe	53 770	Point n°1	0.15	-1.37
Sèvres	24 210	Point n°1	0.01	-0.36
Meuse1	89 580	Point n°1	0.38	-1.24
		Point n°2	-0.32	-1.83
		Point n°3	-0.50	-1.87
		Point n°4	-0.49	-1.37

**Tab. 3.2** : Statistiques sur les performances du modèle hydraulique simplifié en contrôle sur 6 stations intérieures avec une diffusion calée et fixée à 0.

### 3.5 Conclusion sur le choix du modèle couplé

Au cours de ce chapitre, nous avons présenté les modèles hydrologiques et hydrauliques retenus comme composantes de notre modèle couplé. Les éléments suivants ont été mis en avant.

- La composante hydrologique du modèle couplé a été décrite comme un assemblage de modèles pluie-débit globaux appliqués sur des sous-bassins en mode semi-distribué.
- Deux types de sous-bassins ont été identifiés : les sous-bassins d'affluents connectés de manière ponctuelle au tronçon de rivière, et les sous-bassins d'apport réparti connectés de manière uniformément répartie.
- Le modèle global pluie-débit retenu pour construire la composante hydrologique du modèle couplé est le modèle GR4H.
- Le modèle hydraulique simplifié qui permet de router les débits d'apports le long du tronçon est construit à partir du modèle d'Hayami (1951) sur le principe d'une superposition linéaire de la propagation des différents apports.
- Ce modèle a été comparé de manière théorique à un modèle hydraulique complet développé à partir d'une géométrie schématique. Cette comparaison a permis de dégager les conclusions suivantes :
  - Le modèle simplifié présente une bonne adéquation avec le modèle complet tant que le ratio moyen entre la largeur au miroir maximale et celle du lit mineur est inférieur à 10. Au delà, des écarts importants sont envisageables sans que cela prenne un caractère systématique.
  - Nous n'avons pas constaté de différence importante entre le calage du modèle simplifié sur des crues faibles et fortes. Ce résultat qui tendrait à minimiser l'intérêt de coefficients variables doit être relativisé par l'écart modéré entre les deux régimes de crue considérés ici.
  - Fixer le coefficient de diffusion à 0 ne semble pas avoir un impact important dans une majorité de cas.





## **Chapitre 4**

# **Stratégie de calage et de comparaison des modèles couplés**



**Objectifs du chapitre :**

- définir un protocole permettant d'évaluer les performances des modèles ;
  - décrire la méthode utilisée pour identifier leurs paramètres.
- 

## 4.1 Préalable : configuration de modélisation utilisée dans ce chapitre

Dans le chapitre précédent, les modèles hydrauliques et hydrologiques ont été utilisés de manière indépendante en s'écartant du cadre défini pour la thèse. Les résultats présentés dans ce chapitre reviennent sur la configuration initiale qui associe un tronçon de rivière délimité par deux stations hydrométriques et un bassin intermédiaire drainé par ce tronçon.

Le découpage du bassin intermédiaire en sous-bassins est une opération complexe qui sera étudiée au chapitre 5. Pour illustrer les propos de ce chapitre sans rentrer dans le détail de ce découpage, une configuration simple a été retenue : l'ensemble du bassin intermédiaire est considérée comme un unique sous-bassin. Dans un premier temps, le modèle pluie-débit calcule un débit à partir de la pluie moyenne sur le sous-bassin. Ce débit est ensuite injecté dans le modèle hydraulique sous la forme d'un apport uniformément réparti entre l'amont et l'aval du tronçon. Le modèle couplé associant les deux composantes compte 6 paramètres : les 4 paramètres du modèle pluie-débit GR4H (capacités des réservoirs de production, de routage, échanges et temps de base) et les deux paramètres du modèle d'Hayami (célérité et diffusion). Dans la configuration de base, nommée *OPT6*, les 6 paramètres sont optimisés simultanément.

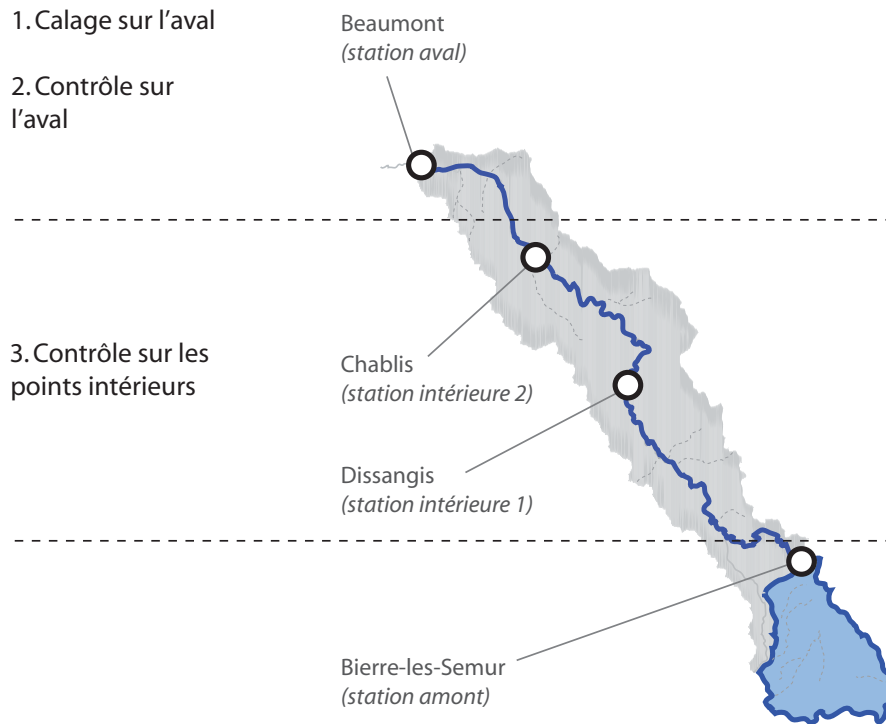
## 4.2 La procédure de calage-contrôle croisé

Klemes (1986) a formalisé une procédure de construction et d'évaluation des modèles hydrologiques qui est aujourd'hui largement appliquée en hydrologie.

- Les séries chronologiques sont d'abord scindées en deux sous-périodes consécutives d'une durée de 5 années chacune (1995–2000 et 2000–2005, les périodes étant comptées en années hydrologiques allant du 1<sup>er</sup> août au 31 juillet de l'année suivante).
- Le modèle est ensuite calé sur chaque sous-période en ajustant ses paramètres pour maximiser un critère de performance.
- Enfin, les paramètres obtenus après calage sur une sous-période sont appliqués sur l'autre sous-période et vice-versa. Sous hypothèse de stationnarité du régime hydrologique sur 10 ans, les paramètres du modèle sont transposables d'une sous-période à l'autre. Si l'on observe une chute de performance importante au cours de cette opération, cela révèle l'incapacité du modèle à s'adapter à des conditions différentes de celles utilisées pour son calage.

Cette procédure est bien adaptée pour un exercice de modélisation visant à calculer les débits uniquement à l'exutoire du bassin. Dans le cadre de nos travaux, cette évaluation n'est pas suffisante puisque

l'on cherche également à simuler les débits à l'intérieur du tronçon. Pour compléter la procédure de Klemes (1986), de nombreux auteurs utilisant des modèles hydrologiques distribués recommandent de contrôler la qualité des simulations sur des variables internes (Refsgaard, 1997; Motovilov *et al.*, 1999; Andersen *et al.*, 2001; Smith *et al.*, 2004). La phase de contrôle a donc été étendue aux débits des 72 stations intérieures comme indiqué sur la figure 4.1. Soulignons que ces débits intérieurs ne sont **pas utilisés pour caler le modèle**.



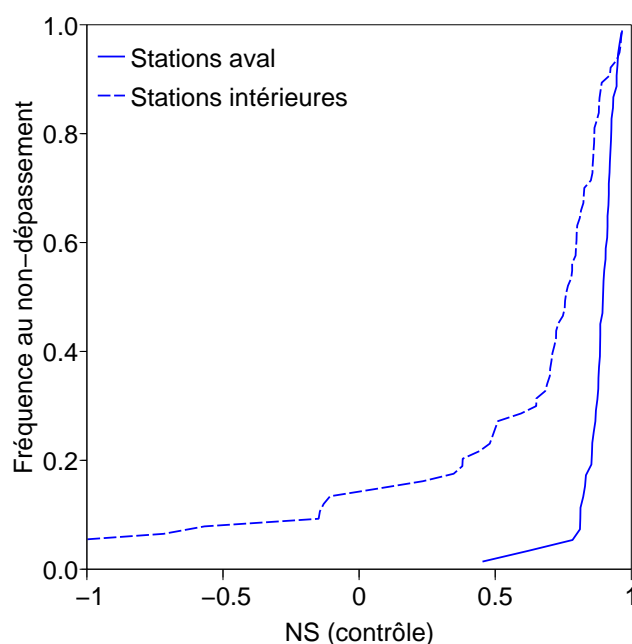
**Fig. 4.1** : Procédure de calage et contrôle des modèles couplés. Exemple du Serein entre Bierre-lès-Semur et Beaumont (tronçon Serein2) : le modèle est calé sur les débits mesurés à Beaumont pour les deux sous-périodes 1995–2000 et 2000–2005. Les débits sont ensuite contrôlés à Beaumont, Dissangis et Chablis.

Pour chaque tronçon et chaque modèle, on dispose donc de 2 jeux de paramètres obtenus après calage sur les 2 sous-périodes, 2 critères d'évaluation au calage sur la station aval, 2 en contrôle sur la même station et  $2 \times N$  en contrôle sur les  $N$  stations intérieures. Pour simplifier l'analyse, les critères sont ensuite moyennés sur les deux sous-périodes pour obtenir au final 1 critère au calage sur l'aval, 1 en contrôle sur l'aval et  $N$  en contrôle sur les stations intérieures.

Le contrôle des simulations sur l'intérieur du tronçon constitue un test exigeant comme le révèle la figure 4.2 qui compare les simulations obtenues avec la configuration *OPT6* sur l'aval et l'intérieur du tronçon (première station seulement). Les performances sont exprimées à l'aide du critère de Nash-Sutcliffe (Nash et Sutcliffe, 1970). Ce critère varie entre  $-\infty$  et 1 pour une simulation parfaite. Dans nos tests, si les simulations paraissent satisfaisantes sur l'aval avec des critères relativement proches de 1, elles le sont beaucoup moins sur les points intérieurs avec des critères parfois fortement

négatifs. Les mauvais résultats sur les points intérieurs sont essentiellement dus à l'hypothèse de répartition uniforme des apports latéraux qui sera discutée au chapitre 5.

Cet exemple montre clairement qu'un modèle testé uniquement sur l'aval ne garantit en rien la qualité des simulations sur l'intérieur du tronçon. Cette observation rejoint les recommandations de Andersen *et al.* (2001) et de Smith *et al.* (2004) qui mettent en avant ce type de contrôle.



**Fig. 4.2** : Distribution des critères de Nash-Sutcliffe ( $NSE$ ) obtenus en contrôle sur les stations à l'aval et à l'intérieur du tronçon. Les résultats sont obtenus avec un modèle couplé GR4H/Hayami dans lequel les 6 paramètres sont optimisés simultanément (stratégie de paramétrisation  $OPT6$ ). Les débits calculés par GR4H sont injectés sous la forme d'un apport uniformément réparti sur l'ensemble du tronçon.

### 4.3 Procédure de calage des paramètres

L'algorithme de calage permet d'identifier automatiquement un jeu de paramètres maximisant le critère de performance sur la sous-période ciblée. Le choix de ce critère, encore appelé fonction objectif fait l'objet du paragraphe 4.4.

La méthode d'optimisation appliquée dans cette thèse a été définie par Mathevet (2005) et comporte trois étapes.

1. L'espace des paramètres est d'abord échantillonné régulièrement en retenant deux valeurs pour chaque paramètre. Pour le modèle pluie-débit GR4H, ces valeurs correspondent aux quantiles 33 et 66% des distributions obtenues sur 1040 bassins par Le Moine (2008). Pour la célérité et la diffusion du modèle d'Hayami, deux valeurs arbitraires de 0.5 et 2 m/s ont été retenues

Modèle	Paramètre		Valeur	Valeur
			faible	forte
GR4H	Cap. Res. Prod.	S (mm)	200	400
	Echanges	IGF (mm)	-3	-1
	Cap. Res. Rout.	R (mm)	50	150
	Temps Hydrog. Unit.	TB (h)	10	30
Hayami	Célérité	C (m/s)	0.5	2
	Diffusion	D (m <sup>2</sup> /s)	0	10000

**Tab. 4.1** : Valeurs utilisées dans l'échantillonnage des paramètres permettant de générer les 32 jeux de paramètres initiaux

en accord avec la littérature (Bentura, 1995, page 180). Le coefficient de diffusion s'est avéré particulièrement difficile à caler. De nombreux essais nous ont conduits à retenir une seule valeur fixée à 0. Ce choix n'est pas anodin puisque l'on supprime alors toute possibilité d'atténuation dans le modèle de routage. Le paragraphe 4.6 revient sur ce point et montre qu'un calage de la diffusion apporte un gain marginal en termes de performances sur l'aval et l'intérieur du tronçon.

2. L'échantillonnage précédent permet de définir 64 jeux de paramètres qui sont systématiquement testés avec le critère de calage.
3. Le jeu obtenant le meilleur score est conservé pour servir de point de départ à une procédure d'optimisation classique. Nous avons utilisé l'algorithme de Levenberg-Marquardt (1944) qui minimise une fonction objectif non-linéaire en combinant une méthode de descente du gradient et un algorithme de Gauss-Newton.

Le paragraphe suivant détaille le critère utilisé pour évaluer les simulations au cours de la procédure.

## 4.4 Critères de calage

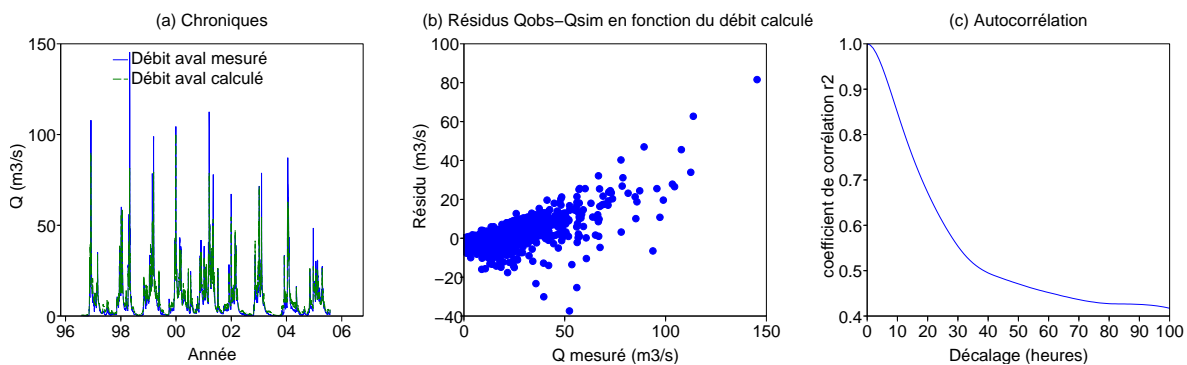
Le choix des critères d'évaluation a fait l'objet de nombreux travaux en hydrologie. Pour appliquer sa procédure d'évaluation, Klemes (1986) ne donnait pas de recommandation particulière à ce sujet en déclarant : "there is little point in trying to propose a general all-inclusive set of performance criteria." 20 ans plus tard, la question n'est toujours pas tranchée en hydrologie. Dans la suite, nous distinguerons deux types de critères.

- Les critères de calage : ces critères doivent permettre la meilleure identification possible des paramètres en fonction des objectifs d'application du modèle et de spécificités éventuelles connues par le modélisateur.
- Les critères de contrôle : ces critères ont un rôle d'évaluation. Ils permettent aux utilisateurs de juger de l'intérêt du modèle au regard de leurs besoins, indépendamment des conditions de calage.

En s'inspirant du modèle linéaire, l'approche communément appliquée pour caler des modèles en hydrologie consiste à minimiser la somme des résidus élevés au carré  $\sum_i (\hat{Q}_i - Q_i)^2$  où  $Q_i$  sont les débits mesurés et  $\hat{Q}_i$  les débits calculés par le modèle au pas de temps  $i$ .

En minimisant cette somme pour caler le modèle, on considère que toute l'information contenue dans la série des erreurs est résumée par cette variable. On parle alors de statistique suffisante (Box et Tiao, 1992). Pour cela, les résidus doivent être indépendants, sans biais et de variance constante (Clarke, 1973) ce qui est notoirement faux en hydrologie : la variance des résidus croît avec le débit (hétéroscédasticité) et la série des résidus présente une forte auto-corrélation (surtout au pas de temps horaire).

La figure 4.3 donne un exemple de simulation sur le Serein entre Bierre-lès-Semur et Beaumont (tronçon Serein2). Le simple tracé des résidus en fonction du débit mesuré sur la figure 4.3.b ne laisse aucun doute sur l'accroissement de la variance. La lente décroissance de la fonction d'auto-corrélation sur la figure 4.3.c contredit complètement l'hypothèse d'indépendance. Cet exemple n'est malheureusement pas isolé.



**Fig. 4.3 :** Vérification des hypothèses concernant les résidus. La figure 4.3.a montre les débits mesurés et calculés sur le Serein à Beaumont (aval du tronçon Serein2) par le modèle couplé GR4H/Hayami (configuration D0), la figure 4.3.b montre les résidus du modèle en fonction du débit calculé, la figure 4.3.c donne la fonction d'autocorrélation de ces résidus.

Pour résoudre ce problème, il faut donc faire appel à une statistique plus riche que la somme quadratique des résidus. De nombreux auteurs ont ainsi proposé des critères de calage respectant davantage les hypothèses sur la variance et l'indépendance des résidus (Sorooshian et Dracup, 1980; Yang *et al.*, 2007; Le Moine, 2008). Ces travaux aboutissent à de véritables modèles d'erreur et on se retrouve alors avec deux modèles intervenant dans le calage : le modèle initial qui génère les débits calculés  $\hat{Q}_i$  et le modèle d'erreur qui transforme les résidus du modèle initial  $\hat{Q}_i - Q_i$  en une série aux propriétés statistiquement acceptables. Il semble alors difficile de faire la part entre le développement du modèle initial et son évaluation.

Enfin, Le Moine (2008) a montré que les modèles d'erreur sophistiqués ne produisaient pas forcément des simulations très différentes d'un calage classique. La conception d'un modèle d'erreur efficace semble donc encore mal résolue et dépasse largement le cadre de cette thèse. Nous avons donc opté



pour l'approche classique du calage sur la somme des résidus élevés au carré.

En y regardant de plus près, ce choix s'avère intéressant pour reproduire les débits de crue. La valeur des résidus augmentant avec le débit, leur somme quadratique va être dominée par quelques fortes valeurs associées aux débits élevés. Le modèle sera donc calé pour reproduire préférentiellement cette gamme de débit.

## 4.5 Critères de contrôle

La majorité des travaux de modélisation en hydrologie expriment les performances à l'aide du critère de Nash et Sutcliffe (1970). Ce critère permet de comparer une série de  $n$  débits mesurés  $(Q_i)_{i=1..n}$ , et simulés  $(\hat{Q}_i)_{i=1..n}$  :

$$NSE = 1 - \frac{\sum_i (\hat{Q}_i - Q_i)^2}{\sum_i (\bar{Q} - Q_i)^2} \quad (4.1)$$

où  $\bar{Q}$  est la moyenne des débits mesurés sur les  $n$  pas de temps de la période d'évaluation. Par commodité, ce critère sera dénommé  $NSE$  (pour reprendre la dénomination commune de "Nash-Sutcliffe Efficiency") dans la suite de ce chapitre.  $NSE$  varie de  $-\infty$  à 1. La valeur de 1 correspond à une simulation parfaite ( $\forall i \hat{Q}_i = Q_i$ ).

Compte tenu de sa large utilisation, ce critère sera conservé dans la suite de notre document. Il n'est cependant pas totalement satisfaisant et devra donc être complété par un autre critère mieux adapté à notre problématique.

### 4.5.1 Le problème du modèle de référence dans le critère de Nash-Sutcliffe

$NSE$  possède un défaut important lié à l'utilisation de la variance du débit mesuré  $(\sum_i (\bar{Q} - Q_i)^2)$ . Ce terme permet de normaliser la somme des résidus élevés au carré et de comparer ainsi les performances entre des bassins dont les débits n'ont pas la même amplitude. Nash et Sutcliffe (1970) indiquent que l'on peut considérer le terme  $\sum_i (\bar{Q} - Q_i)^2$  comme la somme des résidus d'un modèle de référence qui attribuerait le débit moyen  $\bar{Q}$  à tous les pas de temps de la simulation.

Garrick *et al.* (1978) ainsi que Schaeffli et Gupta (2007) critiquent ce modèle de référence qui serait trop simple et donnerait des critères  $NSE$  artificiellement élevés. Garrick *et al.* (1978) proposent de le remplacer par la moyenne interannuelle des débits pour chaque jour julien. Perrin (2000) a cependant montré que sur les bassins intermittents, ce modèle était trop exigeant et conduisait à des valeurs de  $NSE$  fortement négatives. En travaillant sur un large échantillon de bassin, la moyenne des  $NSE$  obtenue sur l'ensemble de l'échantillon pouvait alors être influencée par quelques valeurs très négatives et biaiser l'analyse globale des performances. Mathevet (2005) a proposé une transformation de  $NSE$  permettant de s'affranchir de ce problème. Le critère transformé, baptisé  $C2M$ , s'écrit

$$C2M = \frac{\sum_i (\bar{Q} - Q_i)^2 - \sum_i (\hat{Q}_i - Q_i)^2}{\sum_i (\bar{Q} - Q_i)^2 + \sum_i (\hat{Q}_i - Q_i)^2} = \frac{NSE}{2 - NSE}$$

$C2M$  varie cette fois entre -1 et 1. Ce critère permet de travailler efficacement sur un grand échantillon de bassin comme l'a confirmé Le Moine (2008). Cependant il ne résout pas le problème du modèle de référence. De plus, il reste difficile à interpréter pour les utilisateurs qui n'étaient déjà pas forcément réceptifs au critère de Nash-Sutcliffe. Nous avons donc choisi de ne pas utiliser ce critère dans la suite.

Pour améliorer  $NSE$ , on pourrait songer à développer un modèle de référence plus élaboré. La démarche retomberait alors dans le travers mentionné au paragraphe précédent pour les modèles d'erreur : le modèle de référence pourrait devenir aussi complexe que le modèle initial. Sur quoi porterait alors l'évaluation ?

Afin de pallier cet inconvénient, Nash et Sutcliffe (1970) proposaient une seconde version de leur célèbre critère faisant intervenir les résidus de deux modèles au lieu d'un seul :

$$NSR(B|A) = 1 - \frac{\sum_i (\hat{Q}_i^B - Q_i)^2}{\sum_i (\hat{Q}_i^A - Q_i)^2} = 1 - \frac{1 - NSE^B}{1 - NSE^A}$$

où  $\hat{Q}_i^A$  et  $\hat{Q}_i^B$  sont les débits calculés par les modèle  $A$  et  $B$  respectivement,  $NSE^A$  et  $NSE^B$  sont les critères  $NSE$  pour les mêmes modèles respectivement. Comme  $NSE$ ,  $NSR(B|A)$  varie entre  $-\infty$  et 1.

Cette formulation présente l'intérêt d'éliminer le modèle de référence et de se placer directement dans un cadre comparatif. En effet, pour comparer deux modèles avec le critère  $NSE$ , on serait tenté d'utiliser la différence entre les deux valeurs de  $NSE$ . Même si on ne calcule pas explicitement cette différence, elle est utilisée implicitement dès que l'on affiche sur un même tableau ou graphique deux valeurs de  $NSE$ .

Cela n'est pas sans risque comme suggéré par Claude Michel (communication personnelle) : gagner 0.05 point sur  $NSE$  n'a pas le même impact quand on passe de 0.50 à 0.55 et de 0.90 à 0.95. Dans le premier cas, la somme des résidus au carré diminue de 10% (le critère  $NSR$  vaut alors 0.1). Dans le deuxième cas, cette somme diminue de 50% ( $NSR$  vaut 0.5) traduisant une augmentation des performances beaucoup plus importante. Peu d'auteurs (Seibert, 2001; Chen *et al.*, 2006) ont utilisé la deuxième forme du critère de Nash et Sutcliffe (1970), même si elle semble mieux adaptée à la comparaison des performances entre deux modèles.

#### 4.5.2 Formulation d'un critère de comparaison

Le critère  $NSR$  exprime la diminution ou l'accroissement de la somme des résidus au carré. Pour rendre son exploitation plus facile dans le cadre d'un dialogue avec les utilisateurs, il est intéressant de transformer ce critère de la manière suivante :

$$RE(B|A) = 1 - \sqrt{\frac{\sum_i (\hat{Q}_i^B - Q_i)^2}{\sum_i (\hat{Q}_i^A - Q_i)^2}} \quad (4.2)$$

$$= 1 - \sqrt{\frac{1 - NSE^B}{1 - NSE^A}} \quad (4.3)$$

Tout comme  $NSE$  et  $NSR(B|A)$ ,  $RE(B|A)$  varie entre  $-\infty$  et 1. La racine carrée permet de ramener le deuxième terme à une comparaison entre la moyenne quadratique des résidus des deux modèles  $A$  et  $B$ . Les deux moyennes s'expriment en  $m^3/s$  ce qui permet d'interpréter simplement le critère :  $RE$  donne le taux d'évolution de l'erreur quadratique moyenne quand on passe de  $A$  à  $B$ . Par exemple, si  $RE(B|A) = 0.5$ , le modèle  $B$  est plus performant que  $A$  avec une erreur inférieure de 50%. Au contraire, si  $RE(B|A) = -0.5$ , le modèle  $B$  est moins performant avec une erreur supérieure de 50%.

L'annexe A fournit une table de correspondance entre les deux valeurs  $NSE^A$ ,  $NSE^B$  et le critère  $RE(B|A)$ .

### 4.5.3 Exemple d'une comparaison de modèles en utilisant le critère de Nash-Sutcliffe et $RE$

Une comparaison de modèles basée sur  $NSE$  et  $RE(B|A)$  peut mener à des conclusions significativement différentes comme le montre l'exemple de ce paragraphe.

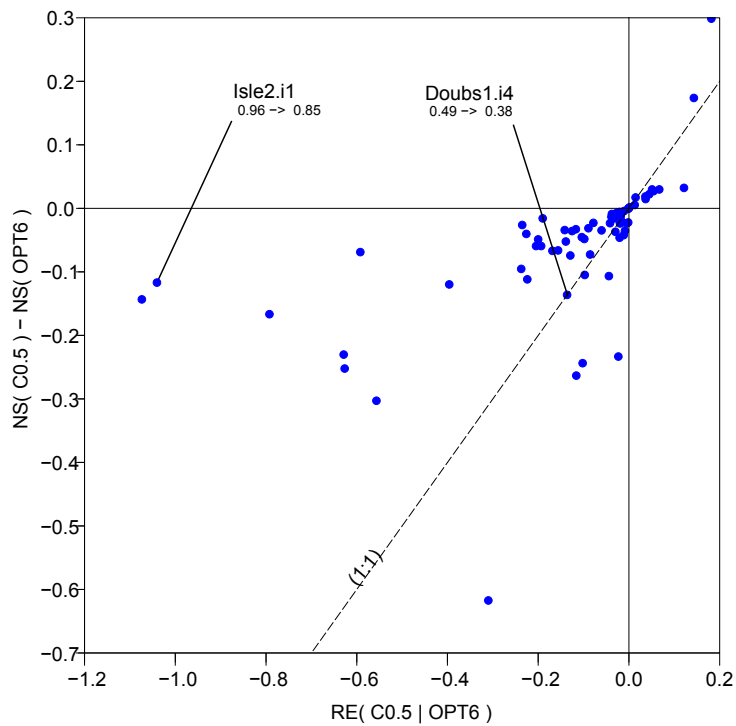
On cherche à comparer deux versions du modèle couplé présentant des stratégies de paramétrisation distinctes.  $OPT6$  constitue le modèle de référence à 6 paramètres auquel est comparée une version à 5 paramètres dans laquelle la célérité est fixée à 0.5 m/s (configuration notée  $C0.5$ ). Pour chaque version et chaque tronçon, on calcule ensuite les critères de performance en contrôle sur la station aval et sur l'ensemble des points intérieurs au tronçon. Ce type de comparaison sera utilisé au paragraphe 4.6 pour étudier la sensibilité des paramètres dans le modèle couplé. La comparaison permet de quantifier la dégradation des performances lorsque l'on fixe la célérité pour évaluer l'intérêt de son calage.

L'utilisation du critère  $RE$  donne directement une évaluation du gain de performance en passant d'un modèle à l'autre, ce critère est porté en abscisse sur la figure 4.4 pour les simulations sur les points intérieurs. Avec  $NSE$  on réalise la différence entre les deux critères, cette différence est portée en ordonnée sur la figure 4.4.

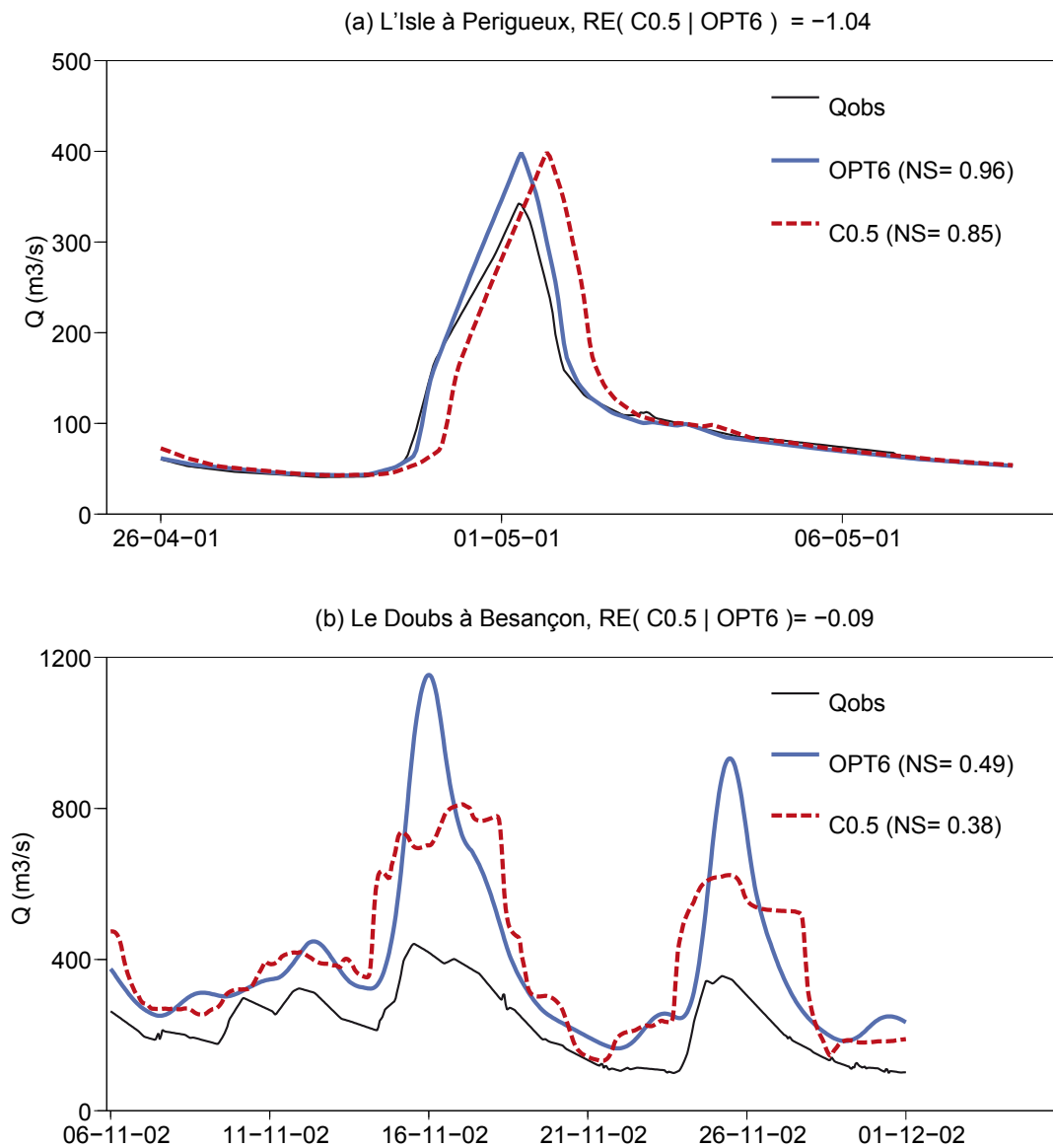
Comme attendu, la comparaison basée sur le critère  $NSE$  attribue un gain équivalent quelque soit la qualité du modèle initial : par exemple, sur la station du Doubs à Besançon (tronçon Doubs1, 3<sup>ième</sup> station intérieure, notée Doubs1.i3),  $NSE$  passe de 0.49 pour la configuration  $OPT6$  à 0.38 pour  $C0.5$  avec une diminution de 0.11. Une diminution est observée pour l'Isle à Périgueux (tronçon Isle2, première station intérieure, notée Isle2.i1) où  $NSE$  passe de 0.96 pour  $OPT6$  à 0.85 pour  $C0.5$ .

Au contraire, le critère  $RE(C0.5|OPT6)$  distingue les deux situations avec un score de -0.1 sur le Doubs et de -1 sur l'Isle. La figure 4.5 montre une simulation de crue sur les deux stations. Sur le Doubs, les deux modèles sont clairement en échec, la dégradation introduite par  $C0.5$  ne paraît pas catastrophique au vu de la qualité de la simulation initiale obtenue avec  $OPT6$ . Sur l'Isle en revanche,  $C0.5$  introduit un décalage systématique de l'hydrogramme calculé qui semble dégrader fortement la qualité de la simulation.

Cet exemple n'est bien sûr qu'un cas particulier. Il ne peut constituer une preuve formelle de l'intérêt



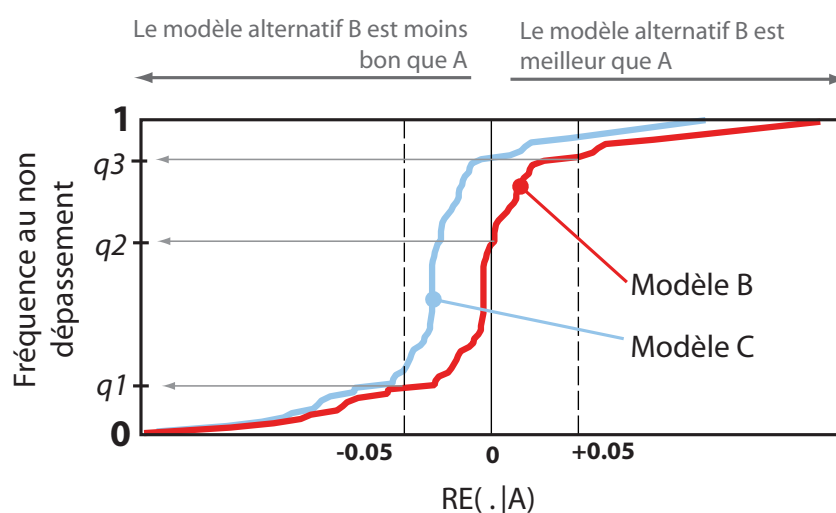
**Fig. 4.4 :** Critères de contrôle pour les simulations sur les points intérieurs avec le modèle couplé. Le graphique porte en abscisse le critère  $RE(C0.5|OPT6)$  défini dans l'équation 4.2 et en ordonnée la différence entre les critères de Nash-Sutcliffe calculés indépendamment pour les deux modèles. Les chiffres indiqués sur la figure renvoient aux valeurs du critères  $NSE$  pour le modèle  $OPT6$  et  $C0.5$  respectivement ( $NSE(OPT6) \rightarrow NSE(C0.5)$ )



**Fig. 4.5 :** Simulations de crue sur les stations de l'Isle à Périgueux (tronçon Isle2, station intérieure 1) et du Doubs à Besançon (station intérieure 3). Les graphiques montrent les simulations obtenues avec les modèles *OPT6* et *C0.5C* ainsi que les scores exprimés par le critère de Nash-Sutcliffe (*NSE*) et  $RE(C0.5|OPT6)$

de  $RE$ . Le choix du critère de contrôle appartient en définitive à l'utilisateur, il serait donc absurde de chercher un critère "all-inclusive" comme le disait Klemes (1983).  $RE$  n'est qu'une proposition parmi d'autres qui présente cependant l'avantage d'exprimer simplement les résultats d'une comparaison entre deux modèles.

Dans la suite de la thèse, les performances seront présentées sous la forme de distributions comme sur la figure 4.6. Ces graphiques portent en abscisse les valeurs des critères  $RE$  et en ordonnée la fréquence au non dépassement. Plus la courbe se décale vers la droite, plus l'erreur du modèle alternatif est réduite par rapport à celle du modèle de référence sur une majorité de bassins : sur l'exemple de la figure 4.6, le modèle B peut être jugé comme équivalent au modèle A avec un critère  $RE(B|A)$  centré autour de 0. En revanche, le modèle C semble dégrader la performance pour une majorité de bassins.



**Fig. 4.6** : Exemple de comparaison des performances entre trois modèles A, B et C. A est le modèle de référence, B et C sont des versions alternatives. Le graphique porte en abscisse les valeurs de  $RE(B|A)$  et  $RE(C|A)$  et en ordonnée la fréquence au non-dépassement sur notre échantillon de bassin. Le quantile  $q1$  donne le pourcentage de bassins pour lesquels le modèle B augmente l'erreur quadratique moyenne de plus de 5% ( $RE(B|A) < -0.05$ ).  $q2$  indique le pourcentage de bassins pour lesquels cette erreur est plus importante avec B qu'avec A ( $RE(B|A) < 0$ ).  $1-q3$  est le pourcentage de bassin pour lesquels l'erreur de B est inférieure de 5% à celle de A ( $RE(B|A) > 0.05$ ).

## 4.6 Sensibilité des paramètres du modèle couplé

Si le modèle GR4H ne semble pas souffrir de sur-paramétrisation (Le Moine, 2008), cela n'est pas garanti pour le modèle couplé GR4H/Hayami. En effet, le modèle d'Hayami introduit une fonction de routage qui pourrait faire double emploi avec celle de GR4H. Afin de vérifier la sensibilité du modèle couplé à chacun de ses paramètres, nous avons comparé les résultats obtenus avec 13 stratégies de

paramétrisation.

1. Dans la stratégie *OPT6* évoquée dans les paragraphes précédents, les 6 paramètres sont optimisés simultanément.
2. Chacun des 6 paramètres est ensuite fixé successivement à une valeur forte puis faible en reprenant les valeurs du tableau 4.1. On obtient ainsi 12 stratégies de paramétrisation notées  $Xval$  où  $X$  est le nom du paramètre et  $val$  sa valeur.

Le critère  $RE(Xval|OPT6)$  permet ensuite de déterminer l'éventuelle dégradation des performances lorsque l'on fixe un paramètre. La figure 4.7 montre les distributions de ce critère pour les simulations en contrôle sur les 50 stations aval et les 72 stations intérieures.

Ces graphiques indiquent tout d'abord que la réduction du nombre de paramètres calés n'a pas le même impact lorsque l'on analyse les simulations à l'aval et sur les points intérieurs au tronçon : sur l'aval (colonne de gauche sur la figure 4.7) cette réduction entraîne une chute de performance importante en contrôle avec une large majorité de simulations présentant des valeurs de  $RE(Xval|OPT6)$  négatives. Sur les points intérieurs, cette chute est plus limitée. On trouve même un nombre non négligeable de simulations qui s'améliorent lorsque l'on fixe un paramètre avec  $RE(Xval|OPT6) > 0$ . Ceci montre que le calage basé sur les débits aval ne conduit pas toujours au jeu de paramètre optimum sur les points intérieurs.

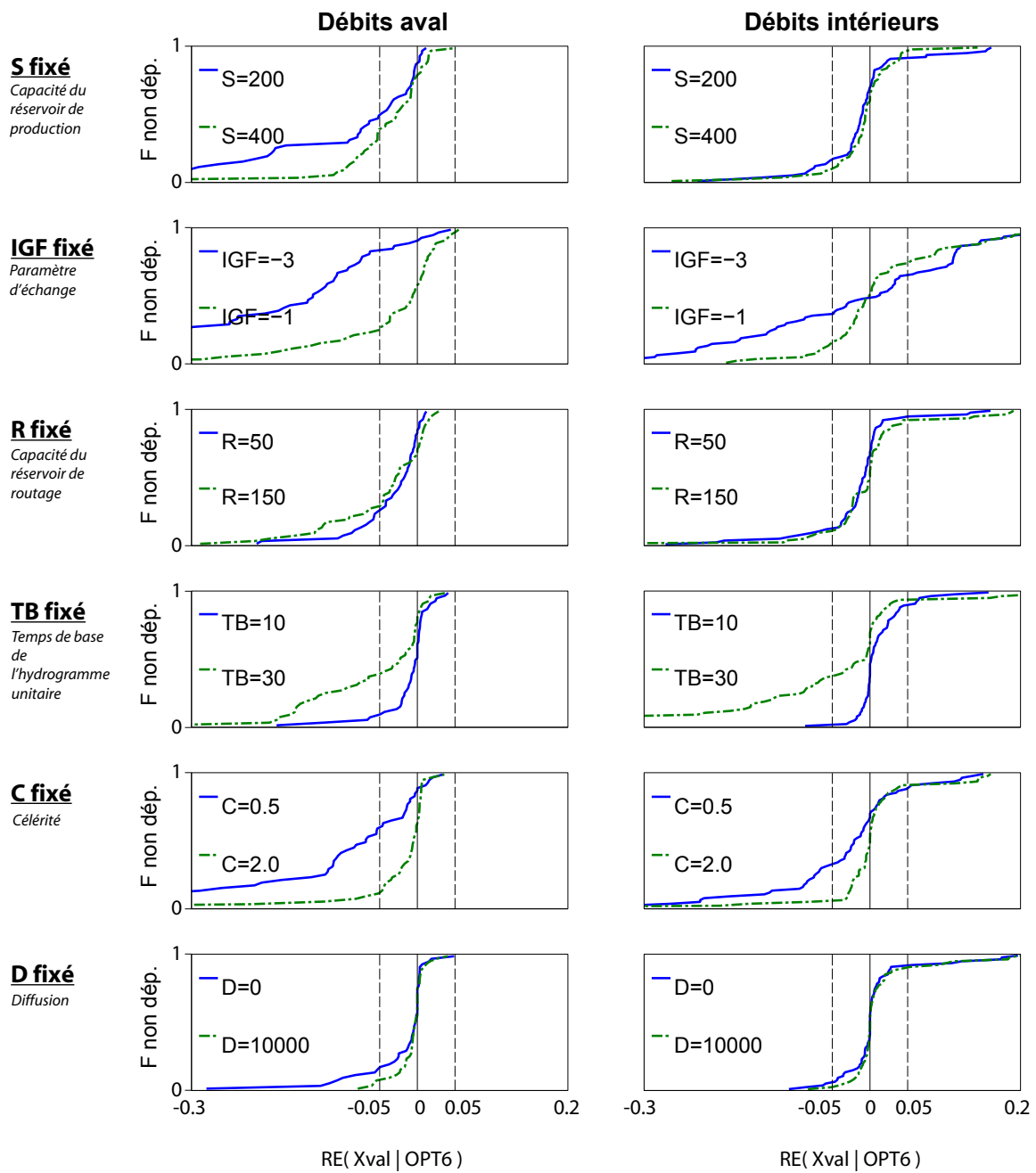
Le phénomène est particulièrement marqué pour le paramètre d'échange (*IGF*) : le critère  $RE(IGF-3|OPT6)$  sur les points intérieurs (2<sup>ième</sup> colonne, 2<sup>ième</sup> ligne sur la figure 4.7) présente une distribution symétrique par rapport au point (0, 0.5). En d'autres termes, le calage de *IGF* dégrade les performances dans un cas sur deux par rapport à une solution où ce paramètre serait fixé à -3. On conçoit alors la difficulté de spatialiser le paramètre d'échange, point sur lequel nous reviendrons dans le chapitre 5, et l'importance de contrôler les simulations sur les points intérieurs.

Concernant le paramètre de diffusion, la distribution des critères  $RE(D0|OPT6)$  et  $RE(D10000|OPT6)$  (dernière ligne sur la figure 4.7) apparaît plus resserrée autour de 0 que les autres distributions. Ceci montre qu'une valeur fixe attribuée au coefficient de diffusion dégrade peu les performances du modèle par rapport à une configuration dans laquelle ce paramètre est calé. On note également que les deux courbes  $RE(D0|OPT6)$  et  $RE(D10000|OPT6)$  se confondent, ce qui renforce l'analyse précédente : quelle que soit la valeur fixe retenue pour  $D$ , on aboutit à une distribution des performances similaire.

## 4.7 Etude fréquentielle succincte du modèle hydraulique simplifié

Afin de mieux cerner l'origine de ce problème d'identification sur le coefficient de diffusion, ce paragraphe propose une analyse fréquentielle succincte du modèle hydraulique simplifié.

Dans ce modèle, le coefficient de diffusion influence essentiellement l'atténuation de l'onde de crue. En appliquant des méthodes développées en traitement du signal, cette atténuation peut être évaluée en considérant le modèle comme une fonction de transfert dont on calcule le gain  $G(w)$ . Le gain



**Fig. 4.7** : Distribution des critères  $RE(Xval|OPT6)$  en contrôle pour les simulations sur les 50 stations aval (première colonne) et les 72 stations intérieures (deuxième colonne). Chaque graphique porte en abscisse les valeurs du critère et en ordonnée la fréquence au non-dépassement sur l'échantillon.



évalue le ratio entre l'amplitude d'un signal d'entrée de fréquence  $w$  et celle de la sortie du modèle. Dans le cas d'un transfert amont-aval sans apports latéraux avec le modèle d'Hayami (1951), le gain s'exprime de la manière suivante (Malaterre, 1995).

$$G(x, w) = \left| \exp \left( \frac{C - \sqrt{C^2 + 4D i w}}{2 D} x \right) \right| \quad (4.4)$$

avec  $i = \sqrt{-1}$ ,  $C$  (m/s) la célérité,  $D$  (m<sup>2</sup>/s) la diffusion,  $x$  (m) l'abscisse à laquelle est évalué le gain. Cette expression est obtenue en appliquant une transformée de Laplace<sup>1</sup> sur l'équation 3.3 (cf. page 70) qui caractérise le modèle d'Hayami. La figure 4.8 donne un exemple de diagramme portant la fréquence en abscisse et le gain  $G$  en ordonnée pour un modèle d'Hayami appliqué sur un tronçon de 100 km avec  $C = 1$  m/s et  $D = 5\,000$  m<sup>2</sup>/s. Sur la figure, le gain est exprimé en décibel<sup>2</sup>, unité classiquement utilisée en traitement du signal.

On constate que la propagation n'atténue pas les basses fréquences avec un gain proche de 0 dB et filtre les hautes fréquences avec un gain tendant vers  $-\infty$ . Le modèle d'Hayami peut donc être caractérisé de filtre "passe-bas".

Pour résumer ces propriétés, il est utile d'évaluer la fréquence de coupure qui délimite la plage des fréquences peu filtrées encore appelée bande passante. En reprenant une approche courante en traitement du signal, cette fréquence correspond à un seuil d'atténuation de -3 dB qui correspond à une division par 2 de l'amplitude (Malaterre, 1995). Le modèle d'Hayami précédemment cité possède ainsi une fréquence de coupure à  $0.27 \cdot 10^{-4}$  rad/s soit une période<sup>3</sup> de 64 heures environ. Tout signal de période inférieure à 64 heures subira donc une atténuation au cours de la propagation.

Une démarche identique peut être appliquée sur le modèle hydraulique simplifié donné par l'équation 3.9 (cf. page 72). On cherche alors à déterminer la fréquence de coupure associée à une configuration de modèle donnée. Cette fréquence va dépendre des paramètres  $C$  et  $D$ , de la longueur du tronçon, de la nature et de l'emplacement des injections latérales.

Afin d'obtenir la fréquence de coupure, il est nécessaire de calculer le gain  $G(w)$ . Pour cela, on applique une transformée de Laplace sur l'équation 3.9. En préalable, on notera que la fonction  $\Phi_j$  mentionnée dans l'équation 3.9 possède la transformée suivante.

$$\begin{aligned} \mathcal{L}(\Phi_j) &= \mathcal{L} \left( C \int_0^t q_j(t) - q_j(0) dt \right) \\ &= \frac{C}{\alpha_j - \alpha_{j-1}} \frac{\mathcal{L}(IU_j)}{p} \end{aligned}$$

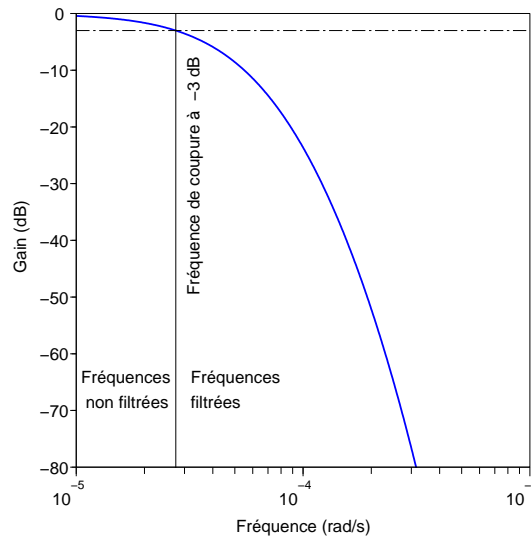
avec  $q_j$  (m<sup>2</sup>/s) le débit linéaire correspondant à l'apport  $j$  injecté entre les abscisses  $\alpha_{j-1}$  et  $\alpha_j$ ,  $C$  la célérité (m/s) et  $IU_j$  (m<sup>3</sup>/s) le débit d'apport égal à  $(\alpha_{j-1} - \alpha_j) q_j$ .

<sup>1</sup>La transformée de Laplace d'une fonction  $f$  est une fonction notée  $\mathcal{L}(f)$  qui associe au nombre complexe  $p$  la valeur suivante :

$$\mathcal{L}(f)(p) = \int_0^{+\infty} e^{-p t} f(t) dt$$

<sup>2</sup> $G_{dB} = 20 \log_{10}(G)$

<sup>3</sup> $T = 2\pi/w$  avec  $T$  la période et  $w$  la fréquence



**Fig. 4.8** : Gain du modèle d'Hayami appliqué sur un tronçon de 100 km avec  $C = 1$  m/s et  $D = 5000$  m<sup>2</sup>/s. Le gain est exprimé en décibel et tracé en fonction de la fréquence du signal d'entrée exprimée en radians par seconde.

La transformée de Laplace appliquée à l'équation 3.9 donne ainsi la relation suivante.

$$\begin{aligned}
 \mathcal{L}(O)(x, p) &= \mathcal{L}(Q_{am})(p) F_{hay}(x, p, C, D) & (4.5) \\
 &+ \sum_{i=1}^P \mathcal{L}(IP_i)(p) F_{hay}(x - \lambda_i, p, C, D) \\
 &+ \sum_{j=1}^U \frac{C}{\alpha_j - \alpha_{j-1}} \frac{\mathcal{L}(IU_j)(p)}{p} [F_{hay}(x - \alpha_j, p, C, D) - F_{hay}(x - \alpha_{j-1}, p, C, D)] \\
 F_{hay}(x, p, C, D) &= \exp\left(\frac{C - \sqrt{C^2 + 4D} p}{2D} x\right)
 \end{aligned}$$

avec  $p$  la variable de Laplace,  $O$  (m<sup>3</sup>/s) le débit calculé en un point d'abscisse  $x$ ,  $Q_{am}$  (m<sup>3</sup>/s) le débit amont,  $F_{hay}$  la transformée de Laplace du noyau d'Hayami utilisée dans l'équation 4.4,  $IP_i$  et  $IU_j$  (m<sup>3</sup>/s) les débits d'apport ponctuel  $i$  et réparti  $j$ . Les notations des autres grandeurs sont identiques à celles de l'équation 3.9.

Dans une première approximation, on peut considérer que le débit spécifique  $q_s$  est uniforme sur le bassin intermédiaire. Les débits d'apports sont donc obtenus en multipliant ce débit spécifique par la surface du sous-bassin correspondant. Cette hypothèse d'apparence simpliste sera exploitée au chapitre 5 pour évaluer l'intérêt d'une spatialisation du modèle hydrologique. Elle permet de

factoriser l'expression 4.5 par  $\mathcal{L}(q_s)(p)$ . La fonction de transfert prend donc l'expression suivante.

$$\begin{aligned} \frac{\mathcal{L}(O)(x, p)}{\mathcal{L}(q_s)(p)} &= S_{am} F_{hay}(x, p, C, D) \\ &+ \sum_{i=1}^P SP_i F_{hay}(x - \lambda_i, p, C, D) \\ &+ \sum_{j=1}^U \frac{C}{\alpha_j - \alpha_{j-1}} \frac{SU_j}{p} [F_{hay}(x - \alpha_j, p, C, D) - F_{hay}(x - \alpha_{j-1}, p, C, D)] \end{aligned} \quad (4.6)$$

avec  $S_{am}$ ,  $SP_i$  et  $SU_j$  les surfaces (km<sup>2</sup>) du bassin amont et des sous-bassins d'apport  $i$  et  $j$  respectivement. Le gain est enfin obtenu en prenant le module de l'expression précédente évaluée en  $p = iw$ .

Etant donné que le modèle couplé est calé sur les débits de la station aval, il est intéressant de calculer le gain en ce point. On prendra donc  $x = L$  avec  $L$  la longueur totale du tronçon. Pour comparer les gains obtenus sur les différents tronçons, il est possible de le normaliser par la surface du bassin à la station aval. La valeur du gain exploitée dans la suite du paragraphe est donc la suivante.

$$G(L, w) = \left| \frac{1}{S_{av}} \frac{\mathcal{L}(O)(L, iw)}{\mathcal{L}(q_s)(iw)} \right|$$

avec  $S_{av}$  (km<sup>2</sup>) la surface aval. La normalisation permet d'obtenir  $G(L, 0) = 1$ .

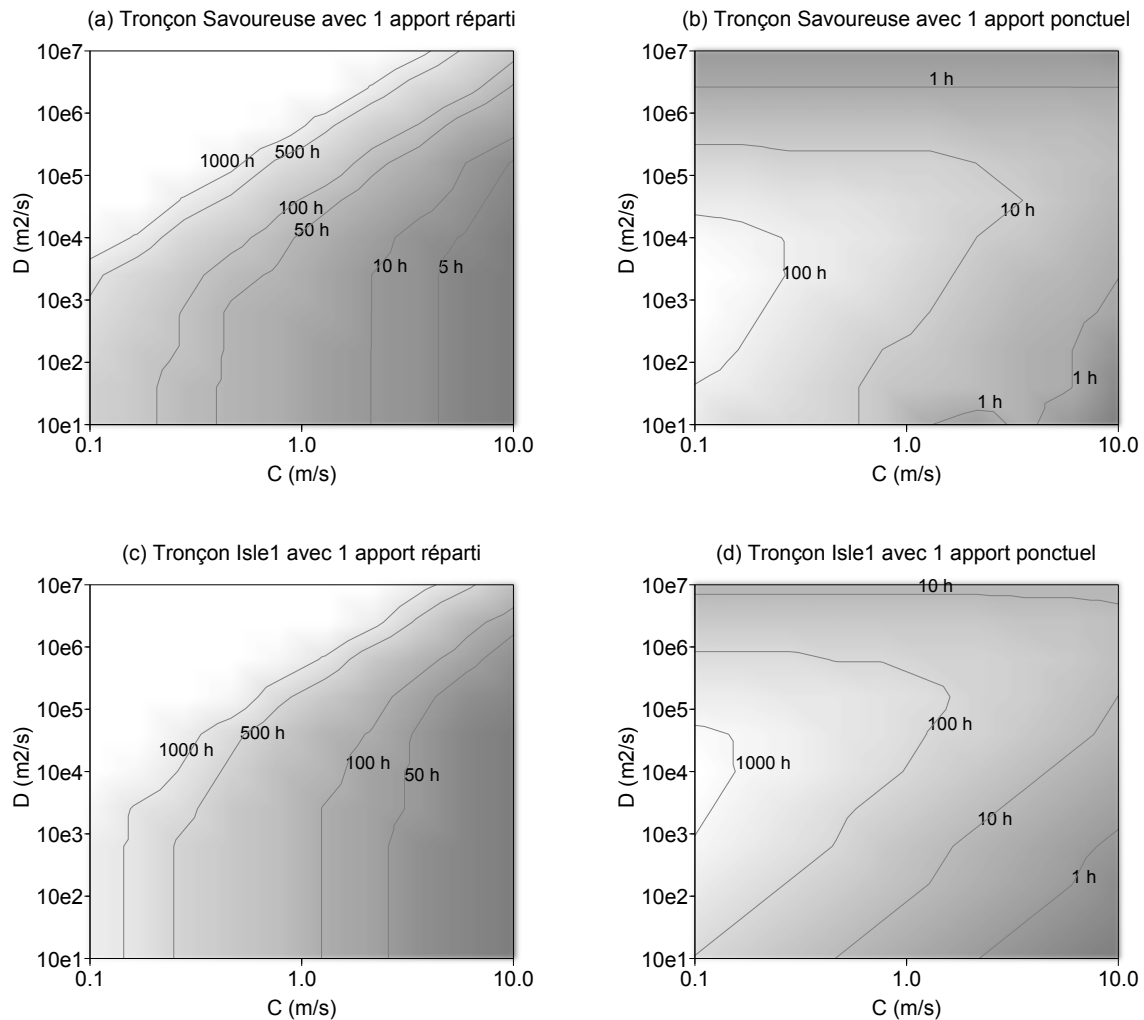
Ce gain n'a pas d'expression simple dans le cas général, nous l'avons donc calculé numériquement. La fréquence de coupure associée au modèle hydraulique simplifié peut ensuite être déterminée par essai-erreur en cherchant la fréquence  $w_c$  qui donne  $G(L, w_c) \approx -3$  dB.

La figure 4.9 montre les fréquences de coupure obtenues sur les tronçons situés entre les stations de la Savoureuse à Giromagny et Vieux-Charmont (tronçon Savoureuse, 29 km) d'une part et de l'Auvézère à Benayes et de l'Isle à Abzac (tronçon Isle1, 198 km) d'autre part. Deux configurations d'apport ont été retenues pour chaque tronçon. La première configuration est identique à celle décrite au paragraphe 4.1 avec un apport uniformément réparti couvrant l'ensemble du tronçon. Dans une deuxième configuration, le débit d'apport est injecté sous forme ponctuelle au niveau de la confluence avec l'affluent principal (abscisse  $x = 11$  km pour la Savoureuse et  $x = 94$  km pour l'Isle).

Pour faciliter la lecture, les fréquences ont été converties en périodes via l'équation  $T = 2\pi/w$ . Dans la suite, le terme de période sera préféré à celui de fréquence pour faciliter la compréhension. L'interprétation de cette figure se fait de la manière suivante : plus la période de coupure est faible (teinte foncée sur la figure), plus la bande passante du modèle est large et donc l'atténuation limitée. A l'extrême, lorsque la période de coupure vaut 1 heures, le modèle ne filtre que les signaux de période inférieure à 1 heure. Il n'introduit donc aucune atténuation lorsqu'on l'utilise au pas de temps horaire (ce qui est notre cas) et se réduit à un décalage pur.

La figure 4.9 appelle les commentaires suivants.

- Les graphiques obtenus sur les deux tronçons présentent un aspect similaire bien que les valeurs obtenues pour la période de coupure soient environ 10 fois plus élevées pour l'Isle. Ceci peut être attribué à la longueur du tronçon qui intervient dans la fonction  $F_{hay}(x, p, C, D)$ , fonction



**Fig. 4.9** : Fréquences de coupure à -3 dB calculées à l'extrémité aval du tronçon en fonction des paramètres  $C$  et  $D$ . Pour faciliter l'interprétation, les fréquences sont converties en période par la relation  $T = 2\pi/w$ . Les figures a et b correspondent à un modèle développé sur le tronçon situé entre les stations de la Savoureuse à Giromagny et Vieux-Charmont (tronçon Savoureuse). Les figures c et d concernent le tronçon situé entre les stations de l'Auvézère à Benayes et de l'Isle à Abzac (tronçon Isle1). Sur les figures a et c, la configuration du modèle comporte un unique apport uniformément réparti. Sur les figures b et d, cette configuration comporte 1 unique apport ponctuel injecté à la confluence entre le tronçon et son affluent principal.

décroissante en  $x$ . Lorsque la longueur  $x$  augmente, le gain diminue et la période de coupure augmente. Ce résultat traduit l'observation triviale qu'une onde de crue s'atténue davantage lorsque qu'elle se propage sur un tronçon plus long.

- Si le résultat précédent semble évident, la comparaison des figures 4.9.a et 4.9.c correspondants à une configuration d'apports uniformément répartis se montre plus instructive. Ces figures montrent que dans ce type de configuration, la bande passante est essentiellement contrôlée par la célérité : pour une large gamme de couples  $(C, D)$ , les courbes d'iso-valeur sont verticales traduisant l'indépendance de la bande à passante au coefficient de diffusion. Ce phénomène se produit dès que le paramètre  $D$  est inférieur à une valeur de 1000 à 10 000  $\text{m}^2/\text{s}$  en fonction du tronçon.

Nous comprenons ainsi l'origine des difficultés d'identification mentionnées dans le paragraphe précédent : ce paramètre n'influence l'atténuation que pour une gamme de valeurs particulière qui n'est pas forcément compatible avec tous les tronçons étudiés.

- Si les apports uniformément répartis limitent l'identification de  $D$ , on pourrait alors songer à exploiter une configuration avec des apports ponctuels. Les figures 4.9.b et 4.9.d ne montrent pas de courbe d'iso-valeur verticale.  $D$  constitue alors un paramètre sensible vis-à-vis de l'atténuation. En revanche, la zone où l'atténuation est nulle (période de coupure  $< 1$  heure) concerne alors une partie non négligeable de l'espace des deux paramètres  $C$  et  $D$ . Dans cette zone sans atténuation, le modèle se réduit à un décalage pur contrôlé par un seul paramètre. En conservant les deux paramètres  $C$  et  $D$  on aboutit donc à un modèle sur-paramétré.

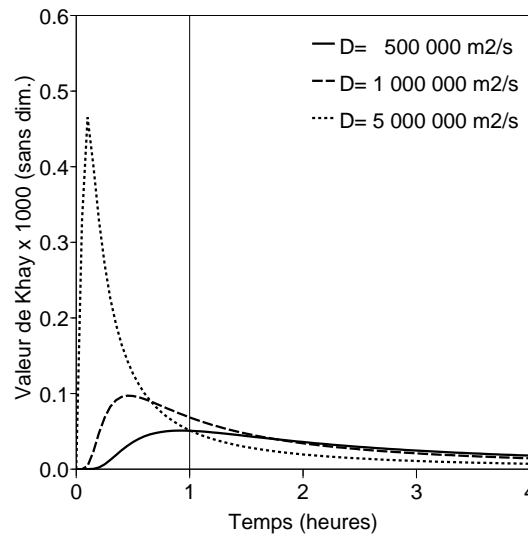
De manière surprenante, cette zone couvre la partie supérieure des deux figures 4.9.b et 4.9.d. Dans cette zone où la diffusion est élevée, le noyau de convolution d'Hayami  $K_{hay}$  se concentre dans les premiers pas de temps comme illustré par la figure 4.10. La convolution se réduit alors à l'identité en éliminant toute possibilité d'atténuation. Nous constatons donc que la formulation des apports sous forme ponctuelle ne met pas à l'abri d'une indétermination du paramètre  $D$ .

L'analyse fréquentielle proposée ici demeure limitée. Entre autres, nous n'avons pas analysé les propriétés de la phase de la fonction de transfert. Ces propriétés conditionnent le décalage du signal dans le temps et pourraient également renseigner sur la sensibilité des paramètres  $C$  et  $D$ . Pour une approche plus fouillée sur ce sujet, nous renvoyons le lecteur intéressé aux travaux de Munier (2009).

## 4.8 Elimination du coefficient de diffusion dans le modèle hydraulique simplifié

Suite aux observations du paragraphe précédent, deux solutions ont été envisagées pour limiter les problèmes d'identification du paramètre  $D$ .

- *Utiliser uniquement des apports ponctuels* : comme démontré dans les annexes D et H, l'utilisation d'injections ponctuelles ne permet pas de reproduire correctement la répartition des volumes le long d'un tronçon de rivière. Cette méthode entraîne ainsi des erreurs importantes sur les débits intérieurs ce qui n'est pas acceptable dans le cadre de notre problématique.



**Fig. 4.10** : Fonction  $K_{hay}$  donnant le noyau de convolution d'Hayami pour un bief de 100 km, une célérité de 1 m/s et une diffusion de 500 000, 1 000 000 et 5 000 000  $m^2/s$ .

- *Fixer le paramètre  $D$  à 0* : Cette solution radicale présente l'intérêt de supprimer un paramètre, elle facilite donc le calage du modèle. La valeur nulle a été choisie en vertu du principe de parcimonie. Le paragraphe 4.6 montre que le choix de cette valeur a peu d'impact sur les performances.

La deuxième option a été retenue dans la suite, le modèle hydraulique simplifié se réduit à la forme suivante :

$$O(x, t) = \sum_{i=1}^P IP_i \left( t - \frac{x - \lambda_i}{C} \right) + \sum_{j=1}^U IU_j(t) * K_{lat}(x - \alpha_{j-1}, x - \alpha_j, C, t) \quad (4.7)$$

avec  $x$  l'abscisse du point de calcul (m),  $IP_i$  le débit correspondant à l'apport ponctuel  $i$  ( $m^3/s$ ),  $\lambda_i$  l'abscisse de son point d'injection comptée depuis l'amont (m),  $IU_j$  le débit correspondant à l'apport latéral uniformément réparti  $j$  ( $m^3/s$ ),  $\alpha_{j-1}$  et  $\alpha_j$  les abscisses de début et de fin du sous-tronçon  $j$  comptées depuis l'amont et  $K_{lat}$  le noyau de convolution suivant :

$$K_{lat}(x_1, x_2, C, t) = \begin{cases} \frac{C}{x_2 - x_1} & \text{si } t \in \left[ \frac{x_1}{C}, \frac{x_2}{C} \right], \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (4.8)$$

avec  $x_1$  et  $x_2$  deux abscisses telles que  $x_1 < x_2$ .

En effet, d'après l'équation 3.9, la contribution d'un apport latéral uniformément réparti  $q_j$  s'écrit :

$$O_j(x, t) = \Phi_j(t) * [K_{hay}(x - \alpha_j, t, C, D) - K_{hay}(x - \alpha_{j-1}, t, C, D)] \quad (4.9)$$

avec  $O_j$  le débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) résultant de l'apport  $q_j$  à l'abscisse  $x$ ,  $\Phi_j$  une fonction telle que  $\Phi_j(t) = C \int_0^t q_j(t) - q_j(0) dt$ .

Lorsque  $D$  tend vers 0, le noyau d'Hayami  $K_{hay}(x - \alpha_j, t, C, D)$  se réduit à une fonction de Dirac  $\delta(t - \frac{x - \alpha_j}{C})$ , nulle en tout point sauf en  $t = \frac{x - \alpha_j}{C}$  (de même pour le noyau  $K_{hay}(x - \alpha_{j-1}, t, C, D)$ ).

L'équation 4.9 devient alors :

$$\begin{aligned}
 O_j(x, t) &= \Phi_j(t) * \left[ \delta \left( t - \frac{x - \alpha_j}{C} \right) - \delta \left( t - \frac{x - \alpha_{j-1}}{C} \right) \right] \\
 &= \Phi_j \left( t - \frac{x - \alpha_j}{C} \right) - \Phi_j \left( t - \frac{x - \alpha_{j-1}}{C} \right) \\
 &= C \int_{t - \frac{x - \alpha_{j-1}}{C}}^{t - \frac{x - \alpha_j}{C}} q_j(\tau) - q_j(0) d\tau \\
 &= C \int_{\frac{x - \alpha_j}{C}}^{\frac{x - \alpha_{j-1}}{C}} q_j(t - \tau) - q_j(0) d\tau \\
 &= (\alpha_j - \alpha_{j-1}) \int_0^\infty [q_j(t - \tau) - q_j(0)] K_{lat}(x - \alpha_j, x - \alpha_{j-1}, C, t) d\tau \quad (4.10)
 \end{aligned}$$

avec  $K_{lat}$  la fonction de l'équation 4.8.

Soit alors  $IU_j(t) = (\alpha_j - \alpha_{j-1})[(q_j(t) - q_j(0))]$  le débit d'apport ( $\text{m}^3/\text{s}$ ), l'équation 4.10 devient :

$$O_j(t) = IU_j(t) * K_{lat}(x - \alpha_j, x - \alpha_j, C, t)$$

## 4.9 Conclusions sur le calage et l'évaluation des modèles

Ce chapitre a permis de présenter le protocole de calage et de comparaison appliqué dans la deuxième partie de ce mémoire. Ce protocole repose sur trois éléments.

1. Une méthode de calage associant une exploration systématique de l'espace des paramètres avec un algorithme de minimisation local. Les modèles sont calés afin de reproduire au mieux les débits à l'extrémité aval du tronçon en minimisant la somme quadratique des résidus.
2. Le contrôle des performances sur l'extrémité **aval** du tronçon ainsi que sur une série de points **intérieurs**. Plusieurs tests menés dans ce chapitre ont montré toute l'importance du contrôle intérieur qui évalue la consistance spatiale du modèle.
3. Un critère pour évaluer les gains de performance entre un modèle de référence et des solutions alternatives. Ce critère présente l'avantage d'exprimer directement ce gain de manière relative tout en offrant des possibilités d'interprétation simple pour les utilisateurs.

Nous avons également suggéré une simplification du modèle de routage en fixant le coefficient de diffusion à 0. Cette option est motivée par des difficultés d'identification de ce paramètre dues à la forme mathématique du noyau de convolution d'Hayami (1951).





## **Deuxième partie**

**Quelle structure pour un modèle associant une composante pluie-débit et une composante hydraulique ?**



## **Chapitre 5**

**Jusqu'où est-il nécessaire de spatialiser  
la composante hydrologique d'un  
modèle couplé ?**



Objectifs du chapitre :

- Quantifier le gain apporté par une spatialisation du module hydrologique,
  - Identifier une solution optimale en termes de nature du couplage hydrologie/hydraulique et de paramétrisation du module hydrologique
- 

## 5.1 Introduction : apports latéraux et spatialisation

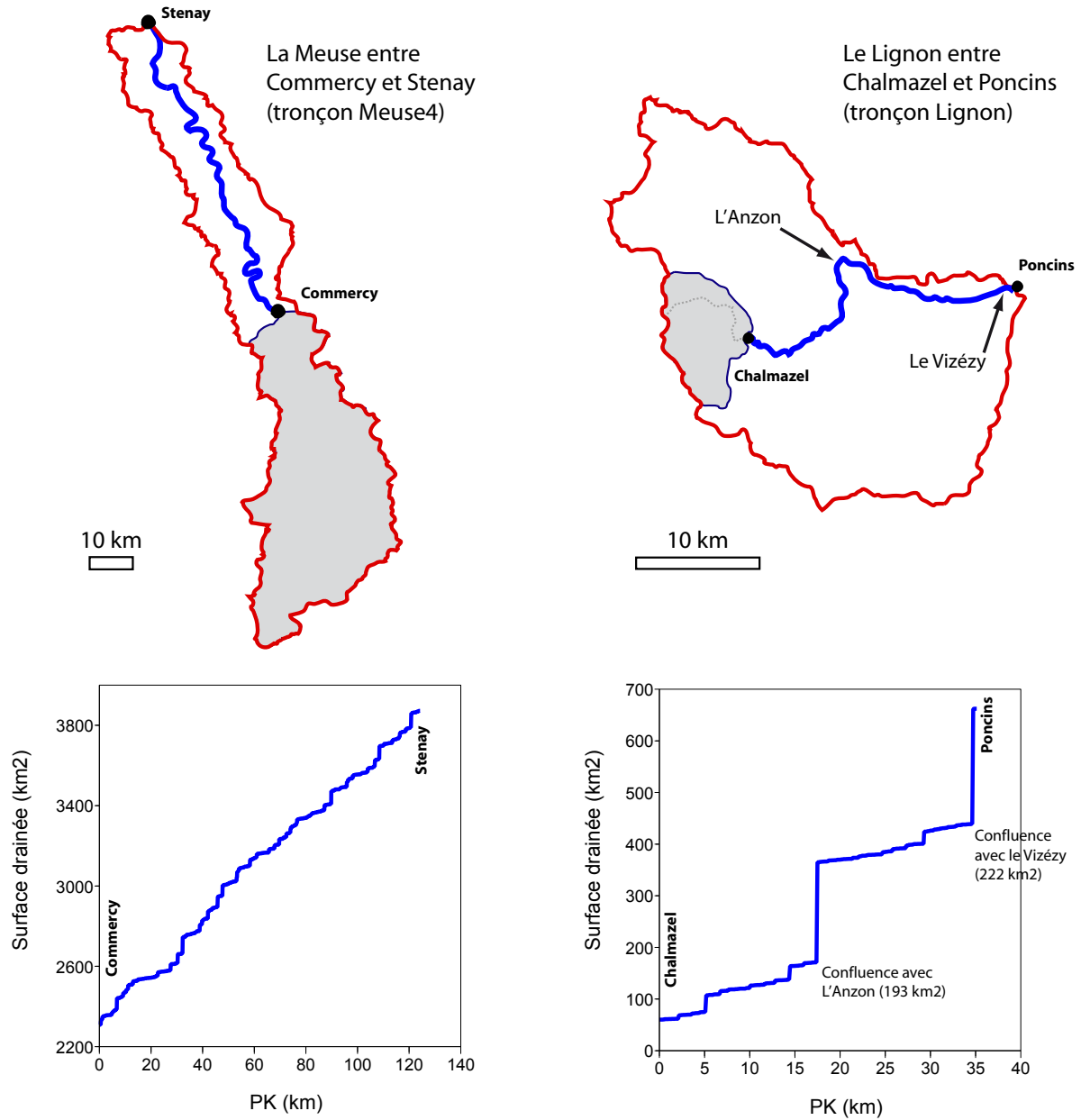
Dans le chapitre 4, la configuration spatiale du modèle couplé reposait sur un unique sous-bassin couvrant l'ensemble du bassin intermédiaire. Le modèle pluie-débit GR4H était appliqué sur ce sous-bassin pour calculer un débit d'apport au tronçon. Ce débit était enfin injecté dans le modèle hydraulique simplifié sous la forme d'un apport uniformément réparti sur toute la longueur du tronçon.

Cette configuration n'est a priori pas optimale pour deux raisons.

- Dès que le tronçon reçoit un affluent important, une part significative des apports se trouve concentrée au point de confluence en créant une discontinuité sur le profil en long. En modélisant ces apports sous forme uniformément répartie, ces discontinuités sont éliminées. Pour les bassins allongés comme la Meuse entre Commercy et Stenay (cf. figure 5.1), une telle approximation semble bien adaptée. Pour les bassins plus compacts comme le Lignon entre Chalmazel et Poncins, elle paraît beaucoup moins précise.
- Avec un seul sous-bassin couvrant l'ensemble du bassin intermédiaire, on élimine toute prise en compte explicite de la variabilité spatiale des processus hydrologiques. Cette question constitue un thème central en hydrologie et a fait l'objet de débats passionnés dans la littérature (Beven, 1989; Abbott et Refsgaard, 1996). Si la variabilité spatiale est indéniable sur le terrain, sa prise en compte dans les modèles hydrologiques n'amène pas forcément une amélioration des performances. Les comparaisons menées par de nombreux auteurs (Michaud et Sorooshian, 1994; Refsgaard et Knudsen, 1996; Ajami *et al.*, 2004; Reed *et al.*, 2004) n'ont pas révélé une supériorité écrasante des modèles distribués sur des approches globales.

Comme indiqué au paragraphe 3.1, la simulation des débits sur un tronçon de rivière constitue une problématique par nature distribuée. Dans le cadre de cette thèse, le modèle hydrologique doit donc intégrer une forme de spatialisation pour générer des débits d'apport sur l'ensemble du tronçon. Quel niveau de complexité faut-il alors retenir pour maximiser les performances sans alourdir inutilement le modèle ?

La question revêt un intérêt pratique immédiat : un modèle complexe est forcément plus long et plus difficile à construire, l'utilisateur a donc avantage à privilégier la simplicité tant qu'elle ne nuit pas aux performances.



**Fig. 5.1** : Répartition des apports latéraux sur les tronçons du Lignon entre Chalmazel et Poncins (tronçon Lignon) et de la Meuse entre Commercy et Stenay (tronçon Meuse4). Les graphiques montrent l'évolution de la surface drainée en parcourant les tronçons d'amont en aval.

## 5.2 Trois expériences illustrées par le cas du bassin de l'Illinois

Pour explorer la question de la spatialisation, nous avons construit trois expériences mettant en œuvre un schéma spatial de complexité croissante en s'inspirant des travaux d'Andréassian *et al.* (2004).

**Expérience n°1, spatialisation des injections latérales** : la répartition des injections latérales contrôle les volumes transitant dans le bief. Une erreur sur cette répartition entraîne de fortes erreurs sur les débits des points intérieurs. Ce type de spatialisation semblait donc le premier facteur à explorer. Nous avons pour cela comparé plusieurs configurations en raffinant progressivement la répartition des injections et leur nature (apport uniformément réparti/ponctuel). Dans cette expérience, le bassin intermédiaire est scindé en plusieurs sous-bassins correspondant aux différents apports. Ces sous-bassins reçoivent une pluie égale à la pluie moyenne tombée sur l'ensemble du bassin intermédiaire.

**Expérience n°2, spatialisation des pluies** : la pluie est un phénomène fortement hétérogène dans l'espace, il semble donc naturel d'envisager sa spatialisation. En conservant le découpage en sous-bassins utilisé dans l'expérience précédente, on calcule une pluie moyenne sur chaque sous-bassin. Ces pluies alimentent ensuite plusieurs instances du modèle pluie-débit GR4H auxquelles est affecté un unique jeu de paramètres.

**Expérience n°3, spatialisation des paramètres** : la configuration du modèle couplé est ici similaire à la précédente en levant la contrainte d'égalité sur le jeu de paramètres.

Des premiers résultats, présentés dans l'annexe H, ont été obtenus sur le bassin de l'Illinois et ont fait l'objet d'une publication dans la revue *Journal of Hydrology* (article accepté). Ces tests ne suivent pas exactement le protocole précédent en combinant les deux premières expériences. L'article compare différentes configurations d'apport en utilisant une pluie distincte sur chaque sous-bassin<sup>1</sup>.

Les tests sur l'Illinois aboutissent aux conclusions suivantes.

- Prendre en compte plus de 2 à 3 affluents dans la discrétisation des apports latéraux n'apporte aucun gain de performance sensible.
- Injecter les apports sous forme uniformément répartie stabilise le calage et les performances du modèle couplé. Ce résultat a été obtenu en comparant une configuration dans laquelle les apports sont injectés uniquement sous forme ponctuelle avec une configuration mixte ponctuelle/répartie.

Un autre résultat a pu être obtenu grâce à la présence d'une station de mesure sur un affluent de l'Illinois. Cette station a permis d'étendre le protocole de contrôle décrit au paragraphe 4.2 : les simulations ont pu être analysées non seulement sur l'aval (l'Illinois à Tahlequah) et l'intérieur du tronçon (l'Illinois à Siloam Springs) mais également sur un affluent (Flint Creek à Kansas). Cette configuration particulière n'a pas pu être reproduite sur les 49 tronçons français et reste donc

<sup>1</sup>On notera également que la diffusion  $D$  n'est pas fixée à 0 dans le modèle couplé de l'annexe H, ce qui n'est pas conforme aux recommandations du chapitre 4. L'Illinois fait en effet partie des rares bassins sur lesquels la diffusion apporte un gain de performance sensible : le modèle à 6 paramètres  $OPT6$  (tous les paramètres calés) obtient un score  $NSE$  en contrôle sur l'aval de 0.90 contre 0.88 pour  $D0$  (diffusion fixée à 0). Dans ce cas,  $RE(D0|OPT6)$  vaut alors -0.09. Fixer la diffusion à 0 entraîne donc une augmentation de l'erreur quadratique moyenne de 9% en contrôle sur ce bassin.



spécifique à l'Illinois.

Dans ce cas, nous avons trouvé une sensibilité à la spatialisation plus importante sur la station de Kansas. L'injection de 4 à 5 apports permet encore d'améliorer les simulations sur cette station alors que les performances stagnent sur Tahlequah et Siloam Springs au-delà de 3. Cette différence pourrait provenir de l'information disponible pour générer le débit sur le point considéré : sur l'affluent, seule la pluie du sous-bassin est utilisée alors que sur le tronçon principal, on exploite également les mesures de débit amont. Ce point sera abordé en détail dans le chapitre 6.

### 5.3 Expérience n°1 : Spatialisation des injections latérales

Dans cette première expérience, les pluies et propriétés structurelles du bassin intermédiaire sont considérées comme invariables dans l'espace. Ainsi, chaque apport reçu par le tronçon présente le même débit spécifique  $q_s$  (l/s/km<sup>2</sup>). Le volume de crue  $V(x)$  à l'abscisse  $x$  est donc relié linéairement à la surface totale drainée  $\Sigma(x)$  en ce point. Deux exemples de courbes des surfaces drainées ( $x, \Sigma(x)$ ) sont donnés sur la figure 5.1 pour la Meuse et le Lignon.

Si l'on accepte l'hypothèse (très) simplificatrice d'un débit spécifique uniforme sur le bassin intermédiaire, le respect des volumes de crue sur l'intérieur du tronçon est conditionné par le respect de la courbe des surfaces drainées.

On distinguera dans la suite de ce paragraphe :

- la surface totale drainée en amont d'un point d'abscisse  $x$  notées  $\Sigma(x)$  (km<sup>2</sup>) ;
- la surface d'un sous-bassin d'apport latéral (km<sup>2</sup>), notées  $SP$  pour un apport ponctuel et  $SU$  pour un apport uniformément réparti.

Dans le modèle hydraulique, les apports sont injectés sous forme ponctuelle ou répartie ce qui entraîne une simplification dans la représentation de la surface drainée. Avec un unique apport ponctuel, cette courbe prend l'aspect suivant :

$$\hat{\Sigma}_P(x) = \begin{cases} 0 & \text{si } x < \lambda, \\ SP & \text{sinon} \end{cases}$$

avec  $\hat{\Sigma}(x)_P$  la courbe des surfaces drainées modélisée à l'abscisse  $x$ ,  $SP$  la surface de l'apport ponctuel et  $\lambda$  l'abscisse (m) de son point d'injection comptée depuis l'amont du tronçon.

Pour un apport uniformément réparti, la courbe est la suivante :

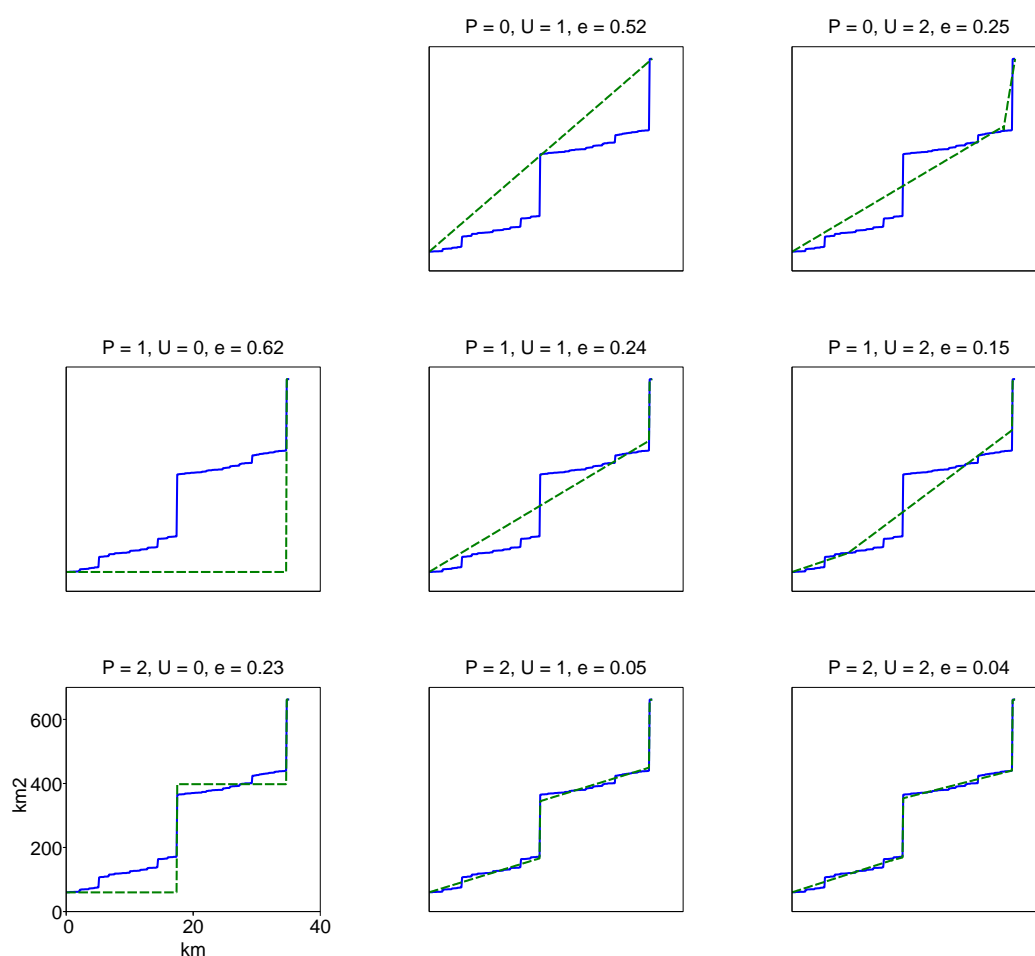
$$\hat{\Sigma}_U(x) = \begin{cases} 0 & \text{si } x < \alpha_1, \\ SU \frac{x-\alpha_1}{\alpha_2-\alpha_1} & \text{si } x \in [\alpha_1, \alpha_2] \\ SU & \text{si } x > \alpha_2, \end{cases}$$

avec  $SU$  la surface de l'apport uniformément réparti et  $[\alpha_1, \alpha_2]$  le segment sur lequel est injecté l'apport.

Le problème de la spatialisation des injections latérales revient donc à chercher la meilleure approximation de la courbe réelle  $\Sigma(x)$  par une combinaison linéaire de fonctions  $\hat{\Sigma}_P(x)$  et  $\hat{\Sigma}_U(x)$ . Cette

formulation sous forme d'addition des deux types de contribution présente une propriété intéressante : la localisation des apports répartis est totalement indépendante de celle des apports ponctuels. En d'autres termes, un *apport réparti n'est pas forcément délimité par deux apports ponctuels*.

A partir d'un nombre d'apports ponctuels  $P$  et répartis  $U$ , l'annexe D présente une méthode qui permet de calculer les surfaces  $(SP_i)_{i=1..P}$  et  $(SU_j)_{j=1..U}$ , ainsi que les abscisses  $(\lambda_i)_{i=1..P}$  et  $(\alpha_j)_{j=0..U}$  pour approcher la courbe des surfaces drainées de manière optimale au sens des moindres carrés. La méthode est simple à mettre en œuvre et évite de recourir à une approche subjective souvent évoquée pour découper un bassin versant en sous-bassins (Ajami *et al.*, 2004). La figure 5.2 montre un exemple de découpage obtenu sur le tronçon du Lignon en faisant varier le nombre d'injections ponctuelles de 0 à 2 et le nombre d'apports uniformément répartis de 0 à 2.



**Fig. 5.2 :** Approximation de la courbe des surfaces drainées sur le Lignon en faisant varier le nombre d'apports ponctuels  $P$  de 0 à 2 et le nombre d'apports répartis  $U$  de 0 à 2. Le titre de chaque graphique donne le nombre d'apports de chaque type et l'erreur relative moyenne de la courbe approchée (cf. annexe D, équation D.6 page 267).

Dans le cas général, l'annexe D montre que l'on peut se limiter à un maximum de 2 apports ponctuels et répartis pour obtenir une approximation satisfaisante de la courbe des surfaces drainées. Pour vérifier la validité de cette limite, il est intéressant de tester des configurations plus détaillées. Nous

envisagerons donc 15 configurations dans cette expérience en faisant varier le nombre d'apports ponctuels et répartis de 0 à 3 (la configuration 0/0 est évidemment exclue).

### 5.3.1 Résultats attendus

Avec un nombre d'injections élevé, la courbe des surfaces drainées modélisée s'approche de la courbe réelle. On s'attend donc à une amélioration des performances lorsque le nombre d'injection augmente.

Trois questions restent cependant en suspens.

- Cette amélioration est-elle identique sur l'intérieur et l'aval du tronçon ? Le chapitre 4 suggérait que ce n'était pas le cas, il est donc important de vérifier ce point.
- Comment choisir entre une forme d'apport ponctuelle ou répartie ? Dans le cas de l'Illinois, les apports uniformément répartis semblaient augmenter la robustesse du modèle, on peut donc s'interroger sur la validité de ces résultats sur un plus large échantillon de tronçons.
- Enfin, peut-on déterminer la configuration optimale a priori (c'est-à-dire à partir de descripteurs du bassin indépendants du modèle) ? Cette question est importante pour les utilisateurs qui ne peuvent se permettre de tester toutes les configurations envisagées ici. Il serait donc intéressant d'identifier des variables simples permettant d'orienter le choix d'une configuration spatiale.

### 5.3.2 Résultats obtenus en appliquant les 15 configurations sur les 50 tronçons de l'échantillon

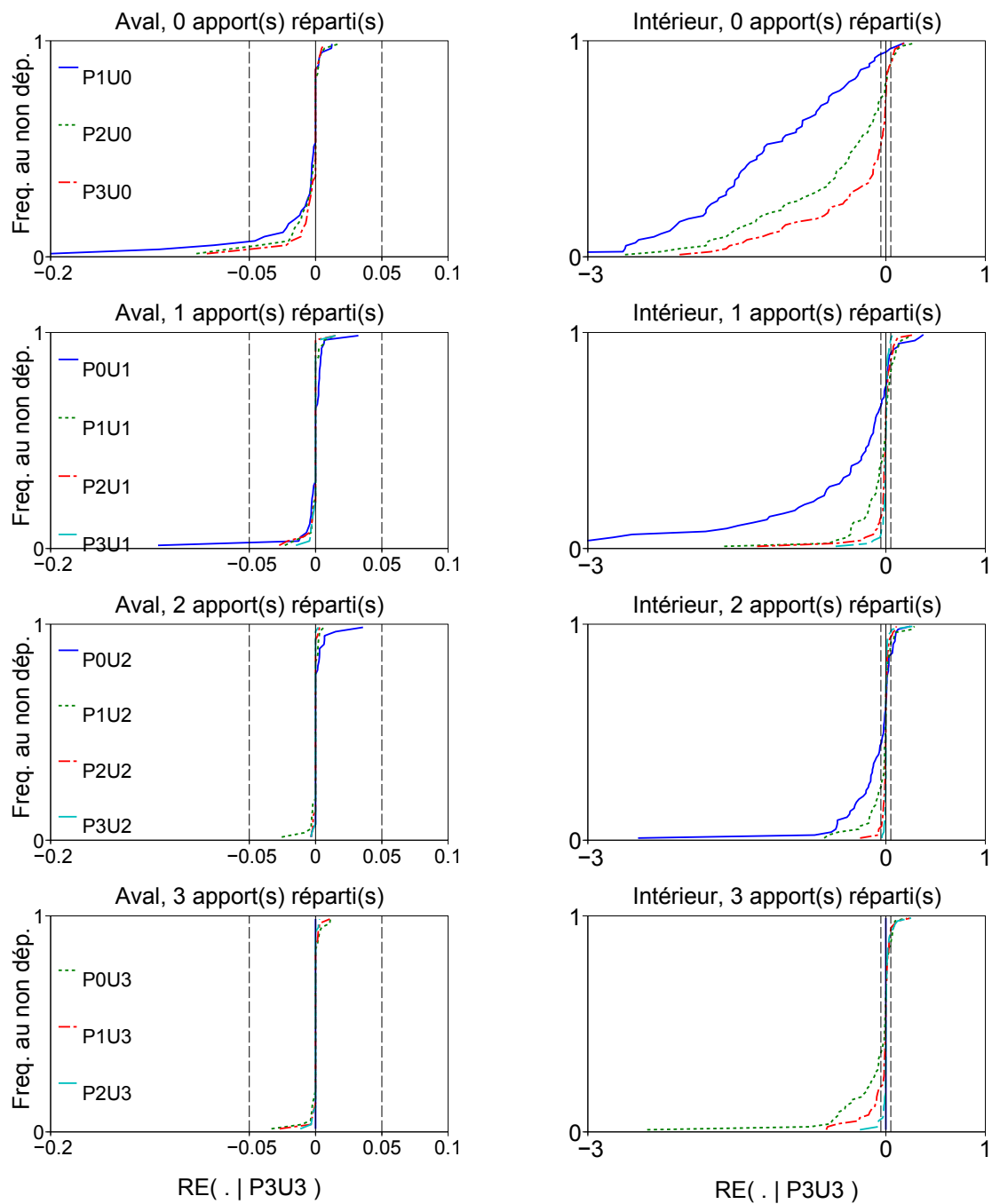
La figure 5.3 montre la distribution des performances en contrôle exprimées selon le critère  $RE$  sur les 50 stations aval et les 72 stations intérieures de l'échantillon. Le tableau 5.1 présente les statistiques des critères  $RE$  et  $NSE$  (Nash-Sutcliffe) sur les 72 stations intérieures.

Le critère  $RE$  décrit par l'équation 4.3 (cf. page 97) nécessite la définition d'un modèle de référence et d'un modèle alternatif. Pour tester l'intérêt de modèles simplifiés par rapport à des schémas plus complexe, nous avons retenu la configuration avec 3 apports ponctuels et 3 apports répartis comme référence.

Le critère d'évaluation des simulations est alors noté  $RE(PiUj|P3U3)$  avec  $i$  et  $j$  le nombre d'apports ponctuels et répartis respectivement. En diminuant  $i$  et  $j$ , on s'attend à une dégradation des performances se traduisant par des critères  $RE(PiUj|P3U3)$  négatifs. Rappelons qu'une valeur de  $RE$  égale à -0.1 traduit une erreur quadratique moyenne du modèle  $PiUj$  supérieure de 10% à celle de  $P3U3$ .

#### Performances aval et performances intérieures, quelle différence ?

La figure 5.3 confirme l'écart entre une évaluation du modèle portant sur l'aval et l'intérieur du tronçon. Pour s'en convaincre, on pourra comparer l'échelle des abscisses sur les graphiques de la colonne de gauche (stations aval) et de droite (stations intérieures) : sur les stations aval, les variations de performance sont imperceptibles avec un critère  $RE(PiUj|P3U3)$  pratiquement toujours compris dans l'intervalle  $[-0.05, 0.05]$ .



**Fig. 5.3 :** Distribution des critères  $RE(PiUj|P3U3)$  en contrôle pour les 50 stations aval (première colonne) et les 72 stations intérieures (deuxième colonne).  $i$  et  $j$  correspondent au nombre d'injections ponctuelles et réparties respectivement. Chaque graphique porte en abscisse les valeurs du critère et en ordonnée la fréquence au non-dépassement sur l'échantillon. Les moyennes et quantiles des critères sur les stations intérieures sont données dans le tableau 5.1.

Configuration	Nombre total d'apports	$RE(PiUj P3U3)$			$NSE(PiUj)$		
		Quantile 10%	Moyenne	Quantile 90%	Quantile 10%	Moyenne	Quantile 90%
P3U3	6	-	-	-	0.70	0.82	0.94
<i>aucun apport réparti</i>							
P1U0	1	-2.31	-1.21	-0.13	-0.80	-0.11	0.87
P2U0	2	-1.60	-0.55	0.06	-0.42	0.51	0.90
P3U0	3	-1.22	-0.31	0.06	0.09	0.64	0.92
<i>1 apport réparti</i>							
<b>P0U1</b>	<b>1</b>	-1.57	<b>-0.51</b>	0.05	-0.17	<b>0.40</b>	0.92
<b>P1U1</b>	<b>2</b>	-0.35	<b>-0.08</b>	0.10	0.62	<b>0.78</b>	0.93
<b>P2U1</b>	<b>3</b>	-0.09	<b>-0.03</b>	0.07	0.67	<b>0.81</b>	0.93
P3U1	4	-0.04	-0.01	0.03	0.70	0.82	0.94
<i>2 apports répartis</i>							
P0U2	2	-0.46	-0.13	0.07	0.55	0.73	0.93
P1U2	3	-0.17	-0.04	0.05	0.64	0.81	0.93
<b>P2U2</b>	<b>4</b>	-0.04	-0.00	<b>0.03</b>	0.72	<b>0.82</b>	0.94
P3U2	5	-0.01	0.00	0.01	0.70	0.82	0.94
<i>3 apports répartis</i>							
P0U3	3	-0.45	-0.12	0.06	0.56	0.74	0.93
P1U3	4	-0.16	-0.04	0.04	0.66	0.81	0.93
<b>P2U3</b>	<b>5</b>	-0.02	<b>0.00</b>	0.04	0.72	<b>0.83</b>	0.94

**Tab. 5.1** : Statistiques des critères  $RE(PiUj|P3U3)$  et  $NSE(PiUj)$  (Nash-Sutcliffe) en contrôle pour les 72 stations intérieures et les 15 configurations d'apport.  $i$  et  $j$  correspondent au nombre d'injections ponctuelles et réparties respectivement.

Compte tenu de la faible sensibilité des résultats sur l'aval, les performances seront analysées uniquement sur les stations intérieures dans la suite de ce paragraphe.

#### Influence du nombre et du type d'apport

De manière générale, la figure 5.3 montre que l'accroissement du nombre total d'apport se traduit par un accroissement des performances. Ce résultat était attendu et confirme l'intérêt d'une bonne approximation de la courbe des surfaces drainées.

Plus précisément, les différents graphiques de la figure 5.3 et le tableau 5.1 permettent de tirer les conclusions suivantes.

- A nombre d'apports égal, l'absence d'apport réparti pénalise fortement le modèle. Ainsi, la valeur moyenne du critère  $RE(P1U0|P3U3)$  atteint -1.21 contre -0.51 pour  $RE(P0U1|P3U3)$ . De même, celle de  $RE(P2U0|P3U3)$  (-0.55) et de  $RE(P3U0|P3U3)$  (-0.31) sont inférieures à celle de  $RE(P0U2|P3U3)$  (-0.13) et  $RE(P0U3|P3U3)$  (-0.12). Ceci confirme les résultats obtenus sur l'Illinois : les apports uniformément répartis constituent une composante essentielle d'un modèle couplé. L'annexe D montre que ce type d'apport permet d'approcher la courbe des surfaces drainées de manière plus efficace que les apports ponctuels, ce qui explique les écarts de performance précédents.

On remarque également que les meilleures performances sont obtenues en combinant les deux types d'apport.

- Les faibles performances de  $P1U0$  et  $P0U1$  montrent qu'une configuration avec un seul apport est pénalisante dans un modèle couplé. Le tableau 5.1 indique en caractères gras les meilleures configurations pour un nombre d'apports fixé. Le nombre de 3 apports semble constituer un minimum qui permet de traiter une large gamme de situations : dans 90% des cas, la configuration  $P2U1$  permet d'obtenir un critère  $RE(PiUj|P3U3)$  supérieur à -0.09.
- La configuration  $P2U2$  reste la solution la plus efficace avec une performance supérieure à -0.04 dans 90% des cas. Ajouter un cinquième apport (configurations  $P3U2$  ou  $P2U3$ ) ne permet d'augmenter ni la moyenne ni le quantile 90% de  $RE(PiUj|P3U3)$ . Les résultats de  $P2U2$  étant largement réutilisés dans la suite de la thèse, le détail des critères de Nash-Sutcliffe obtenus avec cette configuration est donné dans l'annexe G.

**Dans la suite de la thèse, la configuration  $P2U2$  sera conservée comme modèle de référence pour tous les tests au pas de temps horaire. Cette configuration sera notée *ref*. Les critères  $RE$  seront donc calculés en utilisant les performances de ce modèle.**

#### Choix de la configuration optimale

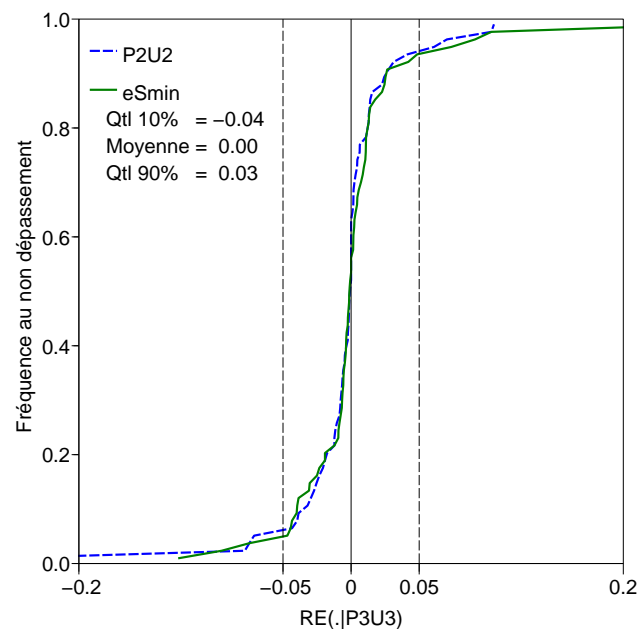
Le paragraphe précédent montre que la configuration  $P2U2$  (*ref*) présente un compromis intéressant entre simplicité et performance. Appliquer *ref* sur tous les tronçons constitue donc une première règle de décision envisageable.

Si l'on s'intéresse à un point intérieur particulier, une méthode alternative consiste à chercher la

configuration donnant la meilleure approximation de la surface drainée en ce point. En effet, si la méthode proposée à l'annexe D permet d'obtenir une bonne approximation de l'ensemble de cette courbe, elle ne garantit pas une approximation optimale en un point particulier.

Pour chaque point intérieur, on peut donc chercher les nombres  $i \leq 2$  d'apports ponctuels et  $j \leq 2$  d'apports répartis qui minimisent l'erreur sur la courbe des surfaces drainées. On recherche des indices  $i$  et  $j$  inférieurs à 2 afin de privilégier la simplicité du modèle.

Bien entendu, il n'est pas certain que cette méthode de sélection des configurations se traduise par une augmentation des performances du modèle. Nous l'avons donc testée sur les 72 points intérieurs de l'échantillon. La figure 5.4 montre la distribution du critère  $RE(\cdot|P3U3)$  obtenue en rassemblant les scores des simulations  $PiUj$  correspondantes, notée  $e_{\Sigma min}$ . La figure rappelle également la distribution de  $RE(P2U2|P3U3)$ .



**Fig. 5.4** : Distribution des critères  $RE(PiUj|P3U3)$  en contrôle pour les 72 stations intérieures. Le graphique montre la distribution des performances de la configuration  $P2U2$  (2 apports ponctuels et 2 apports répartis) et la distribution  $e_{\Sigma min}$ . Cette distribution rassemble les performances des configurations sélectionnées en minimisant pour chaque point intérieure l'erreur sur la courbe des surfaces drainées.

On constate que la distribution  $e_{\Sigma min}$  est similaire à celle de  $P2U2$ . La méthode de sélection  $e_{\Sigma min}$  est donc intéressante puisqu'elle permet de conserver le niveau de performances de  $P2U2$  tout en retenant des configurations éventuellement plus simples. Le tableau 5.2 donne le nombre de chacune des configurations  $PiUj$  composant la distribution  $e_{\Sigma min}$ . On constate que la configuration  $P2U2$  est retenue pour 29 stations sur 72. Dans les 43 cas restants, une configuration plus simple a été préférée.

Avec un niveau de performance équivalent à  $P2U2$  (notée  $ref$  dans la suite), la configuration  $e_{\Sigma min}$

Configuration	Nombre de sélections dans $e_{\Sigma min}$
<i>P1U0</i>	0
<i>P2U0</i>	2
<i>P0U1</i>	5
<i>P0U2</i>	8
<i>P1U1</i>	8
<i>P1U2</i>	8
<i>P2U1</i>	12
<i>P2U2 (ref)</i>	29
Total	72

**Tab. 5.2 :** Liste des configurations  $PiUj$  composant la sélection  $e_{\Sigma min}$ . Ces configurations minimisent l'erreur commise sur la surface drainée pour chacun des 72 stations intérieures.

aurait pu être retenue comme modèle de référence. Nous avons privilégié la configuration  $P2U2$  qui offre une solution homogène sur l'ensemble de l'échantillon.

## 5.4 Expérience n°2 : Spatialisation des pluies

Dans cette expérience, le bassin intermédiaire est scindé en plusieurs sous-bassins comme dans l'expérience précédente à l'aide de la méthode présentée dans l'annexe D. Sur chacun de ces sous-bassins, une pluie distincte est maintenant calculée à partir des données pluviométriques issues des postes pluviométriques et de la grille SAFRAN de résolution  $8 \text{ km} \times 8 \text{ km}$  comme indiqué dans le paragraphe 2.2.2.

### 5.4.1 Résultats attendus

Une pluie spatialisée permet d'individualiser la réponse de chacun des sous-bassins. Cette approche semble plus fidèle à la réalité et devrait conduire à une augmentation des performances. Plusieurs auteurs (Obled *et al.*, 1994; Smith *et al.*, 2004; Bourqui, 2008) ont cependant montré que la variabilité spatiale de la pluie devait dépasser un certain seuil avant d'influencer significativement les résultats d'une modélisation pluie-débit.

Dans cette expérience, on compare les résultats de deux configurations.

- Le modèle de référence *ref* correspond à la configuration  $P2U2$  décrite dans le paragraphe précédent. Cette configuration comporte 2 sous-bassins d'apport ponctuel et 2 d'apport réparti. Chacun des 4 sous-bassins est alimenté par une pluie identique égale à la pluie moyenne sur l'ensemble du bassin intermédiaire.
- Un modèle alternatif basé sur la même configuration d'apport à 4 sous-bassins mais chacun des sous-bassins est alimenté par une pluie distincte calculée selon la méthode décrite au



paragraphe 2.2.2 (cf. page 46). Cette configuration est notée *spa*.

Dans la suite, les deux configurations testées comportent toutes les deux 4 sous-bassins. On pourrait objecter que ce niveau de discrétisation spatiale n'est pas assez élevé pour mesurer l'impact de la spatialisation des pluies. Les conclusions obtenues sont cependant identiques en retenant une configuration plus complexe comprenant 3 sous-bassins d'apport ponctuel et 3 d'apport réparti (résultats non présentés).

#### 5.4.2 Résultats obtenus avec la configuration *spa* (configuration *ref* avec pluies spatialisées)

La figure 5.5 présente la distribution des critères  $RE(spa|ref)$  en contrôle sur les 50 stations aval et les 72 points intérieurs.

Comme dans l'expérience 1, la distribution de  $RE$  pour les stations aval est centrée autour de 0 et contenue dans l'intervalle  $[-0.05, +0.05]$ . La spatialisation des pluies a donc très peu d'influence sur les performances à l'aval du tronçon. Ceci conforte les conclusions de nombreux auteurs ayant abordé la question (Michaud et Sorooshian, 1994; Refsgaard et Knudsen, 1996; Loumagne *et al.*, 1999; Ajami *et al.*, 2004; Bourqui, 2008).

Les résultats sont plus contrastés sur les stations intérieures mais le constat général est identique : avec une distribution de  $RE(spa|ref)$  centrée autour de 0 (moyenne de +0.01), la spatialisation de la pluie n'apporte pas de gain de performance en moyenne sur l'échantillon.

Plus surprenant, il existe des bassins sur lesquels la spatialisation *dégrade* nettement les résultats avec des critères  $RE(spa|ref)$  fortement négatifs. Le cas de la station du Doubs à Ville-sur-Pont (première station intérieure sur le tronçon Doubs2, notée Doubs2.i1) constitue un exemple remarquable avec un critère  $RE(spa|ref)$  atteignant -0.37.  $NSE$  passe alors de 0.7 pour *ref* à 0.44 pour *spa*.

##### Indice quantifiant la variabilité spatiale de la pluie

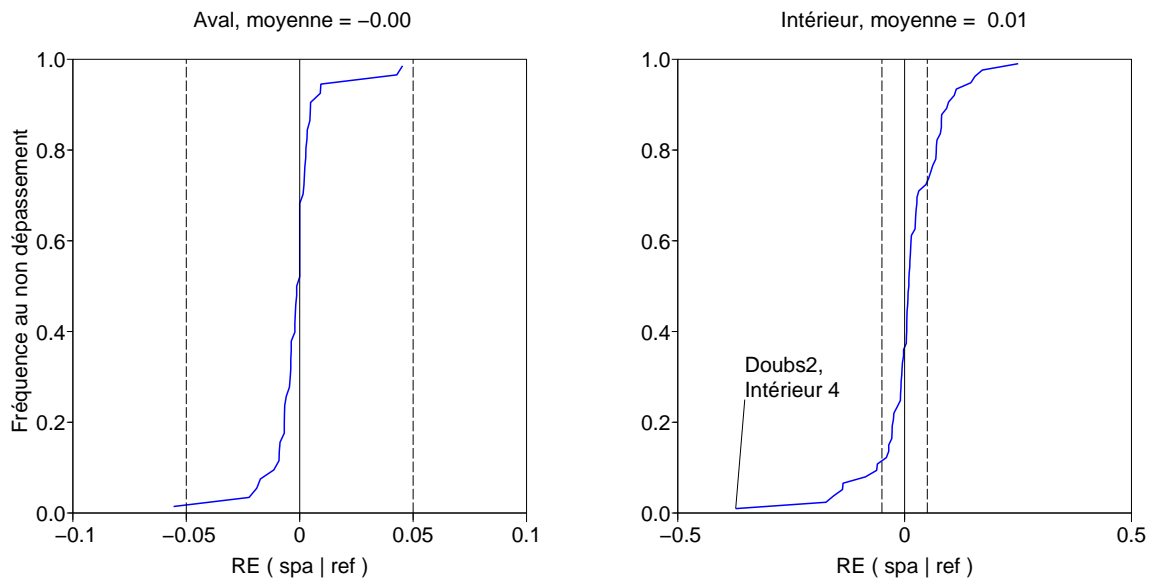
On peut s'interroger sur l'existence d'un seuil en deçà duquel la variabilité spatiale des pluies n'aurait plus d'effet. Nous avons donc cherché un indice mesurant l'écart entre les pluies spatialisées et la pluie moyenne du bassin intermédiaire. Cet indice est calculé en deux étapes illustrées par la figure 5.6.

Dans une première étape, on calcule le critère suivant sur les pas de temps où la pluie journalière est supérieure à 5 mm/j pour chacun des 4 sous-bassins :

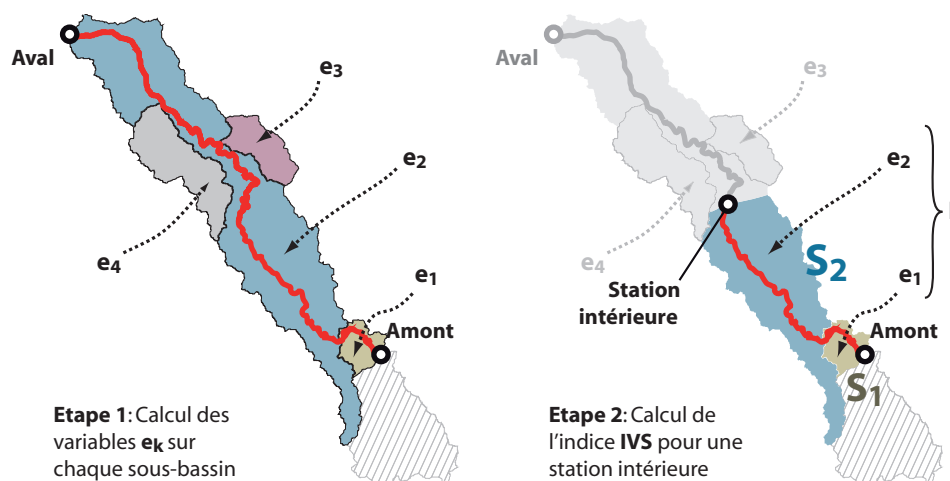
$$e_k = \frac{1}{N} \sum_{h/P_{JINT}(h) > 5mm} |P_k(h) - P_{INT}(h)| \quad (5.1)$$

où  $k$  est le numéro du sous-bassin,  $P_k(h)$  (mm/h) la pluie tombée sur ce sous-bassin à l'heure  $h$ ,  $P_{INT}(h)$  (mm/h) la pluie moyenne sur le bassin intermédiaire à l'heure  $h$ ,  $P_{JINT}(h)$  (mm/j) la pluie journalière du jour correspondant à l'heure  $h$  et  $N$  le nombre d'heures. Le seuil de 5 mm/j permet de concentrer le calcul sur les fortes pluies susceptibles d'occasionner des événements de crue.

Cet écart est propre à chacun des sous-bassins et ne reflète pas forcément la variabilité des pluies au niveau d'une station intérieure donnée. Pour obtenir une estimation de la variabilité spatiale de



**Fig. 5.5 :** Distribution du critère  $RE(spa|ref)$  en contrôle pour les 50 stations aval (première colonne) et les 72 points intérieurs (deuxième colonne).  $spa$  correspond à une configuration avec 4 sous-bassins (2 sous-bassins d'apport ponctuel et 2 d'apport réparti). Ce modèle est alimenté par des pluies distinctes sur chacun des 4 sous-bassins.  $ref$  présente une configuration similaire dans laquelle les 4 sous-bassins reçoivent une pluie identique comme dans l'expérience 1.

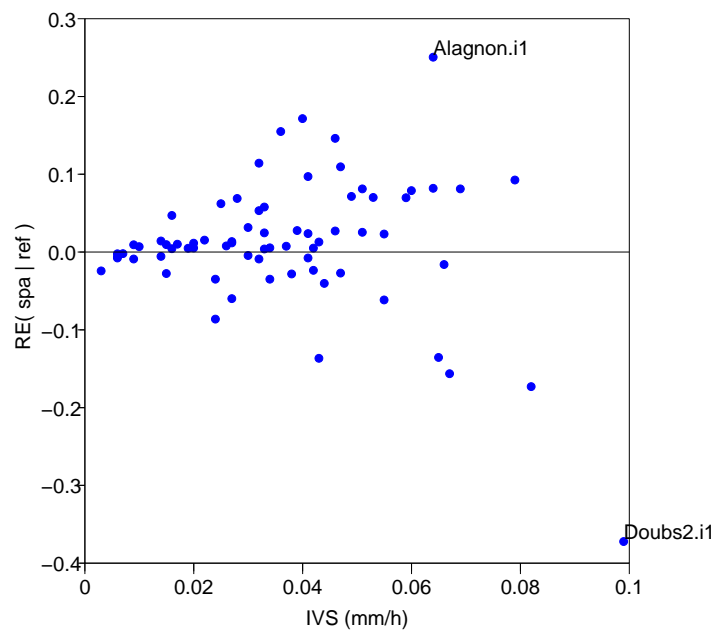


**Fig. 5.6 :** Les deux étapes permettant d'aboutir au calcul du critère  $IVS$

la pluie en ce point, on détermine dans une deuxième étape l'ensemble  $\mathcal{I}$  des sous-bassins situés en amont de la station. On calcule ensuite l'indice  $IVS$  (Indice de Variabilité Spatiale) de la manière suivante :

$$IVS = \frac{\sum_{k \in \mathcal{I}} S_k \times e_k}{\sum_{k \in \mathcal{I}} S_k} \quad (5.2)$$

où  $S_k$  ( $\text{km}^2$ ) est la surface de chaque sous-bassin  $k$  en amont du point intérieur ciblé et  $e_k$  ( $\text{mm/h}$ ) la variable calculée par l'équation 5.1. L'indice  $IVS$  valorise ainsi la variabilité observée sur les sous-bassins présentant une surface importante qui contribuent davantage au débit de la station intérieure. La figure 5.7 représente les valeurs de  $RE(\text{spa}|\text{ref})$  en fonction de  $IVS$  sur les 72 stations intérieures de l'échantillon.



**Fig. 5.7** : Evolution du critère  $RE(\text{spa}|\text{ref})$  évaluant l'impact d'une pluie spatialisée sur les performances en fonction du critère  $IVS$ .

Comme attendu, l'écart entre les modèles utilisant des pluies homogènes et spatialisées se réduit lorsque  $IVS$  diminue. Si  $IVS$  est élevé (plus de 0.02), on rencontre un large éventail de situations avec des gains (Alagnon) ou des pertes (Doubs).

Nous n'avons pas pu identifier d'autres critères permettant d'expliquer les écarts de performance entre les configurations  $\text{ref}$  et  $\text{spa}$ . Dans le cas du Doubs, on pourra simplement remarquer que la station intérieure située à Ville-sur-Pont se trouve à l'amont du tronçon, dans une zone karstique présentant des échanges importants avec les bassins voisins (notamment celui de la Loue). Cette configuration géologique particulière associée à une forte variabilité de la pluie pourrait expliquer les difficultés de modélisation sur cette station.

En conclusion, la spatialisation des pluies avec un jeu de paramètres hydrologiques homogène est

une opération risquée. Si des gains importants peuvent être observés sur certaines stations, l'inverse est également possible. Une approche sécuritaire consisterait donc à rejeter cette option, ce qui n'est pas très satisfaisant puisque l'on se prive alors des améliorations observées sur certains bassins.

Un diagnostic simple de ces résultats mitigés serait d'incriminer l'homogénéité du jeu de paramètres. Une telle option, pourtant suggérée par plusieurs auteurs (Boyle *et al.*, 2001; Ajami *et al.*, 2004; Andréassian *et al.*, 2004), pourrait s'avérer incapable de tirer partie de la spatialisation de la pluie. Le paragraphe suivant tente de répondre à ces interrogations.

## 5.5 Expérience n°3 : Spatialisation des paramètres du modèle hydrologique

### 5.5.1 Stratégie de spatialisation d'un des paramètres de GR4H

Jakeman et Hornberger (1993) ainsi que Perrin *et al.* (2001) ont montré qu'il était difficile d'identifier plus d'une dizaine de paramètres à partir de chroniques pluie-débit. La spatialisation des paramètres doit donc tenir compte de cette contrainte et limiter le nombre total de paramètres calés.

En partant de la version *spa* à 5 paramètres décrite dans le paragraphe précédent, nous avons ajouté un nouveau paramètre libre en procédant de la manière suivante.

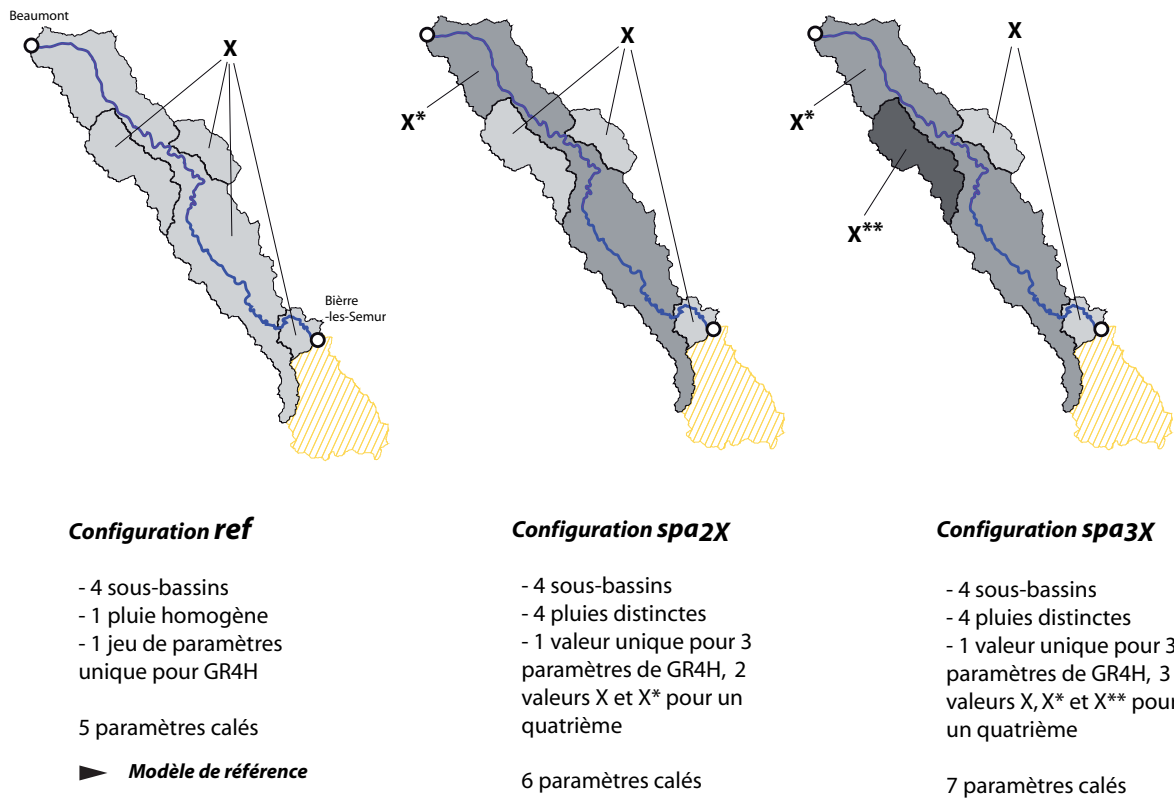
- Parmi les 4 sous-bassins qui constituent la configuration *ref*, on identifie le sous-bassin présentant la plus grande superficie.
- On lève ensuite la contrainte d'égalité pour un des paramètres de GR4H sur ce sous-bassin. Le choix du plus grand sous-bassin permet de maximiser l'impact de ce nouveau paramètre sur le débit aval et donc de faciliter son calage.
- L'opération est menée successivement sur les 4 paramètres de GR4H (*S*, *IGF*, *R* ou *TB* pour reprendre les notations du paragraphe 3.1.3, cf. page 64) et conduit à 4 configurations différentes comprenant chacun 6 paramètres : 3 paramètres de GR4H sont communs à tous les sous-bassins, un des paramètres prend une valeur distincte sur le plus grand sous-bassin tandis qu'une autre valeur est appliquée aux trois sous-bassins restants. La célérité *C* est calée comme dans les configurations des expériences précédentes.

Les modèles à 6 paramètres sont notés *spa<sub>2X</sub>* pour indiquer que le modèle exploite une pluie spatialisée et deux valeurs distinctes du paramètre *X*.

La même méthode est ensuite appliquée pour ajouter un 7<sup>ième</sup> paramètre qui permet d'individualiser le deuxième sous-bassin par ordre de superficie. Le modèle est noté *spa<sub>3X</sub>* (le paramètre *X* prend alors trois valeurs distinctes). Les deux configurations à 6 et 7 paramètres sont présentées sur la figure 5.8. Une configuration similaire à 8 paramètres a été testée mais donne des résultats très proches de celle à 7 paramètres. Les résultats associés à cette configuration ne seront donc pas détaillés.

Le modèle de référence est identique à celui de l'expérience 2, il s'agit de la configuration *ref* qui présente 4 sous-bassins (*P2U2*) alimentés par une pluie identique (pluie moyenne sur le bassin

intermédiaire).



**Fig. 5.8** : Les trois configurations utilisées pour explorer l'intérêt de la spatialisation des paramètres du modèle couplé.

### 5.5.2 Comparaison entre le modèle de référence *ref* et un modèle où les pluies et les paramètres sont spatialisés

La figure 5.9 montre les distributions des critères  $RE(spa_{2X}|ref)$  et  $RE(spa_{3X}|ref)$  sur les 50 stations aval et les 72 points intérieurs en contrôle. Ces données sont complétées par le tableau 5.3 qui présente les statistiques des critères  $RE(spa_{2X}|ref)$  et  $RE(spa_{3X}|ref)$  ainsi que celles du critère de Nash-Sutcliffe sur les stations intérieures.

Ces résultats appellent trois commentaires.

- Comme dans les expériences précédentes, les simulations sur les points aval sont nettement moins sensibles aux changements de configuration que sur les points intérieurs.
- La spatialisation du paramètre de délai  $TB$  est la seule option aboutissant à un gain de performance sur l'ensemble des stations intérieures de l'échantillon avec une moyenne de +0.03 et +0.04 pour les critères  $RE(spa_{2TB}|ref)$  et  $RE(spa_{3TB}|ref)$ . Ce gain reste faible.
- Les statistiques du critère  $RE(spa_{3X}|ref)$  sont supérieures à celles du critère  $RE(spa_{2X}|ref)$  avec, par exemple, une moyenne de  $RE(spa_{2TB}|ref)$  atteignant 0.03 contre 0.04 pour  $RE(spa_{3TB}|ref)$ . 7 paramètres sont donc identifiables bien que le 7<sup>ième</sup> paramètre n'amène qu'un gain de performance marginal.

Config.	Pluie spatiale	Param. ajouté(s)	Nb. total de param.	$RE(spa_{[.]} ref)$			$NSE(spa_{[.]})$		
				Qtle. 10%	Moyenne	Qtle. 90%	Qtle. 10%	Moyenne	Qtle. 90%

Modèle de référence

<i>ref</i>	non	-	5	-	-	-	0.72	0.82	0.94
------------	-----	---	---	---	---	---	------	------	------

Spatialisation du paramètre  $S$  (Capacité Res. Prod.)

<i>spa<sub>2S</sub></i>	oui	$S$	6	-0.09	0.01	0.14	0.68	0.82	0.94
<i>spa<sub>3S</sub></i>	oui	$2 \times S$	7	-0.06	0.02	0.11	0.74	0.83	0.94

Spatialisation du paramètre  $IGF$  (Paramètre d'échange)

<i>spa<sub>2IGF</sub></i>	oui	$IGF$	6	-0.13	-0.02	0.14	0.70	0.80	0.94
<i>spa<sub>3IGF</sub></i>	oui	$2 \times IGF$	7	-0.20	-0.03	0.15	0.67	0.79	0.94

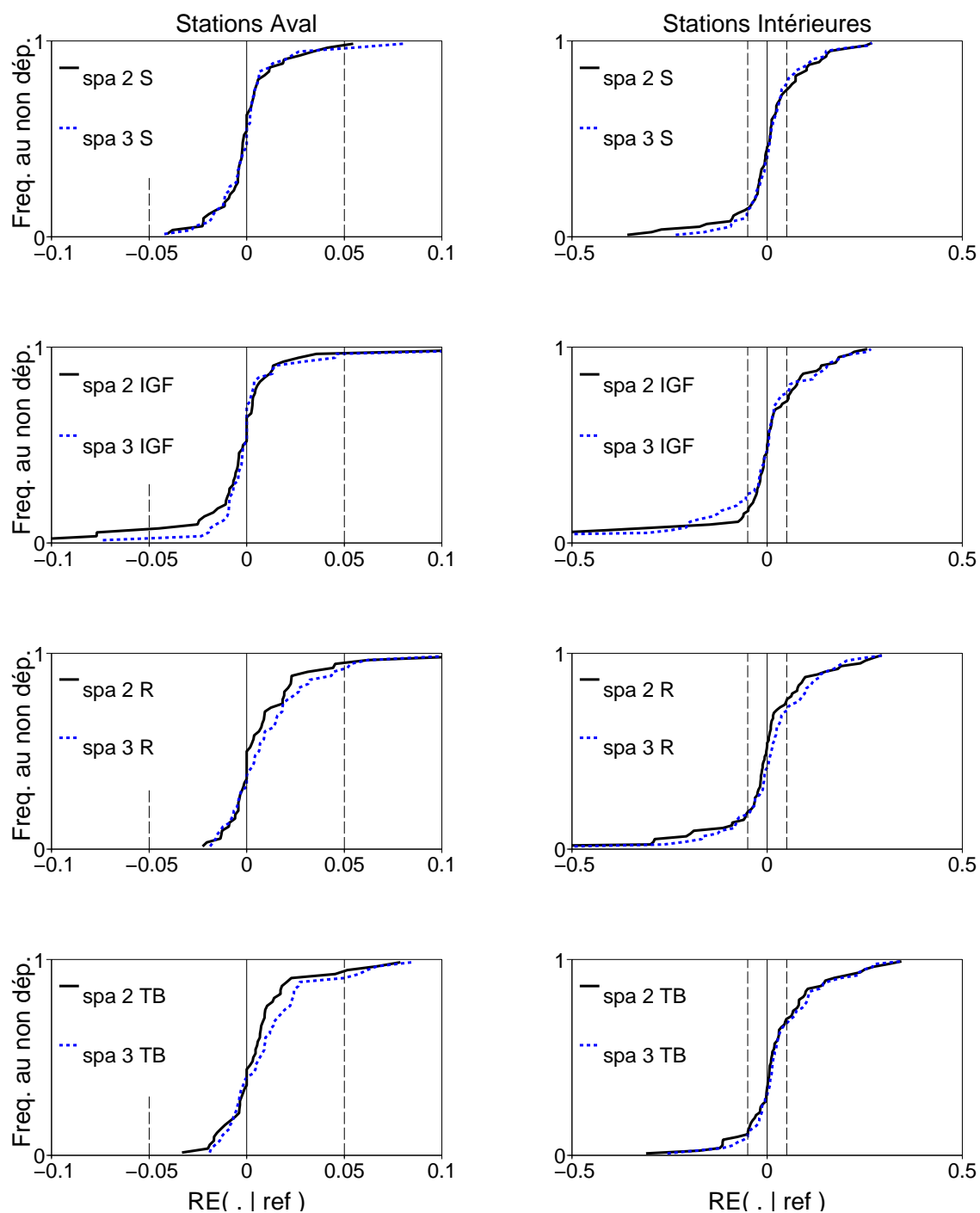
Spatialisation du paramètre  $R$  (Capacité Res. Rout.)

<i>spa<sub>2R</sub></i>	oui	$R$	6	-0.17	-0.01	0.14	0.64	0.81	0.94
<i>spa<sub>3R</sub></i>	oui	$2 \times R$	7	-0.11	0.01	0.15	0.67	0.83	0.94

Spatialisation du paramètre  $TB$  (Temps de base de l'hydrog. unit.)

<i>spa<sub>2TB</sub></i>	oui	$TB$	6	-0.07	<b>0.03</b>	0.17	0.68	0.83	0.94
<i>spa<sub>3TB</sub></i>	oui	$2 \times TB$	7	-0.05	<b>0.04</b>	0.19	0.74	0.84	0.94

**Tab. 5.3 :** Statistiques des critères  $RE(spa_{2X}|ref)$ ,  $RE(spa_{3X}|ref)$ ,  $NSE(spa_{2X})$  et  $NSE(spa_{3X})$  en contrôle pour les 72 stations intérieures et les 8 modèles.  $X$  est le nom du paramètres dont on autorise la variation sur un ( $spa_{2X}$ ) ou deux sous-bassins ( $spa_{3X}$ ).



**Fig. 5.9** : Distribution des critères  $RE(spax|ref)$  et  $RE(spa_{3X}|ref)$  en contrôle pour les 50 stations aval (première colonne), les 72 points intérieurs (deuxième colonne) et les 4 paramètres de GR4H,  $X = S, IGF, R, TB$ .  $spa_{2X}$  correspond à une configuration avec 2 sous-bassins d'apport ponctuel et 2 d'apport réparti. Ce modèle est alimenté par des pluies distinctes sur chacun des 4 sous-bassins.  $spa_{2X}$  possède 6 paramètres calés,  $spa_{3X}$  est identique à  $spa_{2X}$  avec un paramètre calé supplémentaire.

Seules les configurations  $spa_{2IGF}$  et  $spa_{3IGF}$  ne suivent pas cette tendance avec des valeurs de  $RE(spa_{2IGF}|ref)$  supérieures à celles de  $RE(spa_{3IGF}|ref)$ . Ceci montre la difficulté à manier les termes d'échange dans un modèle hydrologique spatialisé.

Les résultats obtenus avec les configurations  $spa_{2TB}$  et  $spa_{3TB}$  montrent que la spatialisation des paramètres peut avoir un effet positif sur les performances d'un modèle couplé. Cet effet reste malheureusement faible en moyenne sur l'ensemble de l'échantillon.

### 5.5.3 Intérêt de la spatialisation simultanée des pluies et des paramètres par rapport à la spatialisation de la pluie

Pour distinguer l'effet de la spatialisation simultanée des pluies et des paramètres par rapport à celui de la pluie, la figure 5.10 compare les critères  $RE(spa_{3X}|ref)$  et  $RE(spa|ref)$  sur les 72 points intérieurs.

Cette figure montre que la spatialisation des paramètres est loin d'être toujours bénéfique. Par exemple, sur L'Auvézère au Change (tronçon Isle1, première station intérieure notée Isle.i1 sur le graphique), la spatialisation des paramètres  $S$  (graphique 5.10.a),  $IGF$  (graphique 5.10.b) et  $R$  (graphique 5.10.c) entraîne des chutes de performances significatives *alors que la spatialisation des pluies s'avérait bénéfique* : pour cette station, le critère  $RE(spa|ref)$  atteint +0.07 traduisant un intérêt de la spatialisation des pluies. En revanche, le critère  $RE(spa_{2S}|ref)$  s'élève à -0.04,  $RE(spa_{2IGF}|ref)$  à -0.03 et  $RE(spa_{2R}|ref)$  à -0.13.

Dans l'expérience précédente, il n'était donc pas juste d'attribuer entièrement l'échec de la spatialisation à l'homogénéité du jeu de paramètre. Seul le paramètre  $TB$  permet d'augmenter les performances sur une majorité de station intérieures.

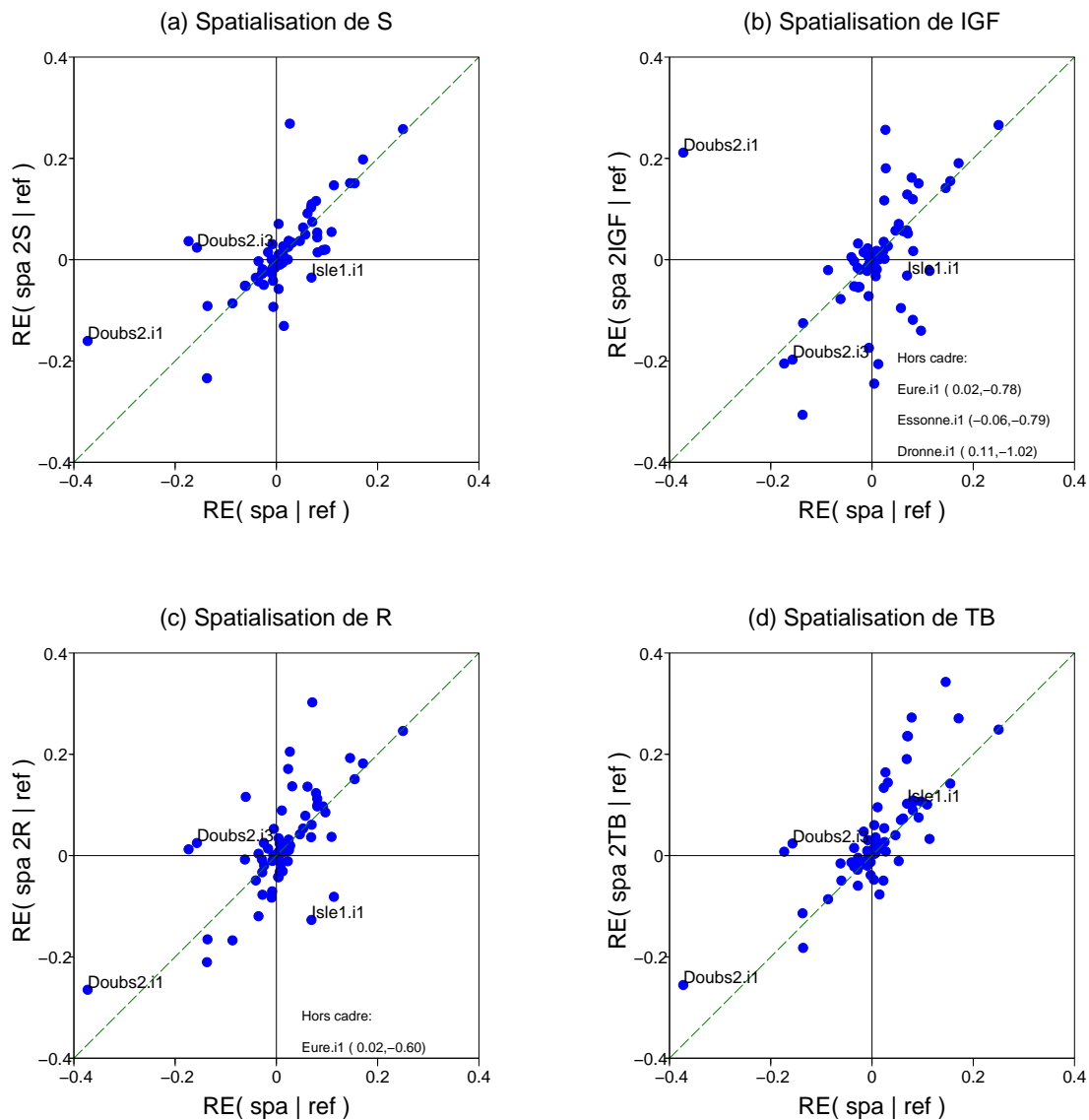
De plus, on constate que la spatialisation d'un paramètre n'affecte pas de la même manière l'ensemble d'un tronçon : sur le Doubs entre Labergement-Sainte-Marie et Voujeaucourt (tronçon Doubs2), la spatialisation de  $IGF$  accroît fortement les performances sur la première station (le Doubs à Ville-du-Pont, Doubs2.i1 sur le graphique 5.10.b) mais a un effet inverse sur la 3<sup>ième</sup> (le Doubs à Glère, Doubs2.i3 sur le même graphique).

Sur la première station, ce résultat conforte l'analyse proposée au paragraphe précédent évoquant des difficultés de modélisation liées aux échanges souterrains. La spatialisation du paramètre  $IGF$  qui contrôle les échanges dans GR4H permet de pallier ces difficultés. Sur la 3<sup>ième</sup> station en revanche, ce traitement dégrade légèrement les performances par rapport à une configuration avec un jeu de paramètres homogène : le point se situe sous la première bissectrice dans le graphique 5.10.b.

### 5.5.4 Perspectives dans l'étude de la spatialisation des paramètres

La question de la spatialisation des paramètres mériterait certainement une étude plus approfondie que nous n'avons pu mener dans le cadre de nos travaux. Les tests qui pourraient être envisagés sont les suivants.





**Fig. 5.10 :** Comparaison entre les critères  $RE(spa|ref)$  et  $RE(spa_{3X}|ref)$  en contrôle pour les 72 points intérieurs.  $RE(spa|ref)$  quantifie l'impact d'une pluie spatialisée par rapport à une pluie homogène.  $RE(spa_{3X}|ref)$  quantifie l'impact de la spatialisation simultanée des pluies et des paramètres par rapport à une configuration où les pluies et paramètres sont identiques sur les sous-bassins. Les 4 figures correspondent à la spatialisation d'un des 4 paramètres de GR4H,  $X = S, IGF, R, TB$ .

1. **Combinaison de paramètres** : les configurations  $spa_{2X}$  et  $spa_{3X}$  permettent de spatialiser un des 4 paramètres de GR4H. On peut imaginer de nombreuses combinaisons faisant intervenir la spatialisation de plusieurs paramètres simultanément.

La spatialisation du paramètre  $TB$  paraissait plus efficace que celle des autres paramètres. Nous n'avons donc pas jugé prioritaire de la combiner avec celle d'autres paramètres. Il n'est cependant pas exclu qu'une configuration différente s'avère plus efficace.

2. **Connaissance a priori sur les paramètres** : une pratique courante en modélisation hydrologique distribuée (Henriksen *et al.*, 2003; Koren *et al.*, 2004; Vieux *et al.*, 2004) consiste à calculer les paramètres à l'aide d'une information locale (nature du sol, topographie, etc...) et d'un coefficient d'ajustement global. On peut ainsi autoriser une certaine variabilité spatiale tout en conservant un nombre limité de paramètres à caler. La difficulté consiste alors à identifier des informations pertinentes pour expliquer les paramètres.

Perrin (2000) a étudié cette question pour le modèle GR4J<sup>2</sup> : seul le paramètre  $TB$  a pu être relié à la surface et à la pluie moyenne annuelle du bassin versant. En s'appuyant sur ce résultat, un test (non présenté) a été mené en calculant les paramètres  $TB$  sur les 4 sous-bassins par la formule suivante donnée par Perrin (2000, page 249) :

$$TB_{sbv} = \theta \left( 0.26 + 150 \left[ \frac{S_{sbv}}{PA_{sbv}^5} \right]^{0.15} \right)$$

où  $\theta$  est un coefficient d'ajustement calé,  $S_{sbv}$  (km<sup>2</sup>) est la surface du sous-bassin et  $PA_{sbv}$  (mm/an) la pluie moyenne annuelle et  $TB_{sbv}$  (heures) le paramètre de délai affecté à ce sous-bassin.

Les performances obtenues par ce modèle sont légèrement inférieures à celles de  $spa_{3TB}$ . Avec 5 paramètres seulement, ce schéma mériterait d'être étudié pour éviter le recours aux 7 paramètres de  $spa_{3TB}$ .

3. **Calage multi-objectif** : en s'appuyant sur les travaux de Yapo *et al.* (1998), Madsen (2003) ainsi que Marcé *et al.* (2008) suggèrent d'enrichir la fonction objectif utilisée pendant le calage d'un modèle hydrologique distribué pour ajouter des contraintes sur le jeu de paramètres et limiter les problèmes d'indétermination. Nous n'avons pas exploré cette voie compte tenu du faible nombre de paramètres calés et des performances satisfaisantes obtenues avec les modèles  $spa_{3X}$ . Ceci montre tout l'intérêt de disposer d'un modèle hydrologique parcimonieux qui limite les problèmes d'indétermination des paramètres lorsqu'on envisage sa spatialisation.

<sup>2</sup>Structure similaire à GR4H mais adaptée au pas de temps journalier (Perrin *et al.*, 2003)

Nom de la configuration	Nombre de paramètres calés	Spatialisation des paramètres ?	Spatialisation des pluies ?	Description
-------------------------	----------------------------	---------------------------------	-----------------------------	-------------

**Expérience n°1, Spatialisation des apports**

$PiUj$	5	Non	Non	Configuration disposant de $i + j$ sous-bassins d'apports avec $i$ apports ponctuels et $j$ apports uniformément répartis. Les paramètres du modèle hydrologique et les pluies sont homogènes sur l'ensemble des sous-bassins.
$ref$	<b>5</b>	<b>Non</b>	<b>Non</b>	<b>Configuration disposant de 4 sous-bassins d'apports avec 2 apports ponctuels et 2 apports uniformément répartis (<math>P2U2</math>) utilisée comme référence dans la suite de la thèse.</b>
$e_{\Sigma min}$	5	Non	Non	Sélection des configurations $PiUj$ qui minimisent l'erreur sur la courbe des surfaces drainées pour chacun des 72 points intérieurs

**Expérience n°2, Spatialisation des pluies**

$spa$	5	Non	Oui	Configuration des apports identique à celle de $P2U2$ . Chaque sous-bassin d'apport reçoit une pluie distincte.
-------	---	-----	-----	---

**Expérience n°3, Spatialisation des paramètres**

$spa_{2X}$	6	Oui	Oui	Configuration des apports identique à celle de $P2U2$ . Chaque sous-bassin reçoit une pluie distincte. Le paramètre $X$ prend 2 valeurs distinctes sur 2 des 4 sous-bassins
$spa_{3X}$	7	Oui	Oui	Configuration des apports identique à celle de $P2U2$ . Chaque sous-bassin reçoit une pluie distincte. Le paramètre $X$ prend trois valeurs distinctes sur 3 des 4 sous-bassins

**Tab. 5.4 :** Récapitulatif des configurations testées dans le chapitre 5

## 5.6 Conclusion sur la spatialisation du modèle hydrologique

Le tableau 5.4 présente un récapitulatif des configurations testées au cours de ce chapitre.

### 5.6.1 Conclusions pour une application opérationnelle

Notre objectif initial était de formuler des recommandations sur la construction d'un modèle couplant hydrologie et hydraulique. Les tests menés dans les paragraphes précédents permettent de tirer certaines conclusions pratiques quant à la spatialisation d'un tel modèle. Il est bien évident que ces conclusions doivent être appliquées avec discernement. On gardera en mémoire qu'elles ont été obtenues avec un modèle couplant GR4H avec un modèle de routage à retard pur sur un échantillon de 50 tronçons de rivières qui ne peuvent représenter toute la diversité des situations envisageables. Pour envisager la spatialisation du modèle hydrologique, la méthode proposée repose sur l'obtention de la courbe des surfaces drainées. Cette courbe peut être obtenue aisément à partir de MNT en libre accès<sup>3</sup>. Au Cemagref, Le Moine (2008) a développé un plan de drainage pour la France utilisé dans cette thèse qui permet une extraction de cette courbe.

La méthode que nous proposons pour aborder la spatialisation d'un modèle couplé hydrologie/hydraulique est la suivante :

1. **Construction de la configuration *ref*** : à partir de la courbe des surfaces drainées et de la méthode décrite dans l'annexe D, on construit une configuration avec 4 sous-bassins dont deux sous-bassins d'apport ponctuel (affluents) et deux d'apport uniformément réparti.
2. **Calcul de l'indice *IVS*** : on calcule la pluie moyenne sur le bassin intermédiaire total puis sur chacun des 4 sous-bassins définis précédemment. L'indice *IVS* peut ensuite être obtenu en appliquant l'équation 5.2 pour chaque point intérieur au tronçon sur lequel porte l'étude de modélisation. Ces points correspondent, par exemple, aux zones d'enjeu élevé. L'indice *IVS* permet d'estimer l'écart entre la pluie moyenne couvrant l'ensemble du bassin intermédiaire et une pluie spatialisée en ces points.
3. **Choix final de la configuration spatiale** :
  - (a) ***IVS* faible ( $\ll 0.02$ ), essai de diminution du nombre d'apports** : si une majorité des indices *IVS* est inférieure à 0.02, la variabilité spatiale de la pluie est faible et a peu de chance d'apporter des améliorations notables au modèle couplé. On peut alors envisager de diminuer le nombre d'apports en cherchant la meilleure approximation de la courbe des surfaces drainées. Cette approche nommée *esym* dans le paragraphe 5.3.2 a permis d'obtenir des configurations d'apport plus simples que *ref* tout en gardant un niveau de performance comparable.
  - (b) ***IVS* élevé ( $\gg 0.02$ ), spatialisation des pluies et du paramètre *TB*** : si une majorité des indices *IVS* est supérieure à 0.02, la configuration *ref* peut être conservée et on peut

<sup>3</sup>Voir par exemple le MNT proposé par l'USGS sur le site suivant <http://edc.usgs.gov/products/elevation/gtopo30/hydro/index.html> (dernière connection le 26 février 2008).

envisager sa spatialisation. On pourra tester un modèle à 7 paramètres avec des pluies distinctes sur les 4 sous-bassins. Les 7 paramètres calés sont les suivants : la célérité du modèle de routage, trois paramètres  $S$ ,  $IGF$  et  $R$  identiques pour les 4 sous-bassins et 3 paramètres  $TB$ . Les deux premiers sont affectés aux deux sous-bassins les plus importants, le troisième aux deux restants.

Compte tenu des incertitudes sur le résultat final, il est important de **conserver un modèle de référence avec des pluies et des paramètres identiques** sur les 4 sous-bassins.

## 5.6.2 Perspectives en matière de recherche

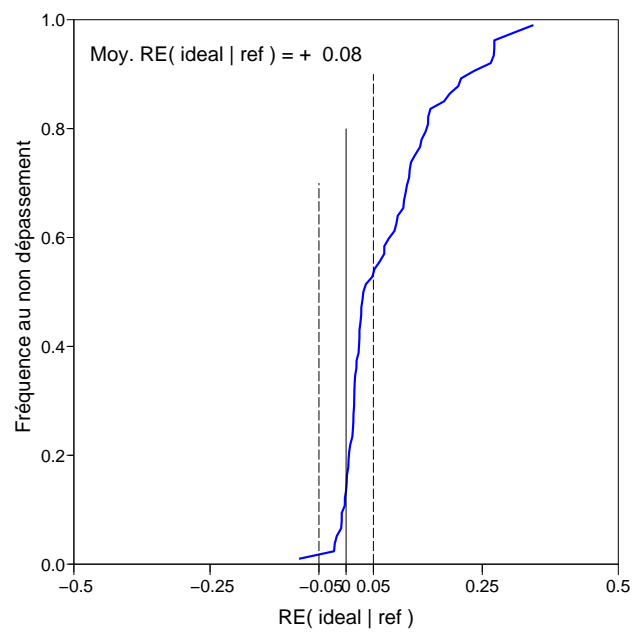
Comme indiqué au paragraphe 5.5, nos travaux sont loin d'avoir épuisé le thème de la spatialisation des modèles couplés hydrologie/hydraulique. Deux conclusions ressortent des tests menés sur notre échantillon.

- Les effets de la spatialisation ne sont sensibles que sur l'intérieur du tronçon. A l'aval, les configurations testées produisent des résultats pratiquement indiscernables. Le calage des paramètres est probablement à l'origine de cet effet : quelle que soit la configuration spatiale, la paramétrisation du modèle est assez souple pour corriger l'effet des variations sur les entrées et produit des résultats similaires en sortie.
- En se concentrant sur les stations intérieures (considérées comme non jaugées et non utilisées au calage), certaines configurations testées ont permis d'identifier un effet positif de la spatialisation sur l'ensemble de l'échantillon (configurations  $spa_{2TB}$  et  $spa_{3TB}$  présentées au paragraphe 5.5). Cet effet reste cependant limité et ne justifie pas le recours à la spatialisation dans une majorité de cas. Elle peut même s'avérer contre-productive, comme le montre le cas du Doubs évoqué dans le paragraphe 5.4.2.

Ces conclusions incitent à la prudence dans l'application de la spatialisation en conditions opérationnelles. Dans le cadre de travaux de recherche en revanche, elle offre des perspectives de progrès intéressantes. Pour illustrer ce propos, la figure 5.11 montre la distribution du critère  $RE(ideal|ref)$  où *ideal* rassemble les meilleures performances obtenues individuellement sur chacune des 72 stations intérieures par les configurations  $spa$ ,  $spa_{2X}$  et  $spa_{3X}$ .

On constate que la valeur moyenne du critère  $RE(ideal|ref)$  en contrôle atteint +0.08 sur les stations intérieures, c'est-à-dire une réduction de l'erreur quadratique moyenne de 8%. Ce résultat encourageant pourrait certainement être amélioré en travaillant notamment sur la paramétrisation du modèle.

Enfin, il serait également intéressant de comparer ces résultats avec ceux d'un modèle distribué classique bénéficiant des mêmes données d'entrées et de calage.



**Fig. 5.11** : Distribution du critère  $RE(\text{ideal}|\text{ref})$  évalué en contrôle sur les 72 stations intérieures.  $\text{ref}$  est la configuration de référence avec 2 sous-bassins d'apport ponctuel et 2 d'apport réparti, un jeu de paramètres et des pluies homogènes sur les 4 sous-bassins.  $\text{ideal}$  est la meilleure configuration spatialisée sur chacune des 72 stations intérieures parmi les configurations  $\text{spa}$ ,  $\text{spa}_{2X}$  et  $\text{spa}_{3X}$ .



## **Chapitre 6**

# **Sensibilité d'un modèle couplé aux données de débit amont**





Objectifs du chapitre :

- Quantifier l'impact des données de débit mesurées à l'amont du tronçon sur les performances du modèle couplé ;
  - Améliorer l'exploitation de cette information dans le schéma de modélisation.
- 

## 6.1 Introduction : modèle couplé et débits mesurés à l'amont du tronçon

Le schéma de modélisation utilisé tout au long de cette thèse (cf. paragraphe 1.2, page 27) repose sur deux types d'entrées :

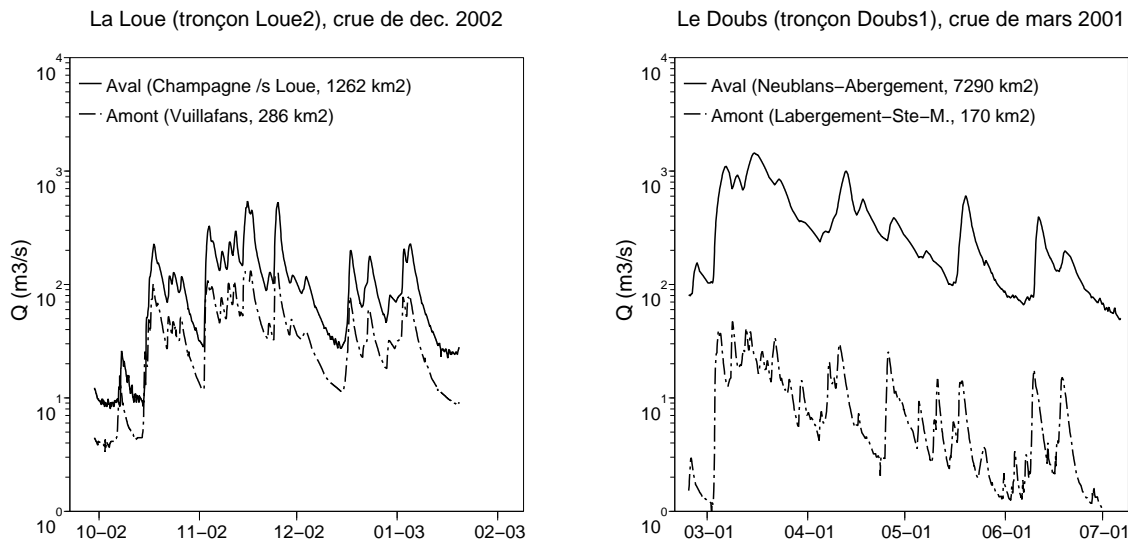
- les débits mesurés à l'extrémité amont du tronçon de rivière qui constituent la condition aux limites amont du modèle de routage ;
- les pluies et ETP mesurées sur le bassin intermédiaire qui sont entrées dans le modèle hydrologique.

Dans le chapitre précédent, nous avons analysé l'impact de la pluie sur les performances du modèle couplé en comparant différentes stratégies de spatialisation. Si de nombreuses références abordent ce sujet, peu d'auteurs se sont intéressés à l'influence des données de débit lorsqu'elles sont utilisées comme *entrées* du modèle.

Comme toute donnée en hydrologie, les débits amont sont entachés d'erreur. L'erreur sur la courbe de tarage est bien documentée, plusieurs auteurs ont ainsi proposé des modèles pour en tenir compte et évaluer, par exemple, l'incertitude sur le débit des crues rares (Clarke, 1999; Kuczera, 1996; Petersen-Øverleir, 2004). Les lacunes constituent un autre problème, sans doute plus difficile à traiter. Nous avons vu au paragraphe 2.2.4 (cf. page 48) qu'il est nécessaire de développer une procédure de traitement de ces lacunes sous peine de perturber fortement le fonctionnement du modèle couplé : l'influence des périodes lacunaires se propage d'amont en aval et il faut tenir compte de ce phénomène pour évaluer les performances sur l'aval du tronçon.

Dans tous les cas, les débits amont constituent une source d'erreur potentielle dont l'influence doit être quantifiée. Bien évidemment, cette influence n'est pas identique sur tous les tronçons. La figure 6.1 montre deux cas extrêmes : sur la Loue, les débits amont constituent une part importante du débit aval alors que sur le Doubs, le débit amont est inférieur de deux ordres de grandeur au débit aval. On imagine que dans ces deux cas, le débit amont n'a pas la même importance dans la simulation à l'aval.

Considérer les débits amont comme une source d'erreur peut paraître pessimiste : ces débits apportent des informations utiles sur la dynamique du bassin. En reprenant l'exemple du Doubs sur la figure 6.1, malgré une amplitude nettement plus faible, les débits amont présentent une certaine ressemblance avec l'aval qui pourrait être exploitée dans un modèle couplé. Plusieurs auteurs (Corradini, 1991; Michaud et Sorooshian, 1994; Feyen *et al.*, 2008) mentionnent ainsi des gains de performances importants suite à l'introduction de ces données dans un modèle hydrologique.



**Fig. 6.1** : Débits amont et aval sur la Loue entre Vuillafans et Champagne-sur-Loue et sur le Doubs entre Labergement-Sainte-Marie et Neublans-Abergement.

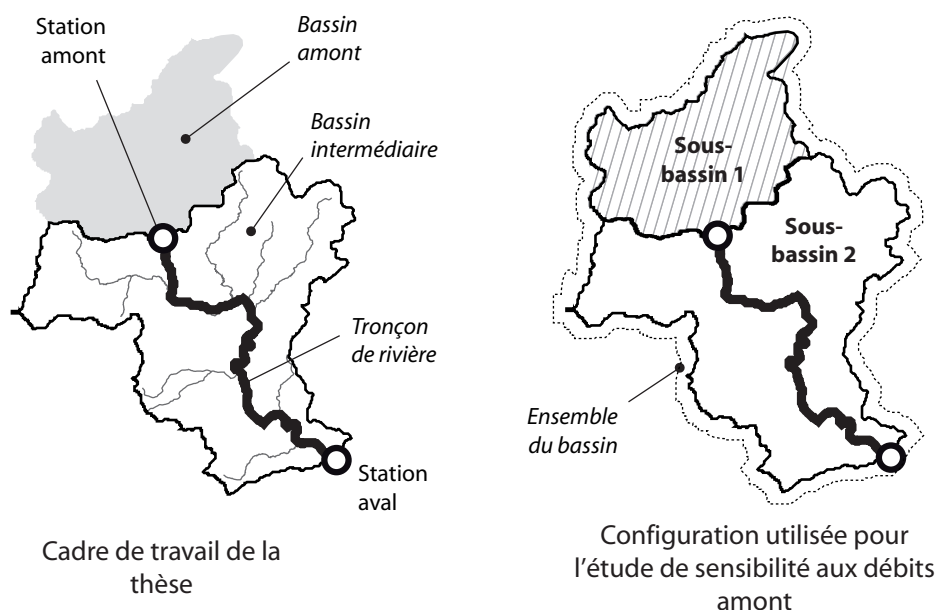
## 6.2 Influence du débit amont sur les performances d'un modèle semi-distribué, une étude au pas de temps journalier

### 6.2.1 Cadre de travail

Les travaux présentés dans ce paragraphe ont fait l'objet d'une publication soumise à la revue *Water Resources Research* (cf. annexe I).

Il est important de noter que le schéma de modélisation utilisé dans ces travaux diffère du schéma général utilisé dans la thèse.

- Les tests ont été réalisés au pas de temps journalier sur une base étendue de 192 tronçons de rivière français. Cette base est présentée dans l'annexe I.
- Le schéma de modélisation décrit au paragraphe 1.1.2 (cf. page 24) a été élargi pour intégrer le bassin versant de la station marquant l'extrémité amont du tronçon. Le modèle couvre alors la totalité du bassin versant de la station aval comme indiqué sur la figure 6.2. Ce bassin versant est ensuite scindé en deux sous-bassins, le bassin amont et le bassin intermédiaire, qui reçoivent chacun une pluie distincte. Le modèle pluie-débit est ensuite appliqué sur ces deux sous-bassins.
- On s'intéresse uniquement aux simulations sur la station aval, les débits intérieurs ne sont plus utilisés pour contrôler les performances. Nous avons constaté dans les chapitres précédents toute l'importance de ce contrôle additionnel, le paragraphe 6.3 reviendra sur ce point pour compléter les résultats de ce paragraphe.



**Fig. 6.2** : Cadre de travail de la thèse et configuration de modélisation utilisée dans le paragraphe 6.2 pour étudier la sensibilité du modèle aux débits amont

### 6.2.2 Questions abordées

Trois questions relatives à la sensibilité des simulations aval aux débits amont ont été explorées.

1. **Prédétermination des gains amenés par les débits amont** : plus le bassin amont occupe une surface importante par rapport à celle de l'aval, plus le débit amont devrait jouer un rôle prépondérant dans la simulation sur l'aval. On peut alors rechercher un lien entre le ratio des surfaces  $\frac{S_{am}}{S_{av}}$  ou toute autre variable jugée pertinente et les écarts de performance constatés à l'aval. Une telle relation permettrait d'évaluer l'intérêt des données de débit amont au début d'une étude de modélisation.
2. **Impact des erreurs commises sur les débits amont** : comme indiqué au début de ce chapitre, les débits amont sont entachés d'erreurs qui pourraient pénaliser les simulations sur l'aval. Ces données peuvent être corrompues artificiellement afin de quantifier l'impact de ces erreurs sur les performances à l'aval.

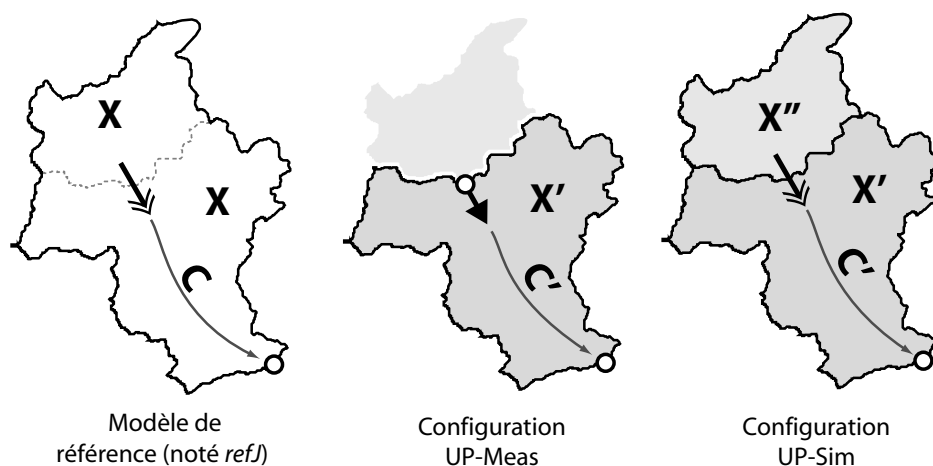
Afin de reproduire une incertitude liée à la courbe de tarage, la corruption introduite prend la forme d'une loi en puissance  $\tilde{Q} = aQ^b$  avec  $Q$  le débit initial,  $\tilde{Q}$  le débit corrompu,  $a$  et  $b$  deux paramètres contrôlant l'amplitude de la corruption. Le détail de la méthode est indiqué dans l'annexe I.

3. **Apport des débits amont dans le calage du modèle** : Michaud et Sorooshian (1994) et Madsen (2003) ont montré l'intérêt de données intérieures au bassin versant pour caler des modèles hydrologiques distribués. Ces données permettent de contraindre l'identification des paramètres et de réduire les problèmes d'indétermination. Nous avons donc comparé les résultats de modèles utilisant ou pas le débit amont pendant la phase de calage.

### 6.2.3 Modèle de référence (*refJ*) et modèles alternatifs développés au pas de temps journalier

Trois configurations présentées sur la figure 6.3 ont été construites pour les étudier les questions précédentes.

Dans les trois configurations, le modèle GR4J est utilisé comme composante hydrologique utilisée pour calculer les débits d'apport correspondant aux deux sous-bassins. Ce modèle GR4J (Perrin *et al.*, 2003) a été préféré à GR4H pour tenir compte de l'allongement du pas de temps. Il présente la même structure que GR4H avec une modification de deux constantes liées à la percolation du réservoir de production et à la forme de l'hydrogramme unitaire (cf. annexe E). Les débits calculés au niveau de la station amont sont routés jusqu'à l'exutoire avec un décalage pur<sup>1</sup>. Les débits calculés par GR4J sur le bassin intermédiaire sont injectés sous la forme d'un apport ponctuel localisé à l'aval du tronçon.



**Fig. 6.3** : Description des 3 modèles permettant d'évaluer la sensibilité des simulations aux débits amont.

Les trois configurations sont les suivantes.

1. **Modèle de référence (noté *refJ*)** : Le modèle de référence utilise 4 entrées : les pluies et ETP sur les bassins amont et intermédiaire. Ce modèle est calé sur les débits aval sans utiliser les débits amont. Il dispose en théorie de 9 paramètres : 4 paramètres pour GR4J sur le bassin amont, 4 pour GR4J sur le bassin intermédiaire et une célérité. Pour éviter les problèmes d'indétermination, le nombre de paramètres libres a été ramené à 5 en imposant une contrainte d'égalité entre les deux jeux de paramètres de GR4J. Cette solution rudimentaire s'est avérée aussi performante que des approches utilisant un nombre de paramètres plus élevé (résultats non présentés). Ceci ne doit pas surprendre, le chapitre 5 a montré que la spatialisation des paramètres avait un effet imperceptible sur les débits à l'aval.

Dans la suite, cette configuration est notée *refJ* pour ne pas la confondre avec le modèle de

<sup>1</sup>L'annexe I mentionne un modèle de routage d'Hayami avec une diffusion fixée à 3000 m<sup>2</sup>/s. Des tests complémentaires ont révélé qu'une diffusion nulle conduisait à des résultats similaires. Le contenu de l'article sera modifié en conséquence.

Modèle	Nombre de paramètres	Entrées	Description
<i>refJ</i>	5	$P_{am}$ , $E_{am}$ , $P_{INT}$ , $E_{INT}$	Paramètres du modèle hydrologique identiques sur les deux sous-bassins
UP-Meas	5	$P_{INT}$ , $E_{INT}$ , $Q_{am}$	Débit amont en entrée du modèle
UP-Sim	9	$P_{am}$ , $E_{am}$ , $P_{INT}$ , $E_{INT}$	Pas de calage direct des paramètres <i>Bassin amont</i> : paramètres issus d'un calage de GR sur les débits amont <i>Bassin intermédiaire</i> : paramètres issus du calage de UP-Meas

**Tab. 6.1** : Caractéristiques des 3 modèles permettant d'évaluer la sensibilité des simulations aux débits amont.

$P_{am}$  et  $P_{INT}$  sont les pluies des bassins amont et intermédiaire respectivement.  $E_{am}$  et  $E_{INT}$  sont les ETP sur les mêmes bassins.

référence *ref* introduit dans le chapitre précédent au pas de temps horaire.

2. **UP-Meas** : Un premier modèle alternatif, noté UP-Meas, utilise 3 entrées : la pluie et l'ETP sur le bassin intermédiaire ainsi que le débit amont. Il dispose de 5 paramètres calés sur les débits aval (les 4 paramètres de GR4J et une célérité). L'introduction des débits mesurés à l'amont entraîne l'exclusion du sous-bassin amont dans cette configuration.

La comparaison entre le modèle de référence et UP-Meas permet de quantifier l'impact des débits amont sur la qualité des simulations en aval. UP-Meas permet également de tester l'influence d'une corruption des débits à l'amont.

3. **UP-Sim** : Un second modèle alternatif, noté UP-Sim, est identique au modèle de référence mis à part les valeurs de ses paramètres :

- sur le bassin amont, les 4 paramètres de GR4J sont issus d'un calage indépendant sur les débits amont ;
- sur le bassin intermédiaire, les 5 paramètres sont identiques à ceux obtenus après calage de UP-Meas.

La comparaison entre le modèle de référence et UP-Sim permet de mesurer l'impact des débits amont sur le calage du modèle. En exploitant ces données pour le calage de ses paramètres, UP-Sim devrait montrer un gain de performance par rapport à la référence.

Les caractéristiques des trois modèles sont résumées dans le tableau 6.1. Leurs performances sont évaluées à l'aide des deux critères *NSE* (Nash-Sutcliffe) et  $RE(.|refJ)$  présentés au chapitre 4. Cette évaluation porte sur les débits calculés au niveau des stations amont et aval mis à part pour le modèle UP-Meas où elle se limite aux débits aval.

Modèle	$RE(. refJ)$			$NSE$		
	Quantile	moyenne	Quantile	Quantile	moyenne	Quantile
	10%		90%	10%		90%

*Evaluation des performances sur les débits amont*

$refJ$	-	-	-	0.23	0.57	0.85
UP-Sim	-0.02	0.19	0.43	0.54	0.75	0.90

*Evaluation des performances sur les débits aval*

$refJ$	-	-	-	0.68	0.83	0.93
UP-Meas	0.01	0.15	0.36	0.77	0.88	0.96
UP-Sim	-0.03	-0.01	0.03	0.68	0.81	0.93

**Tab. 6.2** : Statistiques des performances obtenues par les 3 modèles (modèle de référence, UP-Meas et UP-Sim) sur un échantillon de 192 bassins en contrôle. Le modèle UP-Meas ne peut être évalué sur les débits amont puisqu'ils constituent une de ses entrées.

## 6.2.4 Résultats

L'annexe I présente une analyse détaillée des résultats. Nous nous bornerons ici à rappeler les principales conclusions de cette étude. Le tableau 6.2 donne les statistiques des critères  $NSE$  et  $RE(.|refJ)$  sur les 192 bassins de l'échantillon. Ce tableau appelle les commentaires suivants.

- Sur les débits amont : comme attendu, les performances de UP-Sim sont nettement supérieures à celles du modèle de référence  $refJ$ . Dans UP-Sim, le jeu de paramètres sur le sous-bassin amont est issu d'un calage sur les débits amont. En revanche, le modèle de référence est calé uniquement sur les débits aval, il est donc normal que ses performances soient inférieures pour simuler les débits amont.
- Sur les débits aval : UP-Meas est plus performant que  $refJ$  et UP-Sim. Ce résultat également attendu montre l'intérêt d'exploiter des débits mesurés à l'amont comme entrée du modèle. Plus étonnant, UP-Sim présente des performances *équivalentes* au modèle de référence  $refJ$  alors que sur l'amont ce même modèle s'avérait significativement *meilleur*. Ce résultat est commenté ci-après.

### Prédétermination des gains amenés par les débits amont

Des régressions effectuées sur les valeurs de  $RE(UP - Meas|refJ)$  ont permis de relier cette variable au ratio des quantiles 99% du débit sur les stations amont et aval. On pourra retenir que  $RE(UP - Meas|refJ)$  peut être estimé par une relation de la forme  $0.6 Q_{am}^{99}/Q_{av}^{99}$  où  $Q_{am}^{99}$  et  $Q_{av}^{99}$  sont les quantiles 99% du débit sur les deux stations. En d'autres termes, cette relation donne une approximation de la réduction de l'erreur quadratique moyenne sur l'aval due à la prise en compte des débits amont.

### Impact des erreurs commises sur les débits amont

De manière surprenante, l'introduction d'une erreur sur les débits amont n'entraîne pas forcément une dégradation des performances à l'aval dans le modèle UP-Meas. Avec une surestimation des débits amont (nous avons testé une surestimation allant jusqu'à 50%), on peut même constater une *amélioration* des performances.

Ce résultat paradoxal a pu être expliqué en analysant les paramètres de UP-Meas : lorsque le débit amont est augmenté artificiellement, le calage compense cet accroissement du volume venant de l'amont en réduisant la contribution du bassin intermédiaire. Ceci se traduit par l'augmentation du stockage dans le réservoir de production (paramètre  $S$  dans GR4J) et par l'intensification des échanges avec l'extérieur du bassin (paramètre  $IGF$ ). Ces modifications réduisent la part de la composante pluie-débit dans le modèle UP-Meas au profit du modèle de routage.

Ce résultat montre la valeur des débits amont dans la simulation aval. Il révèle également la difficulté de traiter cette information dans un modèle semi-distribué : en augmentant artificiellement les débits amont, on risque de déstabiliser le calage de la composante pluie-débit.

### Apport des débits amont pour le calage d'un modèle semi-distribué

Comme nous l'avons indiqué dans le commentaire du tableau 6.2, le modèle UP-Sim présente des performances équivalentes à celles du modèle de référence. L'utilisation des données de débit amont n'a donc aucun impact sur le calage d'un modèle semi-distribué.

Ce résultat pourrait sembler contradictoire avec le précédent. Il existe pourtant une différence importante entre le modèle de référence et UP-Sim d'une part et UP-Meas d'autre part. Les deux premiers utilisent des débits amont calculés, le dernier exploite des valeurs mesurées. L'insertion directe de la mesure dans le schéma de modélisation est bénéfique (cf. résultat précédent), en revanche le remplacement de cette mesure par une valeur calculée annihile toute possibilité de gain.

Ce résultat révèle toute la difficulté de bâtir des modèles semi-distribués possédant une bonne cohérence spatiale.

## **6.3 Exploiter le débit amont pour simuler les apports latéraux dans un modèle couplé**

Dans le paragraphe précédent, les simulations étaient menées au pas de temps journalier avec une évaluation des résultats limitée à la station aval. Nous avons souhaité prolonger ces travaux en revenant vers le pas de temps horaire et un contrôle sur les stations intérieures.

Dans la suite de ce chapitre, on reprend la configuration de modélisation initiale avec :

- un débit amont **mesuré** qui constitue la condition aux limites amont du modèle de routage ;
- un ensemble de  $P$  apports ponctuels et  $U$  apports uniformément répartis qui induisent un **découpage** du bassin intermédiaire en  $P + U$  sous-bassins ;
- un calage sur les débits aval ;



- un contrôle des performances sur le débit aval et sur des **stations intérieures**.

### 6.3.1 Intérêt des données de débit amont

Dans le paragraphe 6.2.4, les performances obtenues sur la station aval s'amélioreraient significativement en exploitant des mesures de débit sur la station amont. Partant de ce constat, nous avons envisagé d'exploiter davantage cette information pour simuler le débit des apports latéraux.

La méthode proposée, illustrée par la figure 6.4, se déroule en deux étapes :

- dans un premier temps, le débit amont doit être transposé sur les sous-bassins d'apport. L'hypothèse la plus simple consiste à multiplier le débit amont par le ratio des surfaces  $\frac{S_{app}}{S_{am}}$  où  $S_{app}$  est la surface du sous-bassin d'apport et  $S_{am}$  celle du bassin amont. Cette méthode est suggérée par l'USACE (1993, page 5-8) dans son manuel de référence pour la modélisation hydraulique.
- dans un deuxième temps, le débit transposé doit être combiné avec celui calculé par GR4H. En s'inspirant des travaux de Shamseldin *et al.* (1997) et de Oudin *et al.* (2006) sur les approches multi-modèles, la combinaison des deux informations peut être réalisée à l'aide d'une moyenne pondérée :

$$Q_{app} = \theta Q_{GRAH} + (1 - \theta) Q_T \quad (6.1)$$

avec  $Q_{app}$  le débit d'apport latéral,  $Q_{GRAH}$  le débit calculé par GR4H sur le sous-bassin correspondant,  $Q_T$  le débit amont transposé sur le sous-bassin et  $\theta$  un coefficient de pondération variant entre 0 et 1. Lorsque  $\theta = 1$ , le débit d'apport est calculé uniquement avec GR4H. Si  $\theta = 0$ , le débit d'apport est égal au débit amont transposé.

Le coefficient  $\theta$  peut être fixé à une valeur arbitraire (1/2 par exemple). On peut également l'ajouter à la liste des paramètres optimisés dans le modèle couplé. Le calage de  $\theta$  permet ainsi au modèle de rejeter l'information  $Q_T$  ( $\theta$  tend alors vers 1) ou, au contraire, d'éliminer GR4H du calcul des débits d'apport ( $\theta$  tend alors vers 0). Ce type de paramètre a été utilisé par Payan *et al.* (2008) pour explorer la prise en compte des barrages-réservoirs dans la structure d'un modèle pluie-débit.

### 6.3.2 Transposition du débit amont vers les sous-bassins d'apport latéral

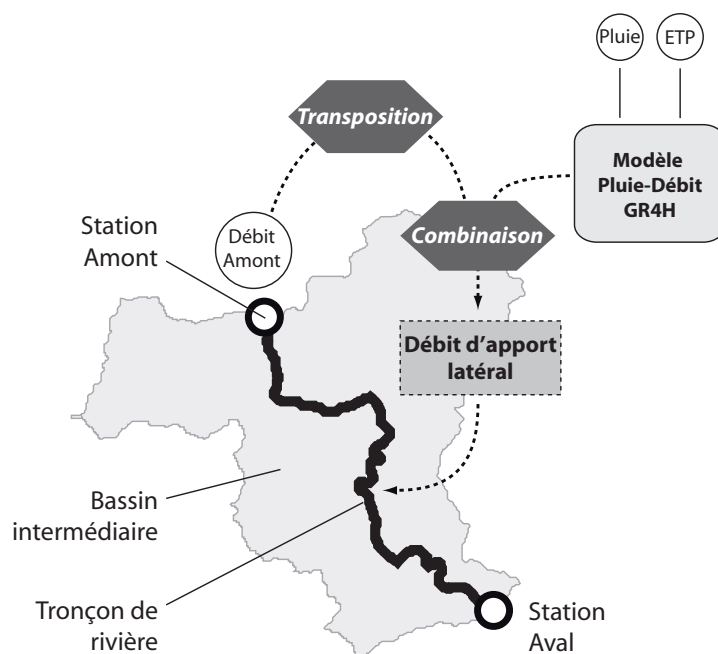
#### Transposition avec la méthode du ratio des surfaces

Avec la méthode du ratio des surfaces proposée par l'USACE (1993), le débit transposé  $Q_T$  de l'équation 6.1 est obtenu par l'expression suivante :

$$Q_T = S_{app} \frac{Q_{am}}{S_{am}}$$

où  $Q_{am}$  ( $m^3/s$ ) est le débit amont,  $S_{app}$  et  $S_{am}$  les surfaces ( $km^2$ ) du sous-bassin d'apport et celle du bassin amont respectivement.

Cette méthode présente plusieurs inconvénients.



**Fig. 6.4 :** Exploitation des débits mesurés à l'extrémité amont pour calculer les apports latéraux dans le modèle couplé

- Elle néglige l'influence des forçages et des propriétés structurales des bassins. On peut donc songer à l'améliorer en ajoutant d'autres variables que la surface du bassin versant dans le calcul de  $Q_T$ . Ce débit serait ainsi calculé par une expression de la forme suivante :

$$Q_T = f(V_1, V_2, \dots, V_n) \quad (6.2)$$

avec  $(V_i)_{i=1..n}$  un ensemble de  $n$  variables explicatives comprenant le débit amont  $Q_{am}$ .

- La relation de transposition est identique quelque soit la valeur du débit amont. Des travaux portant sur la régionalisation des débits de crue (Merz et Blöschl, 2005; Le Moine, 2008) ont montré que les relations de régression n'avaient pas la même forme pour les débits courants et les fortes crues. On pourrait donc envisager de faire varier la fonction  $f$  de l'équation 6.2 en fonction de l'importance du débit  $Q_{am}$ .
- La relation de transposition n'introduit aucun décalage temporel entre le débit amont et le débit transposé. Ce point a été laissé de côté dans la suite de nos travaux. De toute évidence, il mériterait un traitement détaillé que nous suggérerons comme perspective.

On pourrait songer à paramétrer la fonction de transposition et ajouter ces paramètres dans la liste des paramètres calés en même temps que le coefficient  $\theta$  du paragraphe précédent. Nous ne sommes pas parvenus à identifier une solution efficace de ce type. Les paramètres introduits qui contrôlaient l'amplitude de la transposition présentaient de fortes interactions avec  $\theta$  et les paramètres de bilan dans GR4H ( $S$  et  $IGF$ ). Nous avons donc choisi d'utiliser une approche non paramétrique.

Plusieurs techniques existent pour déterminer la fonction  $f$  de l'équation 6.2. Parmi les plus avancées, Skøien et Blöschl (2007) proposent une méthode de krigeage spatio-temporel. L'approche est rela-

tivement complexe et implique l'utilisation d'un modèle de routage. Ce modèle pourrait interférer avec la composante hydraulique de notre modèle couplé. Nous avons donc préféré une méthode plus simple.

#### Proposition d'une nouvelle méthode de transposition

Yu et Yang (2000) décrivent une approche originale utilisant une régression sur les quantiles de débit<sup>2</sup>. Cette méthode se propose de construire une courbe des débits classés synthétique sur un site non-jaugé à partir d'une régionalisation des quantiles du débit.

Nous avons adapté cette méthode et procédé de la manière suivante.

1. Dans un premier temps, on établit des relations de regression qui permettent de calculer les quantiles des débits venant des sous-bassins d'apport à partir des variables suivantes :
  - quantiles du débit mesuré à la station amont,
  - quantiles sur les pluies mesurées sur le bassin amont et les sous-bassins d'apport.
2. On forme ensuite une série de couple  $(Q_{am}^q, Q_{app}^q)$  où  $Q_{am}^q$  est le quantile  $q\%$  du débit amont et  $Q_{app}^q$  le quantile  $q\%$  du débit sur le sous-bassin d'apport calculé par les régressions précédentes pour différentes valeurs de  $q$ . L'ensemble de ces points forme une courbe linéaire par morceaux.
3. La courbe est ensuite utilisée comme fonction de transposition des débits amont pour calculer une chronique des débits sur les sous-bassins d'apport.

Ces trois étapes sont détaillées dans les paragraphes suivants.

#### Méthode de tranposition, étape 1 : établissement de relations de regression sur les quantiles de débit

Des relations de régression ont été établies sur les 50 tronçons de l'échantillon entre les quantiles 80% et 99% du débit et un ensemble de variables explicatives décrit plus bas.

En l'absence de données sur les débits d'apports (par définition non-jaugés dans notre cadre de travail), nous avons utilisé les débits mesurés sur la station aval pour bâtir ces régressions en faisant l'hypothèse qu'elles demeurent valables pour le débit des sous-bassins d'apport. Le choix des deux quantiles 80% et 99% a été conduit par essai-erreur.

Une approche courante en hydrologie (Michel, 1991) consiste à utiliser une régression logarithmique qui permet d'atténuer l'hétéroscédasticité des variables. Les régressions prennent alors la forme suivante :

$$\log(Q_{av}^q) \propto a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \log(V_i) \quad (6.3)$$

avec  $Q_{av}^q$  le quantile de fréquence  $q\%$  sur le débit aval ( $m^3/s$ ).

Un grand nombre de variables explicatives a été testé (quantiles de la variable  $Q_{am}$ , quantiles des pluies et ETP sur le bassin amont et sur l'aval, densité de drainage). Les régressions ont été sélectionnées afin de maximiser le coefficient de corrélation  $r^2$ , de minimiser le nombre de variables

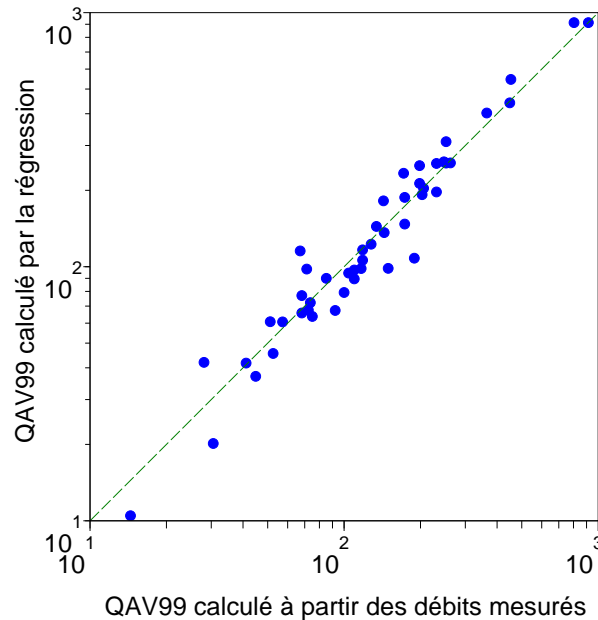
<sup>2</sup>Soit  $q$  une valeur comprise entre 0 et 100. Le quantile  $q\%$  correspond à la valeur du débit présentant une fréquence au non dépassement égale à  $q/100$ .

explicatives et d'obtenir des ratios  $a_i/\sigma_i$  supérieurs au quantile 99% de la variable  $|t|$  de Student<sup>3</sup> ( $\sigma_i$  est l'écart type calculé pour le paramètre  $a_i$  pendant la régression). Les régressions retenues sont les suivantes :

$$Q_{av}^{80} \propto 0.025 S_{av} \left( \frac{Q_{am}^{80}}{S_{am}} \right)^{0.4} \left( \frac{\overline{PJ_{av}}^2}{\overline{PJ_{am}}} \right)^{1.5} \quad r^2 = 0.93$$

$$Q_{av}^{99} \propto 0.060 S_{av} \left( \frac{Q_{am}^{99}}{S_{am}} \right)^{0.6} (PJ_{am}^{80})^{1.1} \left( \frac{PJ_{av}^{95}}{PJ_{am}^{95}} \right)^{2.9} \quad r^2 = 0.84$$

où  $\overline{PJ_{av}}$  et  $\overline{PJ_{am}}$  sont les pluies moyennes journalières sur les bassins amont et aval (mm/j),  $PJ_{av}^q$  et  $PJ_{am}^q$  sont les quantiles  $q\%$  de la pluie journalière sur les mêmes bassins. La figure 6.5 compare les valeurs observées et calculées pour le quantile  $Q_{av}^{99}$  sur les 50 tronçons de l'échantillon. On remarque une certaine proximité des régressions précédentes avec la formule de Crupedix (Cemagref, 1980)<sup>4</sup>.



**Fig. 6.5** : Résultat de la régression sur le quantile 99% du débit aval

<sup>3</sup>Si les résidus de la régression suivent une loi normale centrée, on montre (Michel, 1991) que le ratio  $a_i/\sigma_i$  suit une loi de Student à  $N - n$  degrés de liberté où  $N$  est la taille de l'échantillon (ici 50) et  $n$  le nombre de variables. On peut donc tester l'hypothèse  $a_i/\sigma_i = 0$  avec un seul d'acceptabilité donné. Nous avons retenu ici un seuil de 1%. La valeur  $|a_i/\sigma_i|$  devra donc être supérieure à 2.4.

<sup>4</sup>La formule de Crupedix donne le débit instantané de la crue décennale  $Q^{10}$  ( $m^3/s$ ) par la formule suivante :

$$Q^{10} = a \left( \frac{PJ^{dec}}{80} \right)^2 S^{0.8}$$

avec  $a$  un coefficient régional variant entre 0.13 et 1.75,  $PJ^{dec}$  la pluie décennale journalière (mm/j) et  $S$  la surface du bassin ( $km^2$ ).

Méthode de transposition, étape 2 : calculs des quantiles de débit sur les sous-bassins d'apport

Les variables  $\overline{PJ}$  et  $PJ^q$  sont ensuite calculées sur les sous-bassins d'apport afin d'appliquer les deux régressions précédentes. Ce calcul exploite les données de pluie spatialisée sur chacun des sous-bassins (cf. paragraphe 2.2.2, page 46). On obtient ainsi une estimation des deux quantiles du débit transposé  $Q_T^{80}$  et  $Q_T^{99}$  sur chacun des sous-bassins d'apport.

Méthode de transposition, étape 3 : construction des hydrogrammes sur les sous-bassins d'apport

On construit enfin une fonction de transposition linéaire par morceaux donnant le débit horaire  $Q_T$  sur chaque sous-bassin à partir de la chronique des débits horaires mesurés à l'amont, des valeurs  $Q_{am}^{80}, Q_{am}^{99}$  déduites de ces chroniques et des valeurs  $Q_T^{80}, Q_T^{99}$  calculées par les deux relations de regression précédentes.

Le débit  $Q_T$  prend alors l'expression suivante :

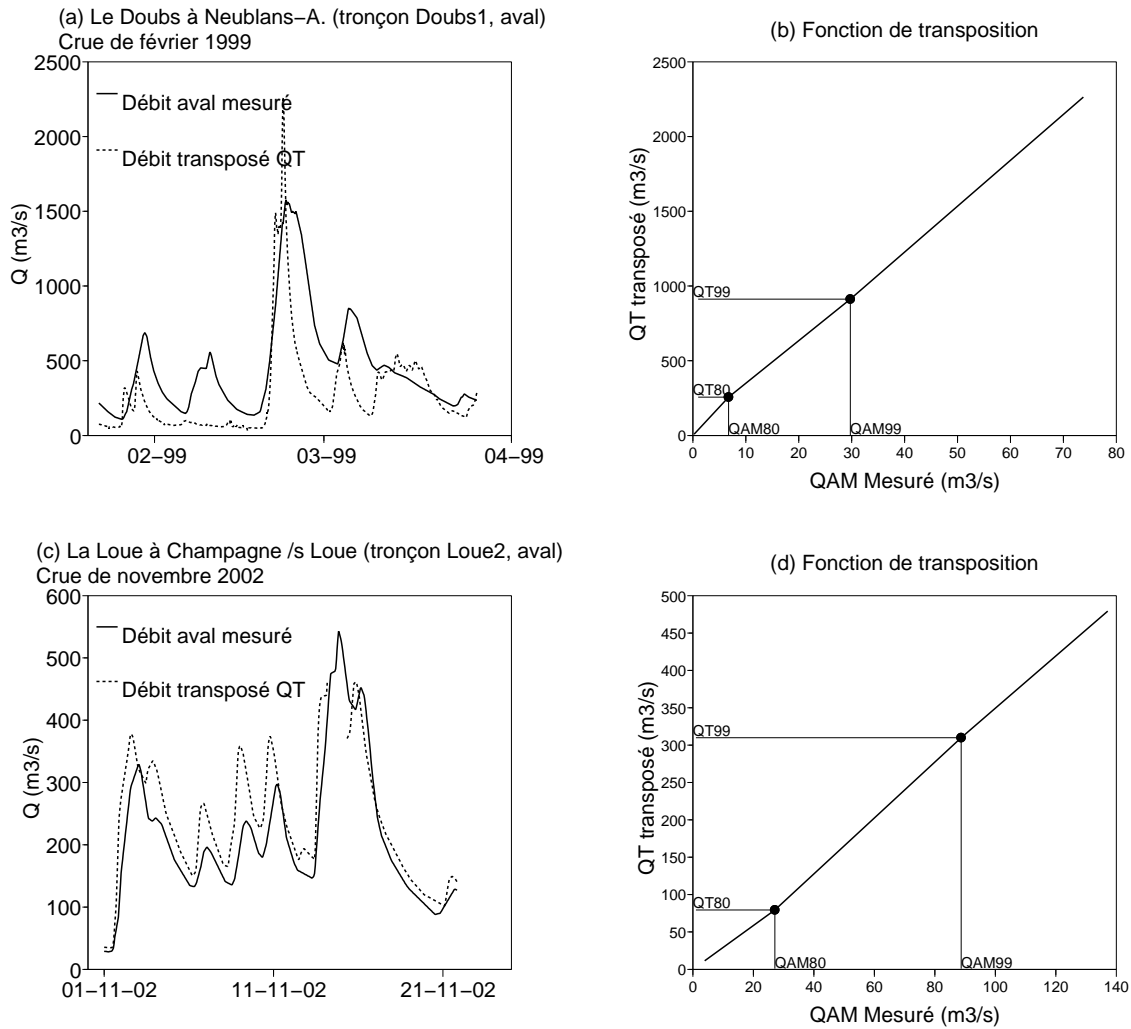
$$Q_T = \begin{cases} \frac{Q_T^{80}}{Q_{am}^{80}} Q_{am} & \text{si } Q_{am} < Q_{am}^{80} \\ \frac{Q_T^{99} - Q_T^{80}}{Q_{am}^{99} - Q_{am}^{80}} (Q_{am} - Q_{am}^{80}) + Q_T^{80} & \text{si } Q_{am} \in [Q_{am}^{80}, Q_{am}^{99}[ \\ \frac{Q_T^{99}}{Q_{am}^{99}} Q_{am} & \text{si } Q_{am} \geq Q_{am}^{99} \end{cases} \quad (6.4)$$

### 6.3.3 Application de la méthode pour la transposition du débit amont vers la station aval

La méthode précédente a été appliquée pour transposer le débit amont vers la station aval sur les 50 tronçons de l'échantillon au pas de temps horaire. Les débits transposés sont alors comparés aux débits mesurés sur ces stations. Notons que dans ce paragraphe, le modèle couplé n'est pas utilisé. Le débit aval est calculé **uniquement avec la méthode de transposition**.

Un exemple de transposition est présenté sur la figure 6.6 dans le cas du Doubs et de la Loue (tronçons identiques à ceux de la figure 6.1). On constate que la méthode ne donne pas les mêmes résultats en fonction de la proximité entre la station amont et aval. Sur la Loue, la transposition paraît acceptable pour la crue de novembre 2002 (cf. figure 6.6.c). Sur le Doubs, en revanche, elle semble plus hasardeuse (cf. figure 6.6.a).

On notera que les fonctions de transposition sont proches d'une droite (figures 6.6.b et 6.6.d). Ceci laisserait supposer que la méthode pourrait être simplifiée pour ne retenir qu'un seul quantile dans l'équation 6.4. En réalité, la première partie de la courbe (à gauche du premier point sur les figures 6.6.b et 6.6.d) contrôle la transposition de 80% des points. Une modification, même modérée de cette portion de la courbe peut avoir une influence importante sur la chronique transposée. Des essais de simplifications (résultats non présentés), ont montré que l'utilisation d'un seul quantile amenait une dégradation sensible des performances.



**Fig. 6.6 :** Exemple de transposition du débit amont vers la station aval dans le cas du Doubs entre L'Abergement-Sainte-Marie et Neublans-Abergement (figure a) et de la Loue entre Vuillafans et Champagne-sur-Loue (figure c). Les figures b et d montrent les fonctions de transposition données par l'équation 6.4 pour chacun des tronçons.

Fonction de transfert	$RE(. ref)$			$NSE$		
	Quantile 10%	Moyenne	Quantile 90%	Quantile 10%	Moyenne	Quantile 90%
<i>Modèle de référence</i>						
<i>ref</i>	-	-	-	0.81	0.87	0.94
<i>Transfert du débit amont vers la station aval</i>						
<i>Ratio</i>	-3.80	-1.64	-0.41	-1.43	-0.05	0.76
<i>Regre</i>	-1.78	-0.95	-0.19	0.04	0.49	0.82

**Tab. 6.3** : Critères de performances obtenues par les deux méthodes *Ratio* (ratio des surfaces) et *Regre* (régression sur les quantiles) pour calculer le débit sur la station aval à l'aide d'une transposition du débit amont sur les 50 tronçons de l'échantillon.

Pour juger de son intérêt, la méthode de transposition doit être comparée avec celle du ratio des surfaces qui fait office de référence en la matière. Nous avons donc calculé les critères de Nash-Sutcliffe ( $NSE$ ) et  $RE(.|ref)$  obtenus en transposant le débit mesuré à l'amont vers la station aval avec cette méthode baptisée *Ratio* et avec la méthode de transposition basée sur les régressions baptisée *Regre*. Le tableau 6.3 donne les statistiques des deux critères pour ces deux méthodes.

Le modèle de référence utilisé dans le critère  $RE$  est identique à celui du chapitre précédent et comporte 4 sous-bassins, un unique jeu de paramètres pour les 4 instances du modèle pluie-débit GR4H alimentées par une pluie identique (cf. paragraphe 5.3.2, pageparagraphe 122).

Ces résultats montrent clairement la supériorité de la méthode *Regre* sur *Ratio*. Le critère  $RE(Regre|ref)$  atteint -0.95 en moyenne contre -1.64 pour  $RE(Ratio|ref)$ . On remarque également que les deux méthodes obtiennent des performances nettement inférieures à celles du modèle couplé avec des critères  $RE(.|ref)$  systématiquement négatifs. Ceci n'est pas surprenant puisqu'elles ne font appel à aucun calage. En revanche, il n'est pas certain que des simulations aussi approximatives amènent un gain de performance lorsqu'elles sont utilisées au sein d'un modèle couplé. C'est l'objet du paragraphe suivant.

#### 6.3.4 Utilisation d'une méthode de transposition pour calculer les apports dans le modèle couplé

Les deux méthodes de transposition du débit ont été appliquées dans le modèle couplé sur les 50 tronçons de l'échantillon. Par rapport au paragraphe précédent, ces méthodes sont maintenant utilisées pour estimer les débits d'apports latéraux comme sur la figure 6.4.

La configuration *ref* est utilisée comme modèle de référence. En reprenant l'équation 6.1, cette configuration correspond au cas  $\theta = 1$ .

4 configurations construites à partir de *ref* ont été testées en faisant varier le coefficient  $\theta$  et la

méthode de transposition.

- Dans les configurations  $Ratio\theta_0$  et  $Regre\theta_0$ ,  $\theta$  est fixé à 0. Les débits d'apports sont donc calculés uniquement avec les méthodes de transposition, puis propagés à l'aide du modèle hydraulique simplifié (à la différence des méthodes  $Ratio$  et  $Regre$  du paragraphe précédent qui calculaient directement le débit aval).
- Dans les configurations  $RatioOPT\theta$  et  $RegreOPT\theta$ ,  $\theta$  est un paramètre libre. Les débits d'apport sont donc calculés à l'aide d'une combinaison entre le modèle GR4H et la méthode de transposition puis propagés avec le modèle hydraulique simplifié. Le modèle couplé dispose alors de 6 paramètres libres (4 paramètres pour GR4H, célérité et  $\theta$ ).

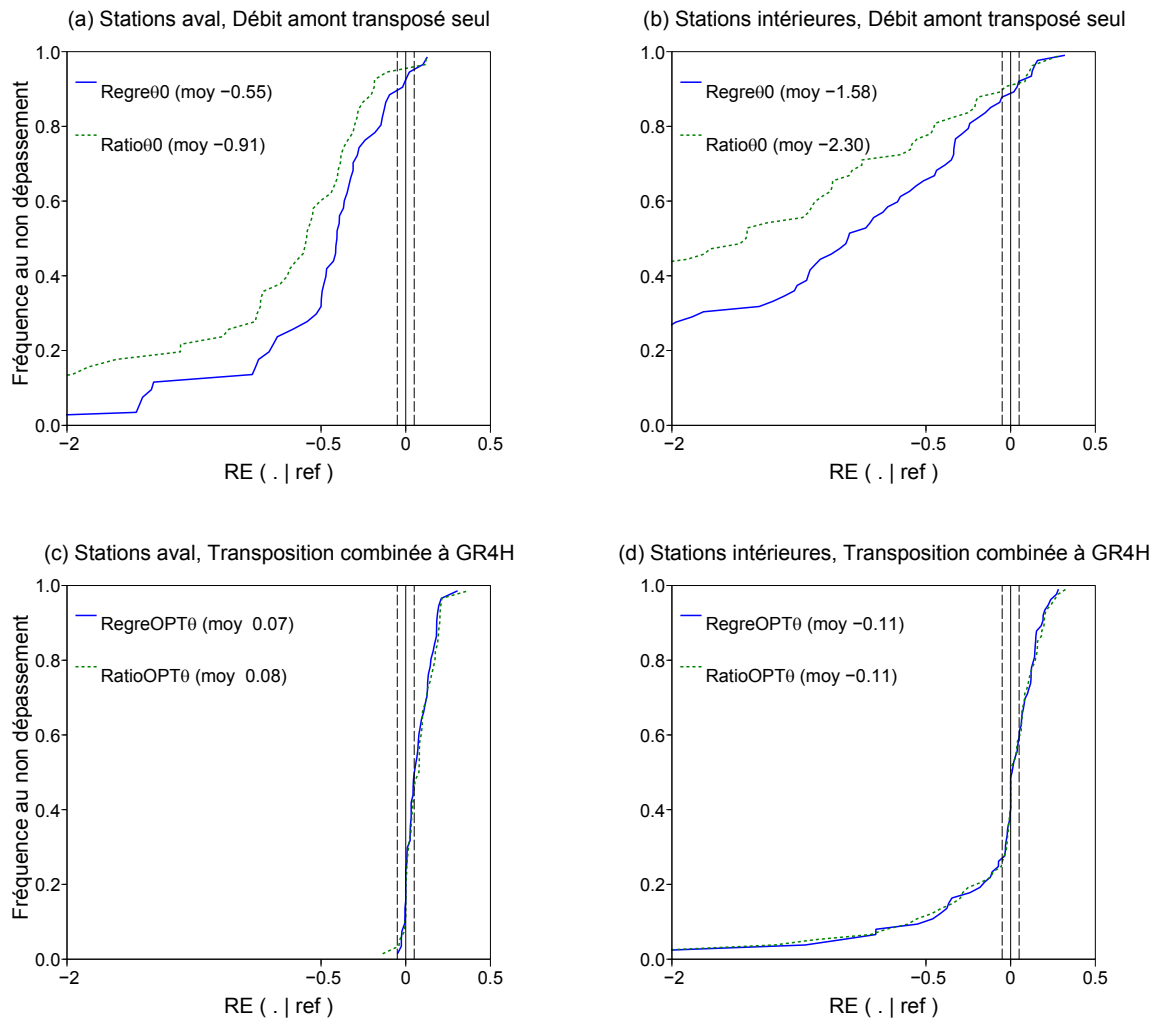
La figure 6.7 expose la distribution du critère  $RE(.|ref)$  pour les 4 configurations précédentes sur les stations aval et intérieures.

Ces graphiques nous conduisent aux conclusions suivantes.

- Lorsque la transposition est appliquée seule, la méthode utilisant une régression sur les quantiles confirme sa supériorité : les performances de  $Regre\theta_0$  sont systématiquement supérieures à  $Ratio\theta_0$  sur les figures 6.7.a et 6.7.b. Si le modélisateur ne dispose pas de données pluviométriques, il aura donc tout intérêt à raffiner la méthode de transposition.
- En revanche, lorsque la transposition est combinée à la modélisation pluie-débit (figures 6.7.c et 6.7.d), les deux méthodes sont indiscernables du point de vue des performances. L'amélioration apportée par la régression sur les quantiles est probablement insuffisante pour influencer notablement les résultats du modèle couplé.
- Sur les deux figures 6.7.a et 6.7.b, les configurations  $Ratio\theta_0$  et  $Regre\theta_0$  obtiennent des scores fortement négatifs. La transposition des débits amont appliquée seule est donc nettement moins intéressante que la modélisation pluie-débit. Ces conclusions sont valables aussi bien sur les stations aval qu'intérieures.
- L'analyse de la figure 6.7.c confirme les résultats obtenus au pas de temps journalier. Une combinaison entre la transposition et le modèle pluie débit améliore nettement les performances à l'aval des tronçons. On remarquera que ces gains dépassent largement ceux obtenus en spatialisant les entrées et les paramètres du modèle hydrologique (cf. figure 5.9, page 134 par exemple).
- La combinaison entre GR4H et la transposition conduit à des résultats plus contrastés sur les stations intérieures (figure 6.7.d). Une majorité de bassins bénéficient de la transposition avec des critères  $RE(.|ref)$  positifs. La moyenne des deux critères  $RE(RatioOPT\theta|ref)$  et  $RE(RegreOPT\theta|ref)$  sur l'échantillon atteint cependant -0.11. La combinaison peut donc induire des baisses de performance importantes sur certains bassins. Ceci suggère que la transposition des débits amont doit être utilisée avec prudence dans un modèle couplé.

Concernant le dernier point, nous n'avons pas pu expliquer les raisons précises de ces contre-performances. La figure 6.8 offre un premier éclairage sur cette question. Cette figure présente les critères  $RE(RegreOPT\theta|ref)$  obtenus sur les 72 stations intérieures en fonction du ratio des surfaces  $(S_I - S_{am}) / (S_{av} - S_{am})$  où  $S_I$ ,  $S_{am}$  et  $S_{av}$  sont les surfaces drainées aux stations intérieures, amont

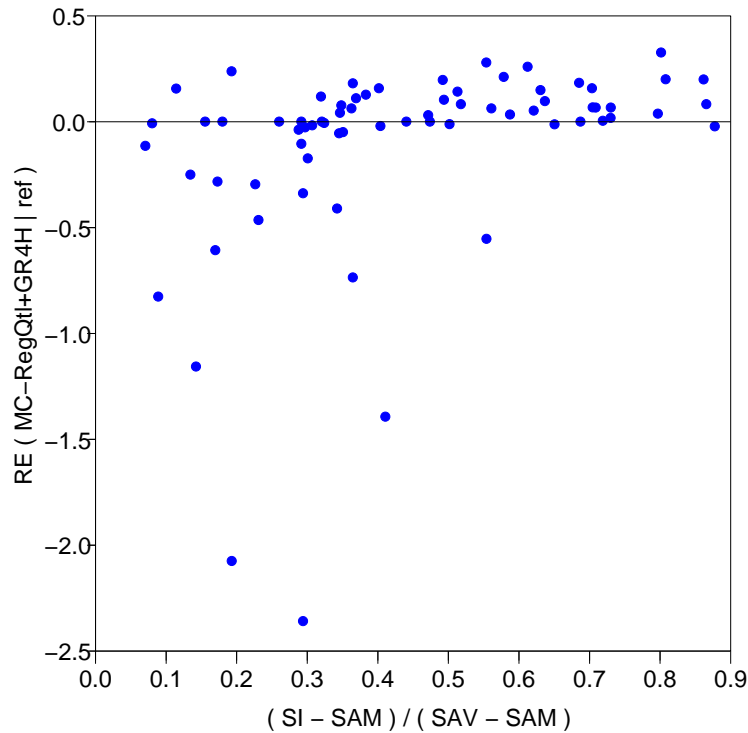




**Fig. 6.7** : Distribution des critères de performances  $RE(.|ref)$  sur les 50 tronçons de l'échantillon. Les critères sont évalués sur les débits aval dans la colonne de droite et sur les stations intérieures dans la colonne de gauche. 4 configurations de modèle couplé sont évaluées :  $Ratio\theta_0$  et  $Regre\theta_0$  utilisent des débits d'apport générés uniquement à l'aide de méthodes de transposition ( $\theta = 0$  dans l'équation 6.1),  $RatioOPT\theta$  et  $RegreOPT\theta$  combinent la transposition et le débit calculé par le modèle GR4H ( $\theta$  calé).

et aval respectivement. La figure aurait été similaire avec la configuration  $RE(RatioOPT\theta|ref)$ .

Lorsque les stations intérieures se rapprochent de la station aval au sens du ratio des surfaces ( $(S_I - S_{am}) / (S_{av} - S_{am})$  tend alors vers 1), les chances d'obtenir un gain de performance s'élèvent. On pourra retenir que les chances de gain sont pratiquement assurées dès que la surface drainée entre la station amont et la station intérieure dépasse 50% de celle du bassin intermédiaire ( $(S_I - S_{am}) / (S_{av} - S_{am}) > 0.5$ ).



**Fig. 6.8 :** Critères  $RE(RegreOPT\theta|ref)$  sur les 72 stations intérieures en fonction du ratio des surfaces  $(S_I - S_{am}) / (S_{av} - S_{am})$  où  $S_I$ ,  $S_{am}$  et  $S_{av}$  sont les surfaces drainées au niveau des stations intérieures, amont et aval respectivement.

Nom de la configuration	Nombre de paramètres calés	Description
-------------------------	----------------------------	-------------

#### Pas de temps journalier

<i>refJ</i>	5	Modèle semi-distribué à deux sous-bassins : le bassin amont et le bassin intermédiaire. Le modèle est calé sur les débits aval avec une condition d'égalité sur les paramètres du modèle pluie-débit appliqué sur chacun des deux sous-bassins.
<i>UP – Meas</i>	5	Modèle à un sous-bassin portant sur le bassin intermédiaire. Les débits mesurés à la station amont sont utilisés comme entrée du modèle.
<i>UP – Sim</i>	9	Modèle semi-distribué à deux sous-bassins : le bassin amont et le bassin intermédiaire. Le modèle est calé sur les débits aval. Les débits amont utilisés dans le modèle sont calculés par un modèle pluie-débit dont les paramètres ont été calés au préalable sur les débits mesurés à la station amont.

#### Pas de temps horaire, transposition directe des débits amont

<i>Ratio<math>\theta</math></i>	0	Modèle transposant le débit amont vers un bassin cible en appliquant un ratio des surfaces
<i>Regre<math>\theta</math></i>	0	Modèle transposant le débit amont vers un bassin cible en utilisant des relations de régression sur les quantiles 80% et 99% de la chronique des débits

#### Pas de temps horaire, transposition des débits amont pour calculer des apports latéraux

<i>RatioOPT<math>\theta</math></i>	6	Modèle couplé combinant l'utilisation de GR4H et du modèle <i>Ratio</i> pour le calcul des apports latéraux
<i>RegreOPT<math>\theta</math></i>	6	Modèle couplé combinant l'utilisation de GR4H et du modèle <i>Regre</i> pour le calcul des apports latéraux

**Tab. 6.4** : Configurations de modèles couplés testées dans le chapitre 6

## 6.4 Conclusion sur le rôle des débits amont dans un modèle couplé

### 6.4.1 Conclusions pour une application opérationnelle

Dans le cadre du développement d'un modèle couplé hydrologie/hydraulique, on pourra retenir les conclusions suivantes.

1. Si un modèle pluie-débit ne peut être développé pour calculer les apports latéraux, on pourra exploiter la méthode de transposition des débits présentée au paragraphe 6.3.2. Cette méthode permet de calculer une chronique de débit horaire sur les sous-bassins d'apport à partir d'une chronique de débit mesuré sur un bassin source (nous n'avons étudié que le cas d'une transposition depuis le bassin amont), des pluies journalières moyennes et des quantiles 80% et 95% de la pluie sur chacun des sous-bassins. Ces données pourront être obtenues auprès de Météo-France<sup>5</sup>. Cette méthode s'est montrée nettement plus efficace qu'une transposition basée sur le ratio des surfaces.

N'introduisant pas de décalage temporel entre le débit source et le débit transposé, elle réclame cependant des développements complémentaires.

2. Dans une majorité de cas, le calcul des apports latéraux peut être amélioré par une combinaison entre un modèle pluie-débit et une méthode de transposition. Une méthode de combinaison simple est proposée au paragraphe 6.3 qui implique l'ajout d'un paramètre supplémentaire dans le modèle couplé.

Dans ce cas, on pourra se contenter d'un simple ratio des surfaces pour la transposition, la méthode précédente n'amenant pas de gain significatif.

3. Cette approche devra être appliquée avec prudence : en combinant un modèle pluie-débit avec le débit transposé depuis la station amont, nous avons observé des baisses de performance importantes dans certains cas. Ce phénomène peut survenir lorsque la surface drainée entre la station amont et le point de contrôle intérieur est inférieure à la moitié de la surface du bassin intermédiaire.

### 6.4.2 Perspectives en matière de recherche

La transposition des débits nous semble ouvrir de larges perspectives d'amélioration des modèles couplés. Les travaux présentés dans ce chapitre se sont limités à une transposition du débit amont sans décalage temporel. Avec cette approche simple, l'amélioration des performances sur les stations intérieures peut atteindre le même ordre de grandeur que celle amenée par la spatialisation.

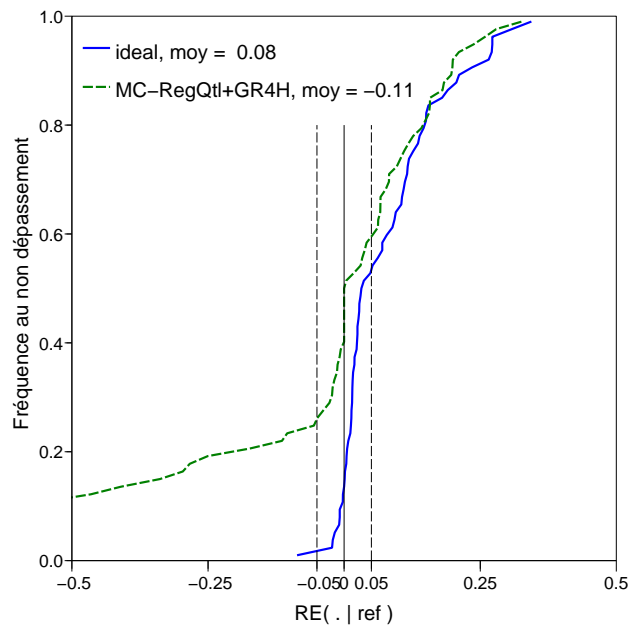
Pour s'en convaincre, nous avons repris sur la figure 6.9 les données de la figure 5.11 (cf. page 141) qui concluait le chapitre 5. Cette figure présente la distribution du critère  $RE(.|ref)$  ( $ref$  est la configuration de référence à 4 sous-bassins avec un jeu de paramètres et des pluies homogènes) pour deux configurations :

<sup>5</sup>Voir le site <http://climatheque.meteo.fr/> (dernière connexion le 5 mars 2009).

- *ideal* rassemble les meilleures performances obtenues en spatialisant les pluies et les paramètres sur les 4 sous-bassins d'apport ;
- *RegreOPT $\theta$*  est bâtie à partir de *ref* en combinant les débits calculés par GR4H avec le débit amont transposé.

Sur l'ensemble de l'échantillon, la spatialisation paraît plus avantageuse avec une moyenne de  $RE(ideal|ref)$  atteignant +0.08 contre -0.11 pour  $RE(RegreOPT\theta|ref)$ . Ainsi, la queue de la distribution pour  $RE(RegreOPT\theta|ref)$  est nettement moins satisfaisante que celle de  $RE(ideal|ref)$ . Cependant, on constate que les deux distributions se rejoignent pour les valeurs élevées.

Compte tenu des hypothèses simplistes que nous avons retenues pour le modèle de transposition (transposition du débit amont uniquement et absence de décalage temporel), son amélioration ne semble pas irréaliste. Elle pourrait conduire à des gains de performances équivalents voire supérieurs à ceux amenés par la spatialisation.



**Fig. 6.9** : Distribution du critère  $RE(ideal|ref)$  où *ref* est la configuration de référence à 2 apports ponctuels et 2 apports répartis avec un jeu de paramètres et des pluies homogènes sur les 4 sous-bassins. *ideal* est la meilleure configuration spatialisée sur chacune des 72 stations intérieures. *RegreOPT $\theta$*  est une configuration bâtie à partir de *ref* dans laquelle les débits calculés par GR4H sur les sous-bassins d'apport sont combinés avec un débit transposé depuis la station amont.

## **Chapitre 7**

# **Simplifications de la structure du modèle couplé**



Ce chapitre a pour objectif de comparer le schéma de modélisation utilisé dans les chapitres précédents avec des versions simplifiées.

---

## 7.1 Explication de la démarche

Les travaux de recherche menés au Cemagref Antony ont démontré à plusieurs reprises que la sophistication était rarement récompensée en modélisation hydrologique. Ainsi, en comparant un grand nombre de modèles pluie-débit, Perrin *et al.* (2001) n'ont pas constaté de lien entre le nombre de paramètres libres et les gains de performance. Au contraire, un modèle possédant seulement 4 paramètres (GR4J) s'est révélé plus performant que d'autres structures possédant un degré de complexité supérieur. De même, au cours de l'élaboration d'un modèle pluie-débit pour la prévision des crues, Tangara (2005) a finalement retenu une simplification drastique de la méthode initialement proposée par Yang (1993). Enfin, Bourqui (2008) a mis en évidence la faible sensibilité des modèles pluie-débit à l'introduction d'indicateurs caractérisant la variabilité spatiale de la pluie.

Ces observations répétées nous ont conduits à réserver le dernier chapitre de la thèse au test de modèles couplés simplifiés par rapport au schéma retenu jusqu'à présent. Le chapitre est organisé autour des deux points suivants.

- *Simplification des fonctions de routage dans le modèle pluie-débit* : la plupart des modèles pluie-débit tels que GR4H associent une fonction de production qui transforme la pluie brute en lame d'eau contribuant aux écoulements et une fonction de routage qui transporte ces écoulements vers l'exutoire du bassin. Dans un modèle couplé, cette dernière pourrait faire double emploi avec le modèle hydraulique qui assure également un routage. On peut donc s'interroger sur l'utilité de la fonction de routage dans la composante pluie-débit d'un modèle couplé.
- *Distinction entre les apports ponctuels et répartis* : la simplification évoquée précédemment peut prendre une forme différente en fonction du type d'apport. Les sous-bassins correspondants aux apports uniformément répartis sont plus allongés et donc moins susceptibles d'introduire un délai entre la pluie et le débit d'apport. On pourrait alors envisager de simplifier les fonctions de routage des modèles pluie-débit appliqués sur ces sous-bassins uniquement.

## 7.2 Simplifications de la composante pluie-débit du modèle couplé

Dans le modèle GR4H, la fonction de routage repose sur les trois éléments suivants : l'hydrogramme unitaire, le réservoir de routage et la branche d'écoulement direct. La figure 7.1 rappelle l'emplacement de ces trois éléments dans la structure de GR4H. La figure 7.2 donne un exemple d'évolution du signal pluie pendant son trajet au sein de ces éléments en prenant l'exemple d'une simulation pluie-débit sur la station du Serein à Beaumont. Nous constatons l'atténuation et le lissage progressif du signal lors de son parcours de la structure. Supprimer des éléments de la fonction de routage va donc augmenter le poids des hautes fréquences dans le débit calculé par le modèle pluie-débit.



### 7.2.1 Suppression progressive des fonctions de routage dans GR4H

Trois configurations ont été développées à partir de la configuration *ref* servant de modèle de référence dans les deux chapitres précédents. Les modèles testés disposent donc de 2 sous-bassins d'apport ponctuels et 2 d'apport uniformément répartis. Les pluies et les paramètres sont homogènes sur l'ensemble des sous-bassins.

Les configurations alternatives introduisent les simplifications suivantes dans les fonctions de routage de GR4H.

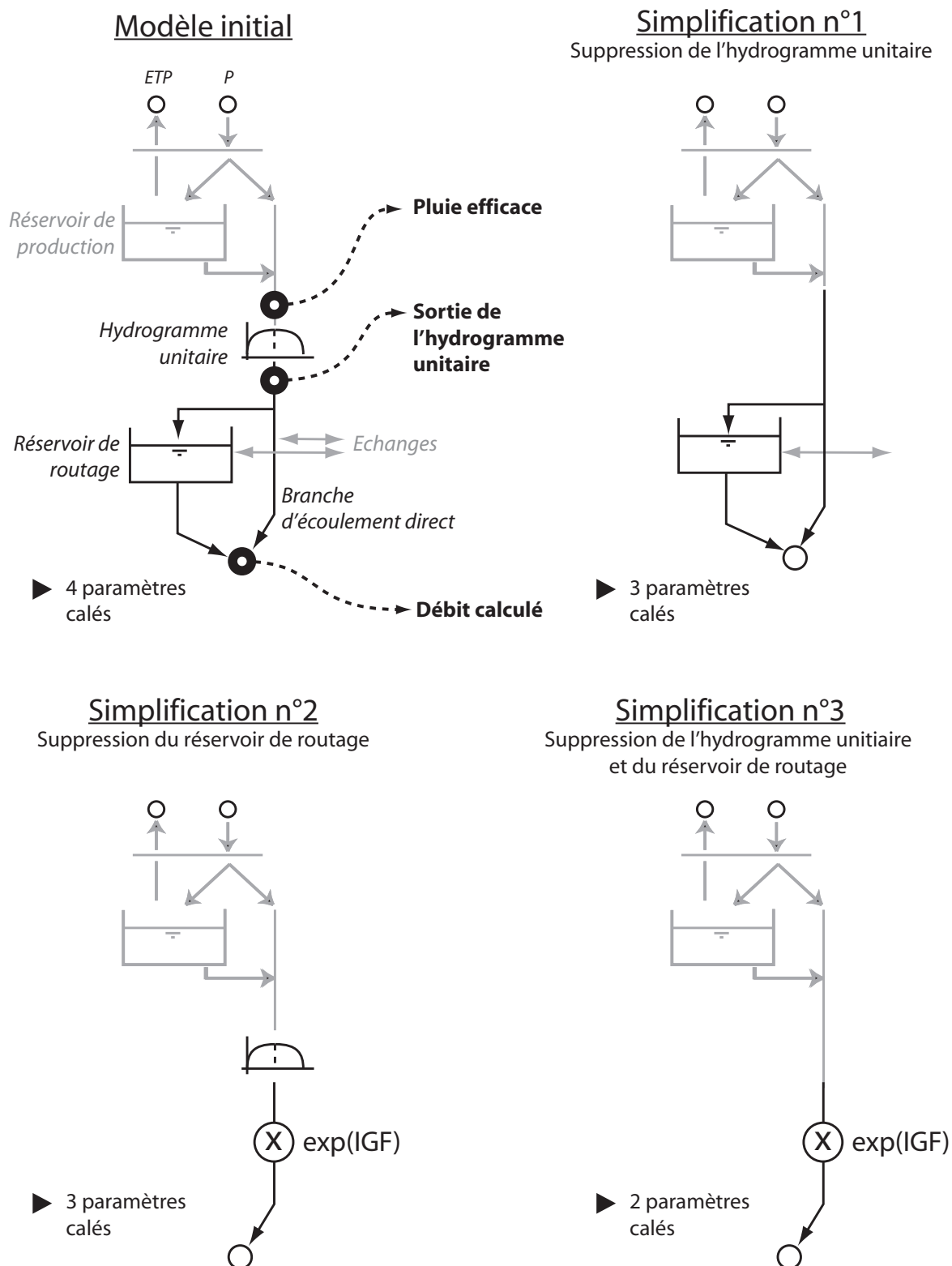
- Simplification n°1 : dans cette première configuration, on supprime l'hydrogramme unitaire. Les fonctions de routage se réduisent alors au réservoir de routage complété par la branche d'écoulement direct. Le modèle pluie-débit dispose alors de 3 paramètres.
- Simplification n°2 : le réservoir de routage est supprimé dans cette deuxième configuration. La fonction de routage se limite à l'application de l'hydrogramme unitaire. Afin de conserver une fonction d'échange permettant d'équilibrer le bilan en eau du bassin, nous avons modifié sa formulation dans cette configuration. En effet, dans la version initiale, le calcul du terme d'échange est basé sur le niveau du réservoir de routage (cf. annexe E) qui ne peut plus être utilisé. En s'inspirant de la structure du modèle GR3P (Tangara, 2005) utilisé pour la prévision des crues au Cemagref Antony, nous avons appliqué un coefficient multiplicateur sur la sortie de l'hydrogramme unitaire. Ce coefficient est contrôlé par le paramètre *IGF* en fixant sa valeur à  $\exp(IGF)$ . *IGF* garde ainsi la même orientation (les pertes augmentent si *IGF* décroît) et la même valeur neutre ( $IGF = 0$ ). De même que dans la simplification précédente, le modèle pluie-débit dispose de 3 paramètres.
- Simplification n°3 : dans la troisième configuration, toutes les fonctions de routage sont éliminées. Le débit calculé par le modèle hydrologique est alors égal à la pluie efficace multipliée par le même coefficient multiplicateur que dans la configuration précédente. Le modèle pluie-débit dispose ici de 2 paramètres.

Ces configurations sont illustrées par la figure 7.1.

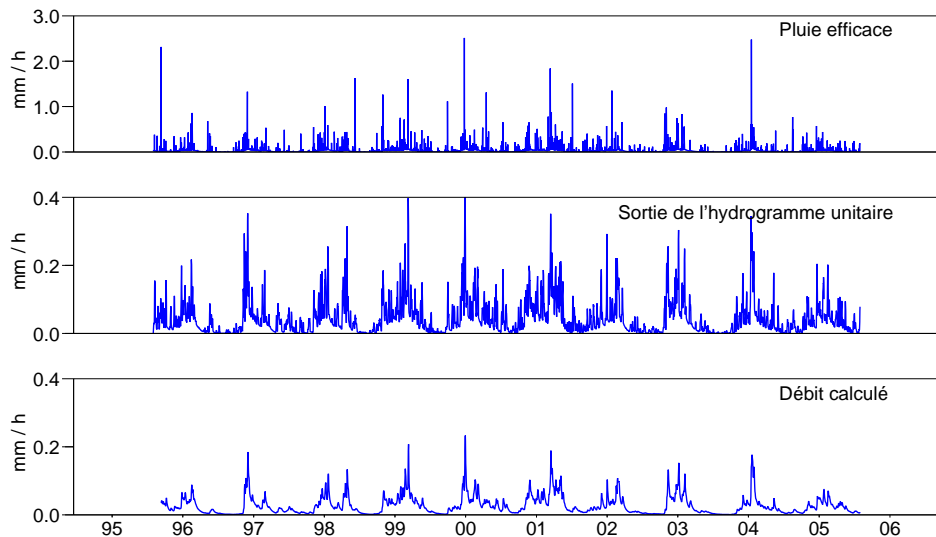
### 7.2.2 Comparaison entre les modèles couplés simplifiés et le modèle de référence

La figure 7.3 montre la distribution des critères  $RE(.|ref)$  sur les stations aval et intérieures pour les 3 versions du modèle décrites précédemment. Ces graphiques appellent les commentaires suivants.

- La simplification n°1 entraîne une baisse des performances sur les stations aval avec des critères  $RE(.|ref)$  négatifs. Pour les stations intérieures en revanche, la distribution du critère est centrée autour de 0, ce qui traduit une équivalence entre le modèle de référence et la simplification n°1. On pourrait donc envisager de supprimer l'hydrogramme unitaire de GR4H qui impose un paramètre supplémentaire sans amener des gains de performance systématiques. Cette conclusion est surprenante compte tenu de la parcimonie du modèle GR4H et des nombreux tests qui ont été effectués sur sa structure (Mathevet, 2005; Le Moine, 2008). Une simplification supplémentaire semblait difficilement envisageable a priori. Ces résultats pourraient suggérer une interaction



**Fig. 7.1** : Simplification des fonctions de routage du modèle pluie-débit GR4H. Ces fonctions sont tracées en trait noir. Les fonctions liées à la production sont tracées en grisé.



**Fig. 7.2 :** Chroniques des trois variables mentionnées sur la figure 7.1 : pluie efficace, sortie de l'hydrogramme unitaire et débit calculé. Les chroniques correspondent aux 10 années de simulation horaire issue d'une modélisation pluie-débit sur la station du Serein à Beaumont. Le jeu de paramètres de GR4H est le suivant :  $S = 247$  mm (capacité du réservoir de production),  $IGF = 2.5$  mm (paramètre d'échange),  $R = 162$  mm (capacité du réservoir de routage) et  $TB = 47$  heures (temps de base de l'hydrogramme unitaire).

entre les paramètres du modèle de référence. Le tableau 7.1 montre la matrice des corrélations entre les 5 paramètres de ce modèle. Pour ce calcul, les paramètres  $S$  et  $R$  variant sur des ordres de grandeur supérieurs ont subi une transformation logarithmique. On constate une très faible corrélation entre paramètres, ce qui invalide l'hypothèse précédente.

- Les simplifications n°2 et n°3 induisent un net recul des performances sur les stations aval et intérieures avec des critères  $RE(.|ref)$  fortement négatifs. La suppression du réservoir de routage dans la composante pluie-débit semble donc pénalisante pour le modèle couplé. Ces tests ne sont cependant pas complets puisque ces configurations introduisent des simplifications sur deux fonctions de GR4H : le routage non-linéaire et la fonction d'échange. Il serait intéressant de les

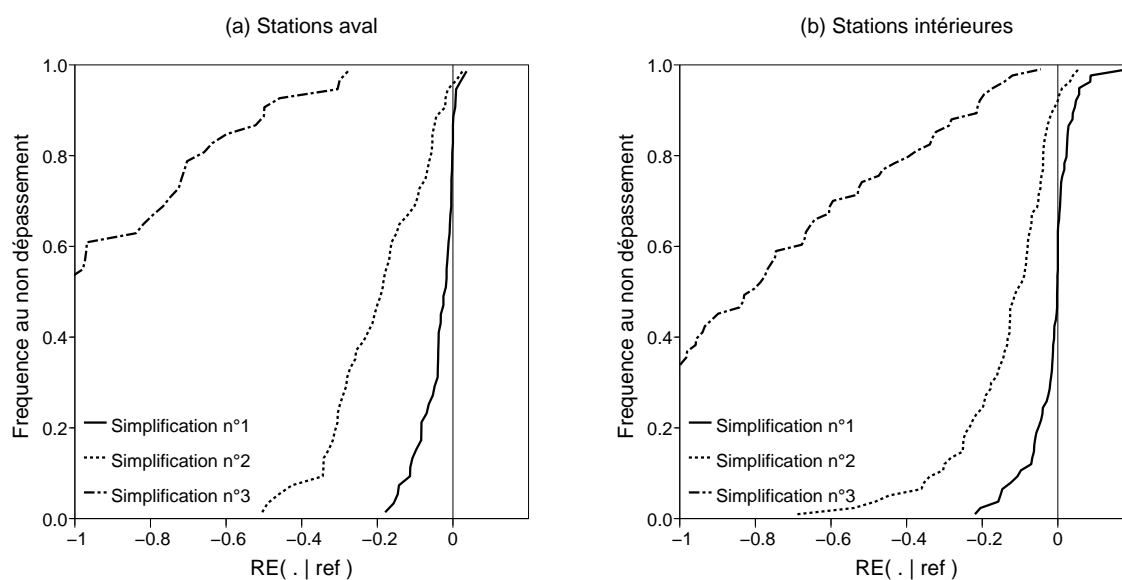
	log(S)	IGF	log(R)	TB	C
log(S)	1.00	-0.45	0.26	-0.15	0.00
IGF		1.00	-0.27	-0.05	0.12
log(R)			1.00	-0.01	-0.07
TB				1.00	0.16
C					1.00

**Tab. 7.1 :** Matrice des corrélations entre les valeurs des 5 paramètres obtenus après calage du modèle de référence sur les deux sous-périodes. Les corrélations sont donc calculées sur 100 jeux de paramètres (2 jeux de paramètre pour chacun des 50 tronçons). Les paramètres  $S$  et  $R$  ont subi une transformation logarithmique préalable.

compléter avec un modèle conservant la fonction d'échange initiale.

Nous retenons qu'une simplification drastique de la composante pluie-débit entraîne une baisse de performance significative.

- Concernant les faibles performances des simplifications n°2 et n°3, on pourrait objecter l'absence de diffusion dans le modèle hydraulique simplifié. Une diffusion non nulle pourrait, par exemple, opérer un lissage de la pluie efficace et améliorer les performances de la simplification n°3. La figure 7.2 montre que ce signal contient des hautes fréquences qui doivent être atténuées pour aboutir à une chronique de débit réaliste. Malgré les problèmes d'identification détaillés au chapitre 4, nous avons tout de même testé cette solution qui ne modifie pas les conclusions précédentes. L'ajout d'une diffusion non nulle (résultats non présentés) améliore effectivement les performances de la simplification n°3 sur les stations aval sans pour autant ramener la distribution du critère  $RE(.|ref)$  vers des valeurs positives. Ce critère conservait des valeurs très proches sur les stations intérieures.



**Fig. 7.3 :** Distribution des critères  $RE(.|ref)$  en contrôle pour les 50 stations aval (figure a) et les 72 stations intérieures (figure b). Les trois solutions de simplification correspondent à une suppression de l'hydrogramme unitaire (solution n°1), du réservoir de routage (solution n°2) ou des deux éléments (solution n°3).

Malgré les résultats obtenus avec la simplification n°1, il serait prématuré de retenir une suppression de l'hydrogramme unitaire dans GR4H pour une utilisation dans un modèle couplé. Tout d'abord, nous insistons sur le fait que ces observations sont limitées à une modélisation couplée hydrologie/-hydraulique. Elles ne remettent pas en question la structure de GR4H proposée par Mathevet (2005) dans le cadre d'une modélisation pluie-débit classique. Ensuite, l'échantillon de bassin retenu pour ces tests est bien moins important que ceux de Mathevet (2005) et Le Moine (2008) et devrait donc être complété pour conclure de manière définitive.

Nous retenons qu'un travail sur la structure de la composante pluie-débit peut être envisagé dans le cadre d'une modélisation couplée. Ce travail doit reposer sur des contrôles aux stations intérieures qui apportent une information complémentaire essentielle. Ceci montre qu'une structure pluie-débit optimisée en mode global ne l'est pas forcément en mode semi-distribué.

### 7.3 Distinctions entre le rôle des sous-bassins d'apport ponctuel et réparti

Le modèle couplé utilisé jusqu'à présent dans la thèse appliquait une structure pluie-débit identique sur chacun des sous-bassins d'apport. Cette hypothèse importante présentée au chapitre 3 est remise en question dans ce paragraphe.

En s'appuyant sur les résultats du paragraphe précédent, nous avons retenu la simplification n°1 qui vise à supprimer l'hydrogramme unitaire dans GR4H. Dans les tests suivants, cette simplification n'est pas appliquée aux modèles pluie-débit des 4 sous-bassins d'apport comme dans le paragraphe précédent. Les deux configurations suivantes ont été envisagées.

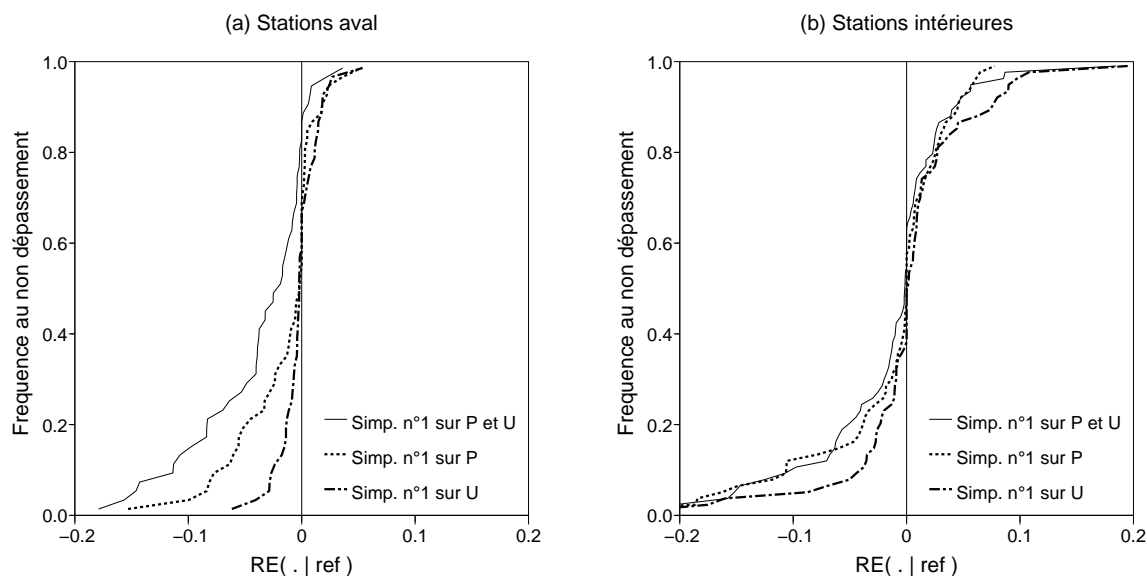
- La simplification n°1 est d'abord appliquée sur les 2 sous-bassins d'apport ponctuel. Les deux autres sous-bassins sont modélisés avec un modèle complet.
- Cette simplification concerne ensuite uniquement les 2 sous-bassins d'apport uniformément répartis. Les deux autres sous-bassins sont modélisés avec un modèle complet.

Dans ces deux configurations, 5 paramètres ont été optimisés : la célérité  $C$ , les paramètres  $S$ ,  $IGF$  et  $R$  qui sont communs aux 4 sous-bassins d'apport et le paramètre  $TB$  qui est réservé aux deux sous-bassins sur lesquels est appliquée la version complète de GR4H. Les simplifications envisagées ici n'ont donc plus d'impact sur le nombre de paramètres calés par rapport au modèle de référence.

La figure 7.4 montre la distribution des critères  $RE(.|ref)$  sur les 50 stations aval et les 72 stations intérieures pour les deux configurations précédentes. Pour comparer ces résultats avec ceux du paragraphe précédent, la figure rappelle également la distribution du critère  $RE(.|ref)$  correspondant à la simplification n°1 appliquée sur les 4 sous-bassins d'apport.

L'analyse de la figure 7.4 montre les éléments suivants.

- Sur les stations aval et intérieures, la configuration où la simplification de GR4H est limitée aux bassins d'apport réparti montre des performances supérieures aux deux autres configurations présentées sur la figure. L'écart est important sur les stations aval et plus modéré sur les stations intérieures. Ce résultat montre que la nature de l'apport peut influencer le choix de la structure pluie-débit appliquée sur le sous-bassin correspondant.
- Dans le paragraphe 7.1, nous avons formulé l'hypothèse que les sous-bassins d'apport réparti pourraient introduire un décalage inférieur entre la pluie et le débit d'apport compte tenu de leur forme allongée. Les résultats de la figure 7.4 vont dans ce sens : la suppression de l'hydrogramme unitaire dans GR4H qui introduit ce décalage a peu d'impact lorsqu'elle porte sur les sous-bassins d'apport réparti. En revanche, elle s'avère plus pénalisante lorsqu'elle concerne les sous-bassins d'apport ponctuels.



**Fig. 7.4** : Distribution des critères  $RE(.|ref)$  en contrôle pour les 50 stations aval (figure a) et les 72 stations intérieures (figure b). Les deux configurations testées font appel à un modèle GR4H simplifié selon la solution n°1 sur les 2 sous-bassins d'apport ponctuel (P) et les 2 sous-bassins d'apport uniformément répartis (U) respectivement. Les figures a et b rappellent également la configuration retenue dans le paragraphe 7.2.2 où la simplification était appliquée sur les 4 sous-bassins (P et U).

La forme allongée des sous-bassins d'apport réparti n'est probablement pas la meilleure explication de cette différence de comportement. Nous penchons davantage pour une influence du modèle hydraulique simplifié. D'après l'équation 4.7 (cf. page 109), les apports ponctuels sont propagés sur le tronçon par un décalage pur tandis que les apports répartis subissent une convolution avec un noyau donné par l'équation 4.8. Cette convolution permet un étalement du signal qui pourrait jouer un rôle comparable à celui de l'hydrogramme unitaire de GR4H. La suppression de ce dernier sur les sous-bassins d'apport réparti pourrait ainsi être compensée par l'application du noyau de convolution précédent.

- La configuration dans laquelle la simplification de GR4H porte uniquement sur les sous-bassins d'apport réparti présente des performances équivalentes à celles du modèle de référence avec une structure de complexité réduite. En application du principe de parcimonie, elle serait donc préférable. Les tests menés dans ce paragraphe demeurant limités, nous nous garderons d'une telle conclusion et suggérons de conserver la structure complète de GR4H pour l'ensemble des sous-bassins.

Les résultats présentés dans ce paragraphe montrent avant tout la sensibilité de la composante pluie-débit à la nature des apports latéraux. Une tentative d'amélioration de cette composante devrait donc en tenir compte.

## 7.4 Conclusion sur la simplification

Les résultats obtenus dans ce chapitre ont confirmé l'intérêt d'étudier une simplification de structure pour la composante hydrologique d'un modèle couplé. Ils suggèrent des évolutions de cette structure permettant d'aboutir à un modèle de complexité réduite conservant un niveau de performance équivalent. Ce travail n'a pu être mené dans cette thèse, nous nous bornerons à la suggestion des points méthodologiques suivants.

- *Contrôle sur les points intérieurs* : le contrôle sur les points aval n'est pas suffisant pour juger de l'intérêt d'une structure. Dans les tests effectués précédemment, ce type de contrôle sous-estimait systématiquement l'intérêt des solutions simplifiées par rapport à un contrôle sur les stations intérieures.
- *Distinction entre les sous-bassins d'apport ponctuel et réparti* : l'hypothèse de départ qui vise à conserver la même structure du modèle pluie-débit sur tous les sous-bassins d'apport doit être remise en question. Par exemple, nous avons montré que certaines simplifications du modèle GR4H étaient moins pénalisantes lorsqu'elle sont appliquées sur les sous-bassins d'apport réparti.

D'autres formes de simplification du modèle couplé pourraient être envisagées. Tout d'abord, une méthode radicale consisterait à éliminer toute prise en compte des apports latéraux. Les débits sur les stations aval et intérieures sont alors calculés uniquement par routage du débit amont. Avec des surfaces de bassin intermédiaire (et donc des apports latéraux) conséquentes par rapport aux surfaces amont (cf. tableau 2.1, page 45), les tronçons de notre échantillon se prêtent mal à cette approche que nous avons tout de même testée. La sous-estimation importante des débits intérieurs et aval conduit à des performances nettement inférieures aux autres schémas de modélisation envisagés dans la thèse. Ces résultats sans intérêt particulier n'ont pas été présentés. Il serait cependant intéressant de reprendre ce test en exploitant des tronçons de rivière sur lesquels les apports latéraux sont moins importants. Ceci permettrait de déterminer la limite à partir de laquelle la prise en compte de ces apports devient nécessaire.

Par ailleurs, dans toute la thèse, la simulation des débits sur l'intérieur du tronçon a été menée à l'aide d'un modèle de propagation. Il est envisageable d'adopter une autre approche considérant chaque station intérieure comme un point non-jaugé sur lequel on doit estimer une chronique de débits. Il existe de nombreuses méthodes pour aborder cette question, basées essentiellement sur une régionalisation des paramètres des modèles pluie-débit (Merz et Blöschl, 2004; Oudin *et al.*, 2008). Ces approches permettent de simuler des débits de manière ponctuelle pour chaque station intérieure mais pas d'obtenir une estimation des apports sur l'ensemble du tronçon. Elles ne répondent donc pas totalement à la problématique de la thèse ce qui nous a conduits à les écarter. Elles n'en demeurent pas moins une alternative qui mériterait d'être explorée car largement évoquée dans la littérature (Seibert, 1999; Post et Jakeman, 1999).

# Conclusion générale





Dans le cadre de la prévention des inondations, la modélisation hydraulique constitue un outil largement utilisé pour délimiter l'emprise des zones inondables et appuyer l'élaboration de documents réglementaires tels que les Plans de Prévention des Risques. Les modèles hydrauliques sont développés sur des tronçons de rivière à partir de données géométriques décrivant la forme des zones d'écoulement et les conditions aux limites du système. Concernant les extrémités amont et aval du tronçon, les conditions aux limites peuvent être obtenues à partir de mesures réalisées sur des stations hydrométriques qui fournissent des séries historiques de hauteur et de débit. La plupart des tronçons de rivière reçoivent également des apports latéraux provenant des affluents et des versants connectés au tronçon. Leur estimation est plus délicate car on dispose rarement de mesures sur l'intégralité de ces apports.

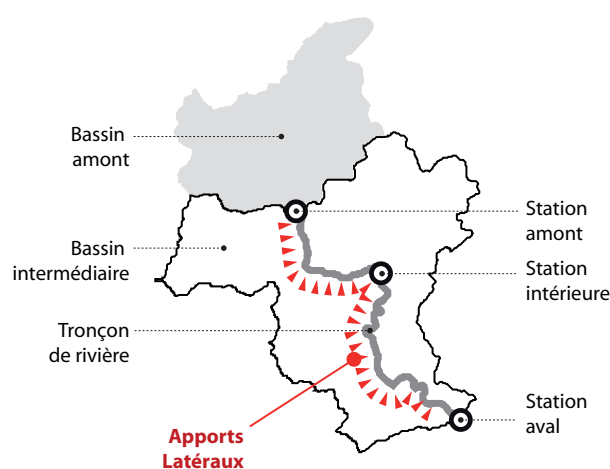


Fig. 7.5 : Système étudié dans la thèse

L'objectif central de la thèse était de contribuer à l'amélioration des simulations hydrauliques sur un tronçon de rivière en explorant les possibilités de prise en compte des apports latéraux. Le système considéré se compose alors d'un bassin intermédiaire délimité par une station amont et aval, et d'un tronçon de rivière (cf. figure 7.5). Ce système a été étudié à l'aide d'un modèle de simulation couplant une composante pluie-débit pour calculer les apports et une composante hydraulique pour propager ces apports vers l'extrémité aval du tronçon. Le modèle couplé permet de calculer des débits à l'extrémité aval ainsi qu'en tout point intérieur au tronçon.

La première partie de la thèse a apporté des précisions méthodologiques en décrivant un échantillon de 50 tronçons de rivière, support de nos tests (chapitre 2), en présentant les composantes hydrauliques et hydrologiques choisies pour construire notre modèle couplé (chapitre 3) et en détaillant la méthode de calage des modèles et de contrôle des performances (chapitre 4). La deuxième partie a présenté les résultats obtenus concernant la spatialisation du modèle hydrologique (chapitre 5), l'exploitation des débits mesurés à l'amont du tronçon dans le modèle couplé (chapitre 6) et enfin la simplification de la structure du modèle pluie-débit (chapitre 7).

## Résultats méthodologiques pour la construction d'un modèle hydraulique en présence d'apports latéraux

### Importance du contrôle des performances sur l'intérieur du tronçon

Le point méthodologique le plus important identifié au cours de nos travaux concerne la stratégie de contrôle des performances. Les données collectées sur les 50 tronçons de rivière constituant l'échantillon test ont permis d'analyser la qualité des simulations produites par le modèle couplé hydrologie/hydraulique sur deux types de points.

- *Au niveau de la station aval* : les débits mesurés sur ces points ont été utilisés pour caler le modèle couplé. Les performances ont été contrôlées à ce niveau en appliquant la procédure classique des calages-contrôles croisés (Klemes, 1986).
- *Sur des stations intérieures au tronçon* : les simulations ont également été contrôlées sur des points situés sur la rivière entre les stations amont et aval. Les données de débit obtenues sur ces points n'ont pas été utilisées pendant le calage. Cette évaluation complémentaire permet de mesurer la consistance spatiale du modèle.

L'ensemble des tests menés dans les chapitres 5, 6 et 7 a montré un comportement sensiblement différent du modèle couplé sur les stations aval et intérieures. Il paraît donc essentiel de réserver une partie des données de débit pour un contrôle des performances indépendant sur des stations intérieures.

Ce type de contrôle est plus exigeant que la procédure classique des calages-contrôles croisés mais elle paraît incontournable si l'on souhaite garantir un niveau de performance sur l'ensemble du tronçon modélisé.

### Un modèle pluie-débit est-il toujours nécessaire pour estimer les apports latéraux ?

Le chapitre 6 a clairement montré qu'un modèle pluie-débit amenait une amélioration significative des performances par rapport à des schémas limités à l'exploitation du débit amont. On pourra donc recommander l'application de ce type de modèle pour calculer les apports latéraux en l'absence de stations hydrométriques localisées sur les affluents de la rivière étudiée.

Nous insistons sur la simplicité d'application de modèles tels que GR4H (le code informatique correspondant est donné dans l'annexe E) : son calage sur une chronique de débits horaires d'une durée de 10 ans demande moins d'une minute avec un ordinateur de puissance moyenne.

Le coût d'achat élevé des données pluviométriques semble aujourd'hui le principal facteur limitant la diffusion de ces outils. L'acquisition et la maintenance des données pluviométriques constituent une tâche très honéreuse. Il serait donc intéressant de faire évoluer son mode de financement afin de faciliter l'accès aux données pluviométriques dans le cadre des études hydrauliques sans compromettre la pérennité des services météorologiques.

## Quel est le degré de complexité requis pour une modélisation pluie-débit des apports latéraux ?

L'estimation des apports latéraux sur un tronçon de rivière est une problématique par nature distribuée. Il est donc nécessaire de recourir à une forme de spatialisation du modèle pluie-débit. Le chapitre 5 a permis de dégager les conclusions suivantes.

- *Forme des apports latéraux* : la plupart des logiciels d'hydraulique acceptent des apports latéraux sous une forme ponctuelle ou uniformément répartie. Des tests comparatifs ont montré que l'on peut retenir une configuration basée sur 4 apports dont 2 ponctuels et 2 répartis. Les apports ponctuels sont localisés au niveau des confluences entre la rivière et ses deux principaux affluents. L'annexe D propose une méthode permettant de déterminer les caractéristiques des 2 apports répartis.
- *Spatialisation des entrées de pluie* : la pluie est un phénomène présentant une forte hétérogénéité spatiale. Nous n'avons cependant pas constaté un intérêt majeur à l'introduction de cette variabilité au sein du modèle pluie-débit. En l'absence d'information pluviométrique distribuée, une pluie homogène globale sur le bassin peut être utilisée sans risque de perte de performance significative.
- *Spatialisation des paramètres* : De même que pour la spatialisation des pluies, celle des paramètres n'a pas amené de gains de performance significatifs en moyenne sur l'échantillon. On recommandera une solution simple consistant à prendre un jeu de paramètres identique sur tous les sous-bassins d'apport.

## Perspectives et voies d'amélioration

Nous présentons ici trois perspectives de travail hiérarchisées par ordre d'importance.

### Perspective n°1 : Application d'un modèle couplé pour la prévision des crues

La prévision des crues constitue un champ d'application majeur des modèles développés en hydrologie et en hydraulique. Un modèle couplé appliqué dans ce contexte faciliterait l'obtention d'une cartographie des zones inondées en temps réel et constituerait un outil précieux pour les services chargés de l'alerte.

Cette problématique n'a pas été abordée dans la thèse où nous nous sommes limités à la reconstitution de débits historiques. La prévision ajoute un degré de complexité supplémentaire : le modèle doit assimiler en permanence les observations récentes décrivant l'état du système tels que les derniers débits observés sur la rivière. Les travaux menés aux Cemagref Antony sur cette question (Tangara, 2005; Berthet, 2009) ont montré que cette assimilation avait une influence forte sur le schéma de modélisation.

Pour aborder cette question, nous suggérons d'utiliser la configuration de modèle couplé la plus simple possible afin de limiter les interactions entre la structure du modèle et la procédure d'assimilation.

On pourra, par exemple, retenir certaines solutions avancées dans le chapitre 7 qui permettent de réduire le nombre total de paramètres.

### **Perspective n°2 : Travail sur la structure des 2 composantes du modèle couplé**

Cette thèse était centrée sur les stratégies de couplage entre des modèles pluie-débit et hydrauliques. Compte tenu de la profusion d'outils disponibles dans la littérature, nous avons choisi de travailler à partir de structures existantes sans chercher à les modifier. Les résultats obtenus dans les chapitres 3 et 4 pour le modèle hydraulique et 7 pour le modèle pluie-débit ont permis d'identifier les voies d'améliorations suivantes.

- *Composante hydraulique simplifiée* : le modèle utilisé dans cette thèse est basé sur les travaux d'Hayami (1951) et dispose de deux paramètres, la célérité et le coefficient de diffusion. Le chapitre 4 a révélé des difficultés d'identification de ce dernier qui nous ont conduit à lui attribuer une valeur nulle. Cette solution, imposée par la forme mathématique du modèle d'Hayami (1951), n'est pas pleinement satisfaisante. Nous suggérons d'abandonner ce modèle pour se rapprocher de formes empiriques plus robustes telles que le modèle Lag&Route. Ces modèles décrivent la propagation sur un tronçon de rivière de manière globale et n'acceptent donc pas d'injections latérales. Pour traiter les cas de figure abordés dans cette thèse, il serait nécessaire d'étendre leur fonctionnalités, ce qui paraît envisageable au vu des travaux de Munier (2009).
- *Composante pluie-débit* : nous avons montré au chapitre 7, qu'une structure de modèle pluie-débit optimisée pour un fonctionnement en mode global ne l'était pas forcément en mode semi-distribué. Avec ce type de modèle, des simplifications de la structure initialement retenue (GR4H) ont pu être envisagées sur les sous-bassins correspondant aux apports latéraux uniformément répartis.

### **Perspective n°3 : Amélioration de la méthode de transposition des débits**

Dans une approche classique de modélisation couplée, les débits des apports latéraux sont calculés à partir des données de pluie à l'aide d'un modèle pluie-débit. Nous avons exploré une solution alternative dans le chapitre 6 en exploitant les débits observés à l'amont du tronçon : dans cette approche, la série des débits amont est d'abord transposée vers le sous-bassin d'apport puis combinée avec la sortie d'un modèle pluie-débit.

Cette technique s'est montrée performante sur un nombre important de stations malgré une procédure de transposition qui demeurait rudimentaire. Le développement de méthodes de ce type constitue ainsi une voie de progrès prometteuse.

# Bibliographie

- ABBOTT, M. et REFSGAARD, J. (1996). *Distributed Hydrological Modelling*. Kluwer Academic Pub.
- ABBOTT, M. B., BATHURST, J. C., CUNGE, J. A., O'CONNELL, P. E. et RASMUSSEN, J. (1986). An introduction to the European Hydrological System - Systeme Hydrologique Europeen, 'SHE', 1 : history and philosophy of a physically-based, distributed modelling system. *J. Hydrol.*, 87(1-2):45-59.
- ACREMAN, M., RIDDINGTON, R. et BOOKER, D. (2003). Hydrological impacts of floodplain restoration : a case study of the River Cherwell, UK. *Hydrology and Earth System Sciences*, 7(1):75-85.
- AERES (2008). Rapport d'évaluation du Cemagref. <http://www.aeres-evaluation.fr/Centre-national-du-machinisme>.
- AJAMI, N., GUPTA, H., WAGENER, T. et SOROOSHIAN, S. (2004). Calibration of a semi-distributed hydrologic model for streamflow estimation along a river system. *J. Hydrol.*, 298(1-4):112-135.
- ALLEN, R., PEREIRA, L., RAES, D. et SMITH, M. (1998). *Crop Evapotranspiration : Guidelines for Computing Crop Water Requirements, Irrigation and Drainage Paper*. FAO.
- ANDERSEN, J., REFSGAARD, J. et JENSEN, K. (2001). Distributed hydrological modelling of the Senegal River Basin—model construction and validation. *J. Hydrol.*, 247(3-4):200-214.
- ANDRÉASSIAN, V., HALL, A., CHAHINIAN, N. et SCHAAKE, J. (2006). Introduction and Synthesis : Why should hydrologists work on a large number of basin data sets? *IAHS Publication*, 307:1-5.
- ANDRÉASSIAN, V., ODDOS, A., MICHEL, C., ANCTIL, F., PERRIN, C. et LOUMAGNE, C. (2004). Impact of spatial aggregation of inputs and parameters on the efficiency of rainfall-runoff models : A theoretical study using chimera watersheds. *Water Resour. Res.*, 40(5):W05209.
- ANDRÉASSIAN, V., PERRIN, C., BERTHET, L., LE MOINE, N., LERAT, J., LOUMAGNE, C., OUDIN, L., MATHEVET, T., RAMOS, M. H. et VALÉRY, A. (2009). Towards more powerful standard crash tests for evaluating hydrological models. *Hydrology and Earth System Sciences*, soumis.
- BACHET, N. (1957). Methode graphique d'annonce des crues. *IAHS Publication*, 45(3-4):219-233.

- BAPTISTA, M. (1990). *Contribution à l'étude de la propagation de crues en hydrologie*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- BAUME, J., MALATERRE, P., BELAUD, G. et LE GUENNEC, B. (2005). SIC : a 1D hydrodynamic model for river and irrigation canal modeling and regulation. *Métodos Numéricos em Recursos Hidricos*, page 1–81.
- BELLEUDY, P. (2000). Restoring flow capacity in the Loire River bed. *Hydrological Processes*, 14(13):2331–2344.
- BENTURA, P. L. F. (1995). *Développement d'une méthode de propagation de crue (méthode "délai stockage")*. Thèse de doctorat, Université Paris XII Val-de-Marne.
- BENTURA, P. L. F. et MICHEL, C. (1997). Flood routing in a wide channel with a quadratic lag-and-route method. *Hydrol. Sciences Journal*, 42(2):169–185.
- BERGSTRÖM, S. (1995). The HBV model. In SINGH, V., éditeur : *Computer Models of Watershed Hydrology*, pages 443–476. Water Resources Publications.
- BERGSTRÖM, S. et FORSMAN, A. (1973). Development of a conceptual deterministic rainfallrunoff model. *Nordic Hydrology*, 4:147–170.
- BERTHET, L. (2009). *Mise au point d'un modèle hydrologique de prévision des crues à pas de temps fin*, Thèse en cours. Thèse de doctorat, AgroParisTech, Cemagref Antony.
- BEVEN, K. (1989). Changing ideas in hydrology-the case of physically-based models. *J. Hydrol.*, 105(1-2):157–172.
- BEVEN, K. (2000). Uniqueness of place and process representations in hydrological modelling. *Hydrology and Earth System Sciences*, 4:203–214.
- BEVEN, K. J. (2001). On hypothesis testing in hydrology. *Hydrol. Processes*, 15:1655–1657.
- BLÖSCHL, G. et SIVAPALAN, M. (1995). Scale issues in hydrological modelling : A review. *Hydrol. Processes*, 9(3-4):251–290.
- BOURQUI, M. (2008). *Impact de la variabilité spatiale des précipitations sur les performances des modèles hydrologiques*. Thèse de doctorat, ENGREF.
- BOX, George, E. P. et TIAO, George, C. (1992). *Bayesian Inference in Statistical Analysis*. Wiley-Interscience.
- BOYLE, D. P., GUPTA, H. V., SOROOSHIAN, S., KOREN, V., ZHANG, Z. et SMITH, M. (2001). Toward improved streamflow forecasts : Value of semidistributed modeling. *Water Resour. Res.*, 37(11):2749–2759.
- BRUTSAERT, W. (1971). De Saint-Venant equations experimentally verified. *Journal of Hydraulic Division*, 97:1387–1401.

- BRUTSAERT, W. (2005). *Hydrology. An introduction*. Cambridge University Press, UK.
- BUTTS, M. B., PAYNE, J. T., KRISTENSEN, M. et MADSEN, H. (2004). An evaluation of the impact of model structure on hydrological modelling uncertainty for streamflow simulation. *J. Hydrol.*, 298(1-4):242–266.
- CAPPELAERE, B. (1997). Accurate diffusive wave routing. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123: 174–181.
- CEMAGREF (1980). Synthèse nationale sur les crues des petits bassins versants. Méthodes SOCOSE et CRUPEDIX. Rapport d'étude, 3 fascicules, 120 p.
- CHEN, S. H., LIN, Y. H., CHANG, L. C. et CHANG, F. J. (2006). The strategy of building a flood forecast model by neuro-fuzzy network. *Hydrol. Processes*, 20(7):1525–1540.
- CHOW, V. T. (1959). *Open-channel Hydraulics*. McGraw-Hill.
- CLARKE, R. (1973). A review of some mathematical models used in hydrology, with observations on their calibration and use. *J. Hydrol.*, 19(1):1–20.
- CLARKE, R. (1999). Uncertainty in the estimation of mean annual flood due to rating-curve indefiniton. *J. Hydrol.*, 222(1-4):185–190.
- CONSORTIUM SCILAB (2007). Logiciel scilab 4.1.2.
- CORRADINI, C. (1991). Evaluation of alternative configurations of basin elements for on-line flood forecasting. *Water Resources Bulletin*, 27(3):407–418.
- CUNGE, J. A. (1969). On the subject of a flood propagation computation method (Muskingum method). *Journal of Hydraulic Research*, 7(2):205–230.
- CUNGE, J. A., HOLLY JR, F. M. et VERWEY, A. (1980). *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*. Pitman Advanced Publishing Program.
- DHI (2003a). MIKE 11, Reference Manual. Rapport d'étude, DHI.
- DHI (2003b). MIKE 11, User Manual. Rapport d'étude, DHI.
- DOOGE, J. (1997). Searching for Simplicity in Hydrology. *Surveys in Geophysics*, 18(5):511–534.
- DUDLEY, J., DANIELS, W., GIJSBERS, P., FORTUNE, D., WESTEN, S. et GREGERSEN, J. (2005). Applying the Open Modelling Interface (OpenMI). *In Proceedings of the MODSIM 2005 conference, Melbourne, Australia*.
- DURAND, Y., BRUN, E., MERINDOL, L., GUYOMARC'H, G., LESAFFRE, B. et MARTIN, E. (1993). A meteorological estimation of relevant parameters for snow models. *Annals of glaciology*, 18:65–71.



- EBERLE, M., SPROKKEREEF, E., WILKE, K. et KRAHE, P. (2001). Hydrological Modelling in the River Rhine Basin, Part II. Rapport d'étude, Institute for Inland Water Management and Waste Water Treatment (RIZA) and Federal Institute of Hydrology (BfG).
- EDIJATNO (1991). *Mise au point d'un modèle élémentaire pluie-débit au pas de temps journalier*. Thèse de doctorat, Université Louis Pasteur de Strasbourg.
- EL KADI ABDERREZZAK, K., PAQUIER, A. et GAY, B. (2008). One-dimensional numerical modelling of dam-break waves over movable beds : application to experimental and field cases. *Environmental Fluid Mechanics*, 8(2):169–198.
- FAN, P. et LI, J. C. (2006). Diffusive wave solutions for open channel flows with uniform and concentrated lateral inflow. *Adv. in Water Res.*, 29:1000–1019.
- FERRICK, M. (1985). Analysis of river wave types. *Water Resour. Res.*, 21:209–220.
- FEYEN, L., KALAS, M. et VRUGT, A. (2008). Semi-distributed parameter optimization and uncertainty assessment for large-scale streamflow simulation using global optimization. *Hydrol. Sciences Journal*, 53(2):293–308.
- FLAUS, J.-M. (1994). *La régulation des systèmes linéaires*. Hermes.
- FORTIN, J., MOUSSA, R., BOCQUILLON, C. et VILLENEUVE, J. (1995). Hydrotel, un modèle hydrologique distribué pouvant bénéficier des données fournies par la télédétection et les systèmes d'information géographique. *Revue des sciences de l'eau*, 8(1):97–124.
- GARBRECHT, J. et MARTZ, L. (1997). The assignment of drainage direction over flat surfaces in raster digital elevation models. *J. Hydrol.*, 193(1-4):204–213.
- GARRICK, M., CUNNANE, C. et NASH, J. E. (1978). A criterion of efficiency for rainfall-runoff models. *J. Hydrol.*, 36(3-4):375–381.
- GOUTAL, N. et MAURAL, F. (1998). Dam-break wave simulation. *In Proceedings of the 1 stCADAM workshop, Wallingford, March*.
- HALCROW / HR WALLINGFORD (2001). iSIS flow user manual. Vol.1 user guide. Rapport d'étude, HR Wallingford.
- HARPIN, R. et CLUKIE, I. (1982). Real-time flood routing in the presence of high magnitude ungauged lateral inflows. *In SINGH, V. P., éditeur : Rainfall-Runoff relationship*, pages 565–575. Water Resources Publications.
- HAYAMI, S. (1951). On the propagation of flood waves. *Bulletin, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Japan*, 1.
- HENRIKSEN, H. J., TROLDORG, L., NYEGAARD, P., SONNENBORG, T. O., REFGAARD, J. C. et MADSEN, B. (2003). Methodology for construction, calibration and validation of a national hydrological model for Denmark. *J. Hydrol.*, 280(1-4):52–71.

- JAKEMAN, A. et HORNBERGER, G. (1993). How Much Complexity is Warranted in a Rainfall-Runoff Model. *Water Resour. Res.*, 29(8):2637–2649.
- KALINGA, O. A. et GAN, T. Y. (2006). Semi-distributed modelling of basin hydrology with radar and gauged precipitation. *Hydrol. Processes*, 20:3725–3746.
- KHAN, M. H. (1993). Muskingum flood routing model for multiple tributaries. *Water Resour. Res.*, 29(4):1057–1062.
- KHIADANI, M., BEECHAM, S., KANDASAMY, J. et SIVAKUMAR, S. (2005). Boundary Shear Stress in Spatially Varied Flow with Increasing Discharge. *Journal of Hydraulic Engineering*, 131:705.
- KLEMES, V. (1983). Conceptualization and scale in hydrology. *J. Hydrol.*, 65(1-23).
- KLEMES, V. (1986). Operational testing of hydrological simulation models. *Hydrol. Sciences Journal*, 31(1):13–24.
- KNEBL, M. R., YANG, Z., HUTCHISON, K. et MAIDMENT, D. R. (2005). Regional scale flood modeling using NEXRAD rainfall, GIS, and HEC-HMS/ RAS : A case study for the San Antonio River Basin Summer 2002 storm event. *Journal of Environmental Management*, 75(4):325–336.
- KOREN, V., REED, S., SMITH, M., ZHANG, Z. et SEO, D. (2004). Hydrology laboratory research modeling system (HL-RMS) of the US national weather service. *J. Hydrol.*, 291(3-4):297–318.
- KUCZERA, G. (1996). Correlated rating curve error in flood frequency inference. *Water Resour. Res.*, 32(7):2119–2127.
- LAMBS, L. (2004). Interactions between groundwater and surface water at river banks and the confluence of rivers. *J. Hydrol.*, 288(3-4):312–326.
- LANG, M. et RENARD, B. (2007). Regional analysis on changes in hydrological extremes in France. *Houille Blanche*, 6:83–89.
- LE MOINE, N. (2008). *Le bassin versant de surface vu par le souterrain : une voie d'amélioration des performances et du réalisme des modèles pluie-débit ?* Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie.
- LE MOINE, N., V., A., C., M. et PERRIN, C. (2007). How can rainfall-runoff models handle intercachment groundwater flows? Theoretical study based on 1040 French catchments. *Water Resour. Res.*, 43(6):W06428.
- LEDOUX, B. (2006). *La gestion du risque inondation*. Lavoisier.
- LEVENBERG, K. (1944). A method for the solution of certain nonlinear problems in least squares. *Q. Appl. Math.*, 2(2):164–168.
- LIAN, Y., CHAN, I. ., SINGH, J., DEMISSIE, M., KNAPP, V. et XIE, H. (2007). Coupling of hydrologic and hydraulic models for the Illinois River Basin. *J. Hydrol.*, 344(3-4):210–222.

- LINDSTRÖM, G., JOHANSSON, B., PERSSON, M., GARDELIN, M. et BERGSTRÖM, S. (1997). Development and test of the distributed HBV-96 hydrological model. *J. Hydrol.*, 201(1-4):272–288.
- LINSLEY, R. (1982). Rainfall-runoff models-an overview. In SINGH, V., éditeur : *Proceedings of the international symposium on rainfall-runoff modelling*, pages 3–22. Water Resources Publications, Littleton, CO.
- LINSLEY, R. K. (1949). *Applied Hydrology*.
- LITRICO, X. (1999). *Modélisation, identification et commande robuste de systèmes hydraulique à surface libre*. Thèse de doctorat, ENGREF.
- LOBLIGEOIS, F. (2008). Etude des stratégies de couplage entre un modèle hydrologique et un modèle hydraulique. Application à la modélisation-semi distribuée du bassin versant du Serein. Mémoire de Master, ENSEEIHT, Toulouse.
- LOUMAGNE, C., MICHEL, C., PALAGOS, B., BAUDEZ, J. . et BARTOLI, F. (1999). From a global to a semi-distributed approach in rainfall-runoff modelling. *Houille Blanche*, 54(6):81–88.
- MADSEN, H. (2003). Parameter estimation in distributed hydrological catchment modelling using automatic calibration with multiple objectives. *Adv. in Water Res.*, 26(2):205–216.
- MADSEN, H. et SKOTNER, C. (2005). Adaptive state updating in real-time river flow forecasting—a combined filtering and error forecasting procedure. *J. Hydrol.*, 308(1-4):302–312.
- MALATERRE, P. O. (1995). *Modélisation, analyse et commande optimale LQR d'un canal d'irrigation*. Thèse de doctorat, LAAS-CNRS-ENGREF-Cemagref.
- MARCÉ, R., RUIZ, C. et ARMENGOL, J. (2008). Using spatially distributed parameters and multi-response objective functions to solve parameterization of complex applications of semi-distributed hydrological models. *Water Resour. Res.*, 44(2):W02436.
- MARTZ, L. W. et GARBRECHT, J. (1998). The treatment of flat areas and depressions in automated drainage analysis of raster digital elevation models. *Hydrol. Processes*, 12:843–855.
- MATHEVET, T. (2005). *Quels modèles pluie-débit globaux au pas de temps horaire ? Développements empiriques et comparaison de modèles sur un large échantillon de bassins*. Thèse de doctorat, ENGREF.
- MCCARTHY, G. T. (1938). The Unit Hydrograph and Flood Routing. Unpublished manuscript (cité par Chow, 1959). *A conference of the North Atlantic Division of the US Army Corps of Engineers*.
- MCKENZIE, R. et CRAIG, A. (2001). Evaluation of river losses from the Orange River using hydraulic modelling. *J. Hydrol.*, 241(1-2):62–69.
- MEEDDAT (2007). Guide méthodologique pour le pilotage des études hydrauliques. Rapport d'étude, Ministère de l'Ecologie, de l'Energie, du Développement durable et de l'Aménagement du territoire.

- MEEDDAT (2008). Banque hydro. <http://www.hydro.eaufrance.fr/>.
- MERZ, R. et BLÖSCHL, G. (2004). Regionalisation of catchment model parameters. *J. Hydrol.*, 287(1-4):95–123.
- MERZ, R. et BLÖSCHL, G. (2005). Flood frequency regionalisation—spatial proximity vs. catchment attributes. *J. Hydrol.*, 302(1-4):283–306.
- MICHAUD, J. et SOROOSHIAN, S. (1994). Comparison of simple versus complex distributed runoff models on a midsized semiarid watershed. *Water Resour. Res.*, 30(3):593–605.
- MICHEL, C. (1983). Que peut-on faire en hydrologie avec un modèle conceptuel à un seul paramètre ? *La Houille Blanche*, 1:39–44.
- MICHEL, C. (1991). *Hydrologie appliquée aux petits bassins ruraux*. Deux volumes. Cemagref, Antony, France.
- MICHEL, C., PERRIN, C., ANDRÉASSIAN, V., OUDIN, L. et MATHEVET, T. (2006). Has basin-scale modelling advanced beyond empiricism ? *Large Sample Basin Experiments for Hydrological Model Parameterization : Results of the Model Parameter Experiment—MOPEX*. *IAHS Publ. 307*, 2006.
- MILLER, W. et CUNGE, J. (1975). Simplified equations of unsteady flow. Unsteady Flow in Open Channels, ed. K. Mahmood & V. Yevjevich, Vol. 1, Chap. 5. *Water Resour. Publ., Fort Collins, Colorado*.
- MONTANARI, M., HOSTACHE, R., MATGEN, P., SCHUMANN, G., PFISTER, L. et HOFFMANN, L. (2008). Calibration and sequential updating of a coupled hydrologic-hydraulic model using remote sensing-derived water stages. *Hydrology and Earth System Sciences*, 5:3213–3245.
- MORAMARCO, T., BARBETTA, S., MELONE, F. et SINGH, V. (2006). A real-time stage Muskingum forecasting model for a site without rating curve/Un modèle de prévision du niveau de type Muskingum en temps réel pour un site sans courbe de tarage. *Hydrol. Sciences Journal*, 51(1):66–82.
- MORAMARCO, T., FAN, Y. et BRAS, R. L. (1999). Analytical solution for channel routing with uniform lateral inflow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(7):707–712.
- MORAMARCO, T. et SINGH, V. (2000). A practical method for analysis of river waves and for kinematic wave routing in natural channel networks. *Hydrol. Processes*, 14:51–62.
- MORRIS, E. M. (1980). The Propagation of Waves in Shallow Water Flow with Lateral Inflow. *Hydrological Sciences Bulletin*, 25(1).
- MOTOVILOV, Y., GOTTSCHALK, L., ENGELAND, K. et RODHE, A. (1999). Validation of a distributed hydrological model against spatial observations. *Agricultural and Forest Meteorology*, 98:257–277.

- MOUSSA, R. (1996). Analytical Hayami solution for the diffusive wave flood routing problem with lateral inflow. *Hydrol. Processes*, 10(9):1209–1227.
- MOUSSA, R. (1997). Geomorphological transfer function calculated from digital elevation models for distributed hydrological modelling. *Hydrol. Processes*, 11(5):429–449.
- MOUSSA, R. et BOCQUILLON, C. (1996). Criteria for the choice of flood routing methods in natural channels. *J. Hydrol.*, 186(1-4):1–30.
- MOUSSA, R. et BOCQUILLON, C. (2000). Approximation zones of the Saint-Venant equations for flood routing with overbank flow. *Hydrology and Earth System Sciences*, 4(2):251–261.
- MUNIER, S. (2009). *Modélisation intégrée des écoulements pour la gestion en temps réel d'un bassin versant anthropisé*, Thèse en cours. Thèse de doctorat, Cemagref Montpellier.
- MUNIER, S., LITRICO, X., BELAUD, G. et MALATERRE, P. (2008). Distributed approximation of open-channel flow routing accounting for backwater effects. *Adv. in Water Res.*
- NASCIMENTO, N. D. O. (1995). *Appréciation à l'aide d'un modèle empirique des effets d'actions anthropiques sur la relation pluie-débit à l'échelle d'un bassin versant*. Thèse de doctorat, Université Louis Pasteur de Strasbourg.
- NASH, J. (1957). The form of the instantaneous unit hydrograph. *IAHS Publication*, 45(3-4):114–121.
- NASH, J. E. et SUTCLIFFE, J. V. (1970). River flow forecasting through conceptual models. Part 1 : a discussion of principles. *J. Hydrol.*, 10(3):282–290.
- NAVRATIL, O. (2005). *Débit de pleins bords et géométrie hydraulique : une description synthétique de la morphologie des cours d'eau pour relier le bassin versant et les habitats*. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble.
- OBLÉD, C., WENDLING, J. et BEVEN, K. (1994). The sensitivity of hydrological models to spatial rainfall patterns : an evaluation using observed data. *J. Hydrol.*, 159(1-4):305–333.
- O'DONNELL, T. (1985). A direct three-parameter Muskingum procedure incorporating lateral inflow. *Hydrol. Sciences Journal*, 30(4):479–496.
- LOUDIN, L. (2004). *Recherche d'un modèle d'évapotranspiration potentielle comme entrée d'un modèle pluie-débit global*. Thèse de doctorat, ENGREF, Paris.
- LOUDIN, L., ANDRÉASSIAN, V., MATHEVET, T., PERRIN, C. et MICHEL, C. (2006). Dynamic averaging of rainfall-runoff model simulations from complementary model parameterizations. *Water Resources Research*, 42(7).
- LOUDIN, L., ANDRÉASSIAN, V., PERRIN, C. et ANCTIL, F. (2004). Locating the sources of low-pass behavior within rainfall-runoff models. *Water Resour. Res.*, 40(11):W11101.

- LOUDIN, L., ANDRÉASSIAN, V., PERRIN, C., MICHEL, C. et LE MOINE, N. (2008). Spatial proximity, physical similarity, regression and ungauged catchments : A comparison of regionalization approaches based on 913 French catchments. *Water Resour. Res.*, 44(3):W03413.
- PAQUET, E. (2004). Modèle mordu à 10 paramètres. *In MOPEX Workshop n°4*, Paris.
- PARLEMENT EUROPÉEN, E. U. (2007). Directive 2007/60/ce du parlement européen et du conseil de l'union européenne du 23 octobre 2007 relative à l'évaluation et à la gestion des risques d'inondation. [http://eur-lex.europa.eu/LexUriServ/site/fr/oj/2007/l\\_288/l\\_28820071106fr00270034.pdf](http://eur-lex.europa.eu/LexUriServ/site/fr/oj/2007/l_288/l_28820071106fr00270034.pdf).
- PAYAN, J., PERRIN, C., ANDRÉASSIAN, V. et MICHEL, C. (2008). How can man-made water reservoirs be accounted for in a lumped rainfall-runoff model? *Water Resour. Res.*, 44(3):W03420.
- PENMAN, H. (1948). Natural evaporation from openwater, bare soil and grass. *Proceedings of the Royal Society of London*, 193:120–145.
- PERKINS, S. (1996). Stream-Aquifer Interaction Model with Diffusive Wave Routing. *Journal of Hydraulic Engineering*, 122:210.
- PERRIN, C. (2000). *Vers une amélioration d'un modèle global pluie-débit*. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble.
- PERRIN, C., MICHEL, C. et ANDRÉASSIAN, V. (2001). Does a large number of parameters enhance model performance? comparative assessment of common catchment model structures on 429 catchments. *J. Hydrol.*, 242(3-4):275–301.
- PERRIN, C., MICHEL, C. et ANDRÉASSIAN, V. (2003). Improvement of a parsimonious model for streamflow simulation. *J. Hydrol.*, 279(1-4):275–289.
- PERUMAL, M. et SAHOO, B. (2008). Volume conservation controversy of the variable parameter muskingum- cunge method. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(4):475–485.
- PETERSEN-ØVERLEIR, A. (2004). Accounting for heteroscedasticity in rating curve estimates. *J. Hydrol.*, 292(1-4):173–181.
- PEYRARD, D., SAUVAGE, S., VERVIER, P., SANCHEZ-PEREZ, J. et QUINTARD, M. (2008). A coupled vertically integrated model to describe lateral exchanges between surface and subsurface in large alluvial floodplains with a fully penetrating river. *Hydrol. Processes*, 22(21):4257–4273.
- PONCE, V. et SIMONS, D. (1977). Shallow wave propagation in open channel flow. *J. Hydraul. Division*, 103(12):1461–1476.
- POST, D. et JAKEMAN, A. (1999). Predicting the daily streamflow of ungauged catchments in SE Australia by regionalising the parameters of a lumped conceptual rainfall-runoff model. *Ecological Modelling*, 123(2-3):91–104.

- QUINTANA-SEGUÍ, P., LE MOIGNE, P., DURAND, Y., MARTIN, E., HABETS, F., BAILLON, M., CANELLAS, C., FRANCHISTEGUY, L. et MOREL, S. (2008). Analysis of Near-Surface Atmospheric Variables : Validation of the SAFRAN Analysis over France. *Journal of Applied Meteorology and Climatology*, 47(1):92–107.
- RASHID, R. et CHAUDHRY, M. (1995). Flood routing in channels with flood plains. *J. Hydrol.*, 1-2(171):75–91.
- REED, S., KOREN, V., SMITH, M., ZHANG, Z., MOREDA, F. et SEO, D.-J. (2004). Overall distributed model intercomparison project results. *J. Hydrol.*, 298(1-4):27–60.
- REFSGAARD, J. (1997). Validation and intercomparison of different updating procedures for real-time forecasting. *Nordic Hydrology*, 28(2):65–84.
- REFSGAARD, J. C. et KNUDSEN, J. (1996). Operational validation and intercomparison of different types of hydrological models. *Water Resour. Res.*, 32(7):2189–2202.
- REFSGAARD, J. C. et STORM, B. (1995). Mike SHE. In SINGH, V., éditeur : *Computer Models of Watershed Hydrology*, pages 847–908. Water Resources Publications.
- RENOUF, E., LANG, M., SAUQUET, E. et PAQUIER, A. (2005). Contrôle de la qualité des courbes de tarage de la banque HYDRO pour les débits de crue. Rapport d'étude, Cemagref.
- SAINT-VENANT (1871). Théorie du mouvement non permanent des eaux, avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit. *Compte rendus des séances de l'Académie des Sciences*, 73:147–154, 237–240.
- SAUVAGET, P., DAVID, D., DEMMERLE, D. et LEFORT, P. (1999). Optimum design of large flood relief culverts under the A89 motorway in the Dordogne–Isle confluence plain. *Hydrol. Processes*, 14:2311–2329.
- SCHAAKE, J., DUAN, Q., SMITH, M. et KOREN, V. (2000). Criteria to select basins for hydrologic model development and testing. In *Conference on Hydrology, AMS, Long Beach, California, USA.*, page 2006.
- SCHAEFLI, B. et GUPTA, H. V. (2007). Do Nash values have value? *Hydrol. Processes*, 21(15):2075–2080.
- SCHUMANN, A. H. (1993). Development of conceptual semi-distributed hydrological models and estimation of their parameters with the aid of a gis. *Hydrol. Sciences Journal*, 38(6):519–528.
- SEIBERT, J. (1999). Regionalisation of parameters for a conceptual rainfall-runoff model. *Agricultural and forest meteorology*, 98–99:279–293.
- SEIBERT, J. (2001). On the need for benchmarks in hydrological modelling. *Hydrol. Processes*, 15(6):1063–1064.

- SHAMSELDIN, A., O'CONNOR, K. et LIANG, G. (1997). Methods for combining the outputs of different rainfall-runoff models. *J. Hydrol.*, 197(1-4):203-229.
- SHRESTHA, R., BARDOSSY, A. et NESTMANN, F. (2007). Analysis and propagation of uncertainties due to the stage-discharge relationship : a fuzzy set approach/Analyse et propagation d'incertitudes dues a la relation hauteur-debit : une approche de type ensemble flou. *Hydrol. Sciences Journal*, 52(4):595-610.
- SKØIEN, J. et BLÖSCHL, G. (2007). Spatiotemporal topological kriging of runoff time series. *Water Resour. Res.*, 43(9):W09419.
- SMITH, M., KOREN, V., REED, S., ZHANG, Z., ZHANG, Y., MOREDA, F., CUI, Z., MIZUKAMI, N. et SHELDON, S. (2009). The distributed model intercomparison project : Phase 2 motivation and experiment design. *J. Hydrol.*, in press.
- SMITH, M., SEO, D., FINNERTY, B. et KOREN, V. (1996). Distributed Parameter Hydrologic Modeling and NEXRAD for River Forecasting : Scale Issues Facing the National Weather Service. *In ASCE Conference North American Water and Environment Congress, Anaheim, California. ASCE, Washington, DC, pages 140-145.*
- SMITH, M. B., GEORGAKAKOS, K. P. et LIANG, X. (2004). The distributed model intercomparison project (DMIP). *J. Hydrol.*, 298(1-4):1-3.
- SOROOSHIAN, S. et DRACUP, J. A. (1980). Stochastic parameter estimation procedures for hydrologic rainfall-runoff models : correlated and heteroscedastic error cases. *Water Resour. Res.*, 16(2):430-442.
- STEINEBACH, G., RADEMACHER, S., RENTROP, P. et SCHULZ, M. (2004). Mechanisms of coupling in river flow simulation systems. *Journal of Computational and Applied Mathematics*, 168(1-2):459-470.
- STOKER, J. J. (1957). *Water Waves*. Interscience Press, New York.
- SZÉL, S. (2000). On the negative weighting factors in the Muskingum-Cunge scheme Sur les facteurs de pondération négatifs dans le schéma Muskingum-Cunge. *Journal of Hydraulic Research*, 38(4): 299.
- SZILÁGYI, J. (1992). Why can the weighting parameter of the Muskingum channel routing method be negative? *J. Hydrol.*, 138(1-2):145-151.
- TANGARA, M. (2005). *Nouvelle méthode de prévision de crue utilisant un modèle pluie-débit global*. Thèse de doctorat, Cemagref Antony, EPHE.
- THOMPSON, J., SØRENSEN, H., GAVIN, H. et REFSGAARD, A. (2004). Application of the coupled MIKE SHE/MIKE 11 modelling system to a lowland wet grassland in southeast England. *J. Hydrol.*, 293(1-4):151-179.



- TODINI, E. (2007). A mass conservative and water storage consistent variable parameter muskingum-cunge approach. *Hydrology and Earth System Sciences*, 11:1645–1659.
- UN (2006). World population prospects : The 2006 revision and world urbanization prospects, population division of the department of economic and social affairs of the united nations secretariat. <http://esa.un.org/unpp>.
- USACE (1993). River Hydraulics, Engineer manual. Rapport d'étude EM 1110-2-1416, US Army Corps of Engineers.
- USACE (2008a). Hec-ras river analysis system, hydraulic reference manual. Rapport d'étude, US Army Corps of Engineers.
- USACE (2008b). Hec-ras river analysis system, user's manual. Rapport d'étude, US Army Corps of Engineers.
- VIEUX, B., CUI, Z. et GAUR, A. (2004). Evaluation of a physics-based distributed hydrologic model for flood forecasting. *J. Hydrol.*, 298:155–177.
- WHITEAKER, T. L., ROBAYO, O., MAIDMENT, D. R. et OBENOUR, D. (2006). From a NEXRAD rainfall map to a flood inundation map. *J. Hydrol. Eng.*, 11(1):37–45.
- WHITEHEAD, P. (1979). Applications of Recursive Estimation Techniques to Time Variable Hydrological Systems. *J. Hydrol.*, 40(1/2).
- YANG, J., REICHERT, P., ABBASPOUR, K. et YANG, H. (2007). Hydrological modelling of the Chaohe Basin in China : Statistical model formulation and Bayesian inference. *J. Hydrol.*, 340(3-4):167–182.
- YANG, X. (1993). *Mise au point d'une méthode d'utilisation d'un modèle pluie-débit conceptuel pour la prévision des crues en temps réel*. Thèse de doctorat, ENPC/CERGRENE.
- YAPO, P., GUPTA, H. et SOROOSHIAN, S. (1998). Multi-objective global optimization for hydrologic models. *J. Hydrol.*, 204(1-4):83–97.
- YU, P. et YANG, T. (2000). Using synthetic flow duration curves for rainfall-runoff model calibration at ungauged sites. *Hydrol. Processes*, 14:117–133.

# Annexes



## Annexe A

### Table de correspondance entre les critères *NSE* et *RE*



La table A.1 donne la correspondance entre la valeur des critères de Nash-Sutcliffe pour un modèle de référence  $A$ , noté  $NSE(A)$ , et un modèle alternatif  $B$ , noté  $NSE(B)$ , avec le critère  $RE(B|A)$  calculé par l'équation suivante :

$$RE(B|A) = 1 - \sqrt{\frac{1 - NSE(B)}{1 - NSE(A)}}$$

$NSE(A)$	$NSE(B)$									
	0.99	0.95	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.30	0.10	-0.10
0.99	0.00	-1.24	-2.16	-3.47	-4.48	-5.32	-6.07	-7.37	-8.49	-9.49
0.95	0.55	0.00	-0.41	-1.00	-1.45	-1.83	-2.16	-2.74	-3.24	-3.69
0.90	0.68	0.29	0.00	-0.41	-0.73	-1.00	-1.24	-1.65	-2.00	-2.32
0.80	0.78	0.50	0.29	0.00	-0.22	-0.41	-0.58	-0.87	-1.12	-1.35
0.70	0.82	0.59	0.42	0.18	0.00	-0.15	-0.29	-0.53	-0.73	-0.91
0.60	0.84	0.65	0.50	0.29	0.13	0.00	-0.12	-0.32	-0.50	-0.66
0.50	0.86	0.68	0.55	0.37	0.23	0.11	0.00	-0.18	-0.34	-0.48
0.30	0.88	0.73	0.62	0.47	0.35	0.24	0.15	0.00	-0.13	-0.25
0.10	0.89	0.76	0.67	0.53	0.42	0.33	0.25	0.12	0.00	-0.11
-0.10	0.90	0.79	0.70	0.57	0.48	0.40	0.33	0.20	0.10	0.00

**Tab. A.1** : Table de correspondance entre les critères  $NSE(A)$ ,  $NSE(B)$  et  $RE(B|A)$



## **Annexe B**

# **Caractéristiques et cartes de localisation des 49 tronçons de rivière français**





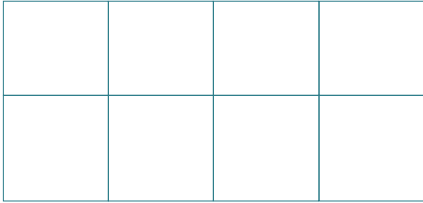
Code	Code HYDRO Aval	Code HYDRO Amont	$S_{AV}(km^2)$	$S_{AM}(km^2)$	Dist (km)	Pente (‰)
Adour	Q0280030	Q0214010	906	90	41	4.2
Alagnon	K2593010	K2514010	984	157	44	7.1
Armançon1	H2462020	H2434010	1970	205	90	1.4
Armançon2	H2462020	H2442340	1970	732	67	1.1
Aveyron1	O5292510	O5042510	1580	270	138	3.1
Aveyron2	O5292510	O5092520	1580	556	110	3.5
Aveyron3	O5192520	O5042510	1040	270	100	3.1
Chiers	B4631010	B4132010	1970	206	74	0.9
Dore	K2981910	K2834010	1520	70	87	6.4
Doubs1	U2722010	U2012010	7290	170	368	1.8
Doubs2	U2402010	U2012010	3420	170	194	2.8
Dronne	P8312520	P8215010	1940	40	56	1.3
Essonne	H4022020	H4002010	875	235	47	0.9
Eure	H9331010	H9021010	4530	330	135	1.0
Falleron	N0113020	N0113010	130	31	16	1.4
GdeCreuse	L4220710	L4033010	1240	186	83	4.0
HelpeMi	D0137020	D0137050	275	26	28	1.6
Isle1	P7261510	P6202510	3750	23	199	1.8
Isle2	P7261510	P7001510	3750	1860	103	0.8
Isle3	P7041510	P6202510	2120	23	107	2.7
Isle4	P6161520	P6134010	906	198	29	1.9
Lignon	K0783220	K0733220	664	61	35	13.6
Loing	H3201010	H3113020	2300	52	72	1.9
Loue1	U2634010	U2615830	1262	318	53	1.7
Loue2	U2634010	U2604030	1262	287	71	1.7
Madon	A5431010	A5242010	940	114	49	0.9
Mayenne1	M3340910	M3020910	2890	335	90	0.9
Mayenne2	M3600910	M3133010	3910	517	99	0.9
Meurthe	A6921010	A6221010	2780	960	47	1.1
Meuse1	B5600010	B1092010	7720	405	270	0.6
Meuse2	B2130010	B0220010	2290	364	82	0.9
Meuse3	B1340010	B0220010	1720	364	54	1.0
Meuse4	B3150020	B2130010	3900	2290	124	0.5
Moselle	A7930610	A5242010	9390	114	171	0.7
Ognon1	U1084010	U1014020	2040	168	138	0.9
Ognon3	U1084010	U1044010	2040	866	102	0.7
Ouanne	H3122020	H3113020	883	52	56	2.0
Oust1	J8502310	J8002310	2470	29	104	1.7

Code	Code HYDRO Aval	Code HYDRO Amont	$S_{AV}(km^2)$	$S_{AM}(km^2)$	Dist (km)	Pente (‰)
Oust2	J8502310	J8133010	2470	296	80	1.1
Sarre	A9301010	A9091060	1720	721	30	0.4
Sarthe	M0250620	M0014110	2700	76	118	0.9
Savoireuse	U2345040	U2345020	235	31	29	5.1
Seille	A7881010	A7581020	1280	352	90	0.4
Seine1	H0400010	H0100010	2340	371	63	1.8
Serein1	H2342020	H2322010	1119	268	96	1.9
Serein2	H2342030	H2322010	1337	268	120	1.9
Serein3	H2342030	H2332020	1337	643	68	1.5
Sèvre	M7112410	M7005610	814	60	68	1.7
Tarn	O3401010	O3064010	2170	124	85	2.3

**Tab. B.1** : Caractéristiques des 49 tronçons de rivière français

# Légende des cartes

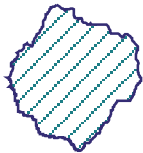
8 km  
↔



Maillage SAFRAN



Limite du bassin versant aval



Bassin versant amont



Tronçon de rivière étudié



Extrémités amont et aval du tronçon



Poste pluviométrique utilisé pour la désagrégation horaire



Cours d'eau

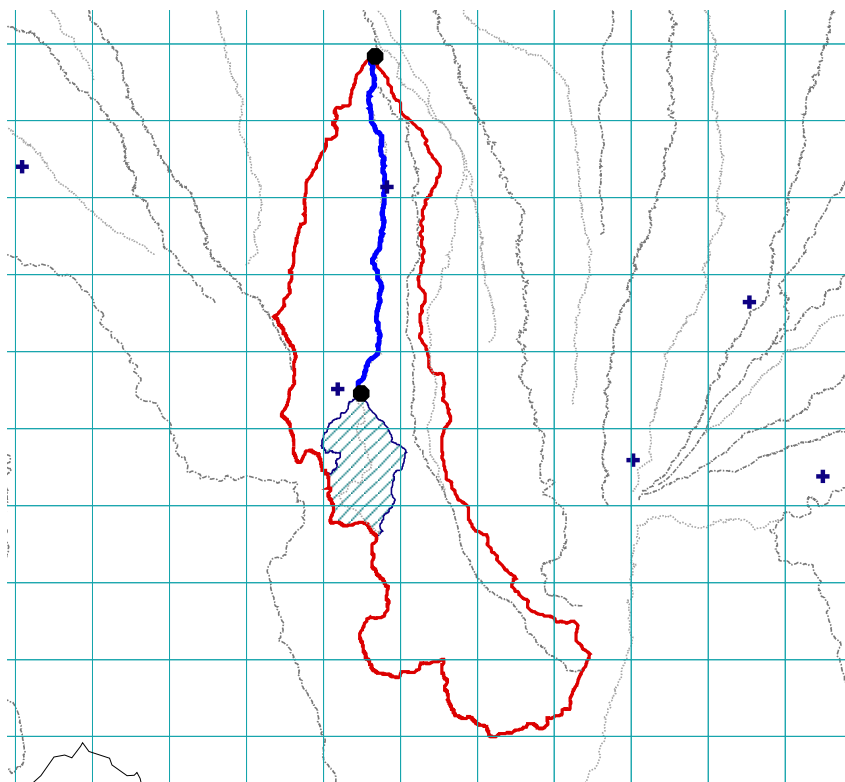


Fig. B.1 : Adour - Tronçon situé entre L'Échez à Louey et L'Adour à Estirac

Code du tronçon	Adour
Station amont	Q0214010 (90km <sup>2</sup> , largeur lit min. 20m)
Station aval	Q0280030 (906km <sup>2</sup> , largeur lit min. 120m)
distance am/av	41 km
Surface intermédiaire	816 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	Q0224020 (148 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

Code du tronçon	Alagnon
Station amont	K2514010 (157km <sup>2</sup> , largeur lit min. 20m)
Station aval	K2593010 (984km <sup>2</sup> , largeur lit min. 100m)
distance am/av	44 km
Surface intermédiaire	827 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	K2523010 (317 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

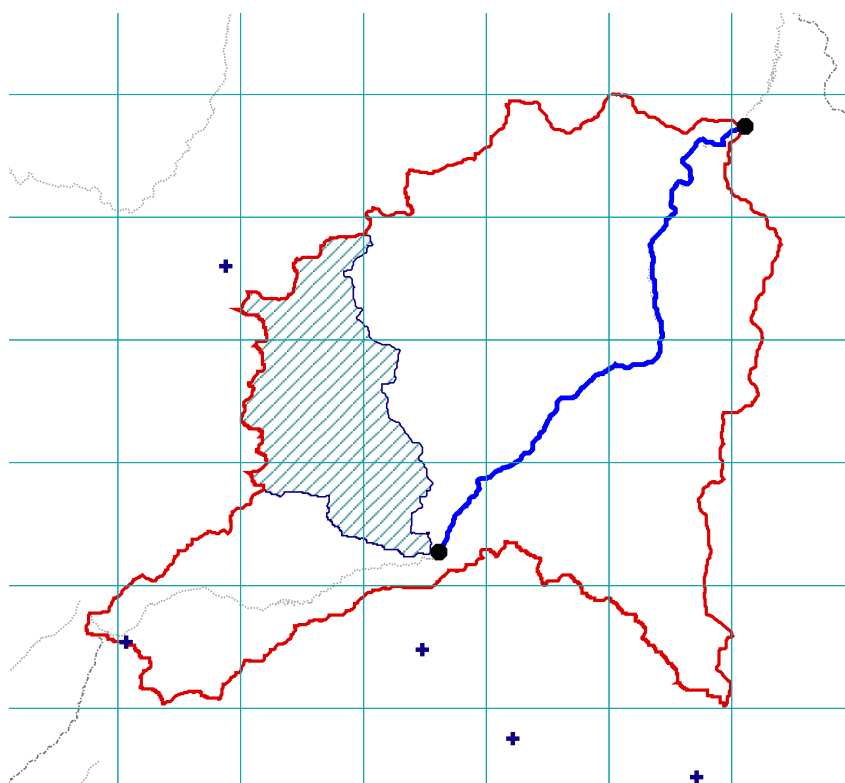


Fig. B.2 : Alagnon - Tronçon situé entre L'Allanche à Joursac [Pont du Vernet] et L'Alagnon à Lempdes

Code du tronçon	Armançon1
Station amont	H2434010 (205km <sup>2</sup> , largeur lit min. 20m)
Station aval	H2462020 (1970km <sup>2</sup> , largeur lit min. 50m)
distance am/av	90 km
Surface intermédiaire	1765 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	H2442340 (729 km <sup>2</sup> ) H2452020 (1353 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

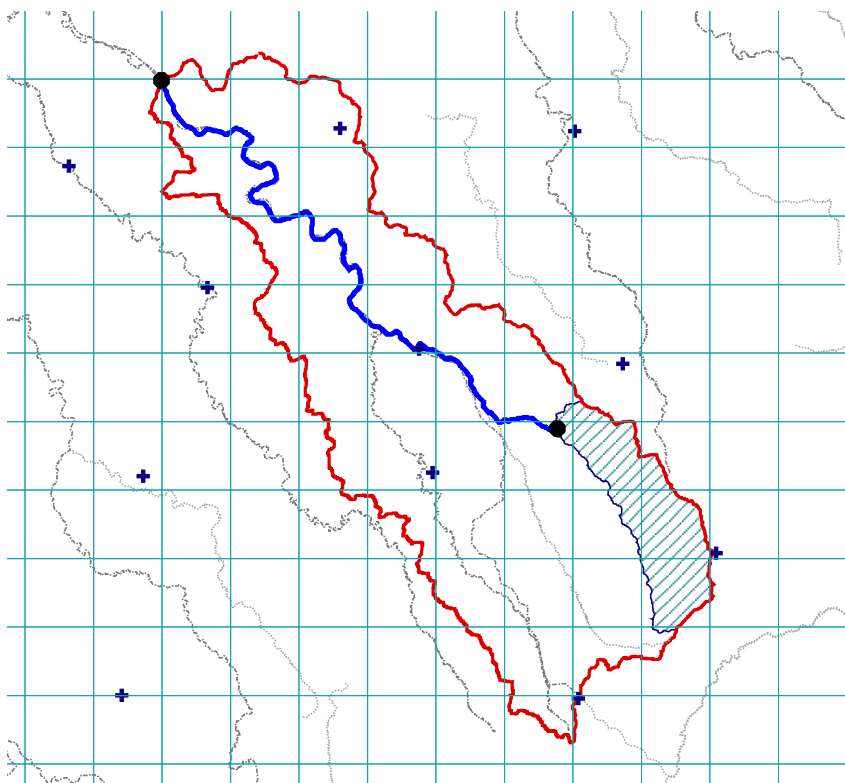


Fig. B.3 : Armançon1 - Tronçon situé entre L'Oze à Darcey et L'Armançon à Tronchoy

Code du tronçon	Armançon2
Station amont	H2442340 (732km <sup>2</sup> , largeur lit min. 10m)
Station aval	H2462020 (1970km <sup>2</sup> , largeur lit min. 20m)
distance am/av	67 km
Surface intermédiaire	1238 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	H2452020 (1353 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

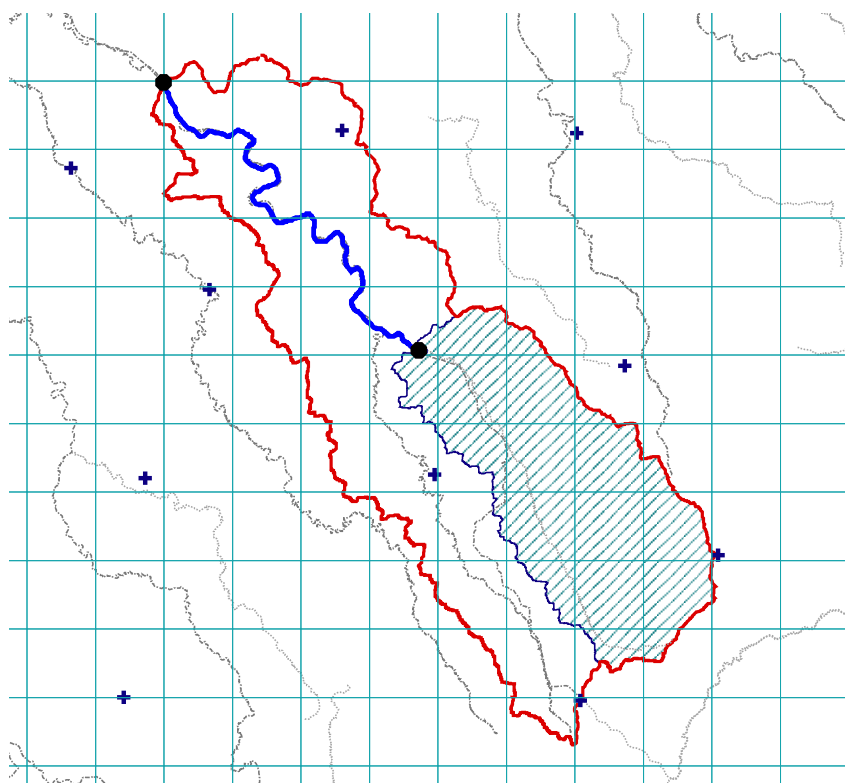


Fig. B.4 : Armançon2 - Tronçon situé entre La Brenne à Montbard et L'Armançon à Tronchoy



Code du tronçon	Aveyron1
Station amont	O5042510 (270km <sup>2</sup> , largeur lit min. 20m)
Station aval	O5292510 (1580km <sup>2</sup> , largeur lit min. 40m)
distance am/av	138 km
Surface intermédiaire	1310 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	O5092520 (497 km <sup>2</sup> )
	O5192520 (949 km <sup>2</sup> )
	XXX (-999 km <sup>2</sup> )
	XXX (-999 km <sup>2</sup> )

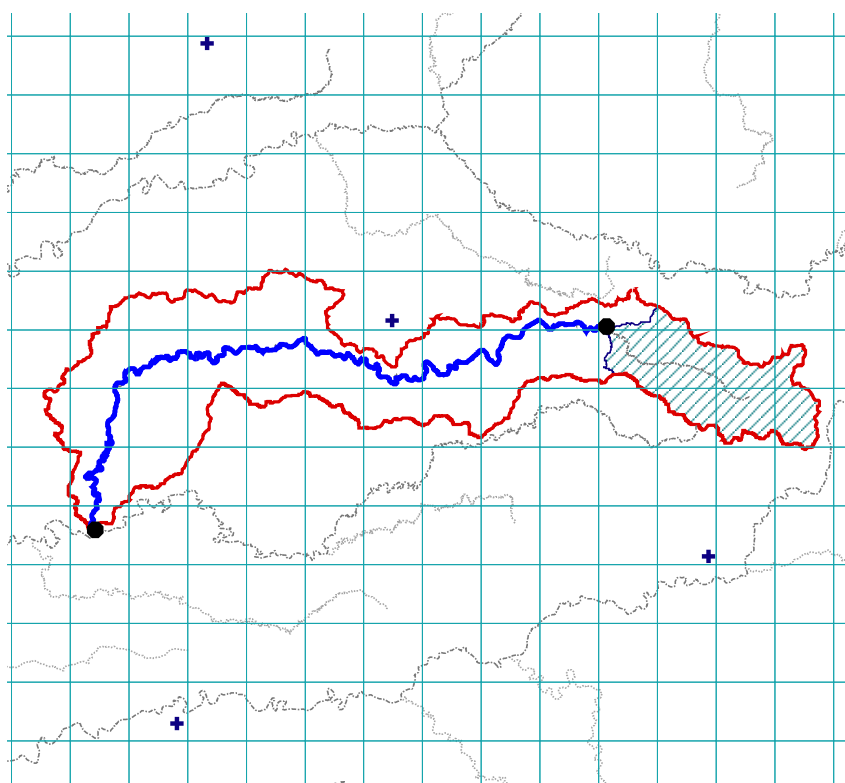


Fig. B.5 : Aveyron1 - Tronçon situé entre L'Aveyron à Palmas [Pont de Manson] et L'Aveyron à Laguépie [1]

Code du tronçon	Aveyron2
Station amont	O5092520 (556km <sup>2</sup> , largeur lit min. 30m)
Station aval	O5292510 (1580km <sup>2</sup> , largeur lit min. 50m)
distance am/av	110 km
Surface intermédiaire	1024 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	O5192520 (949 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

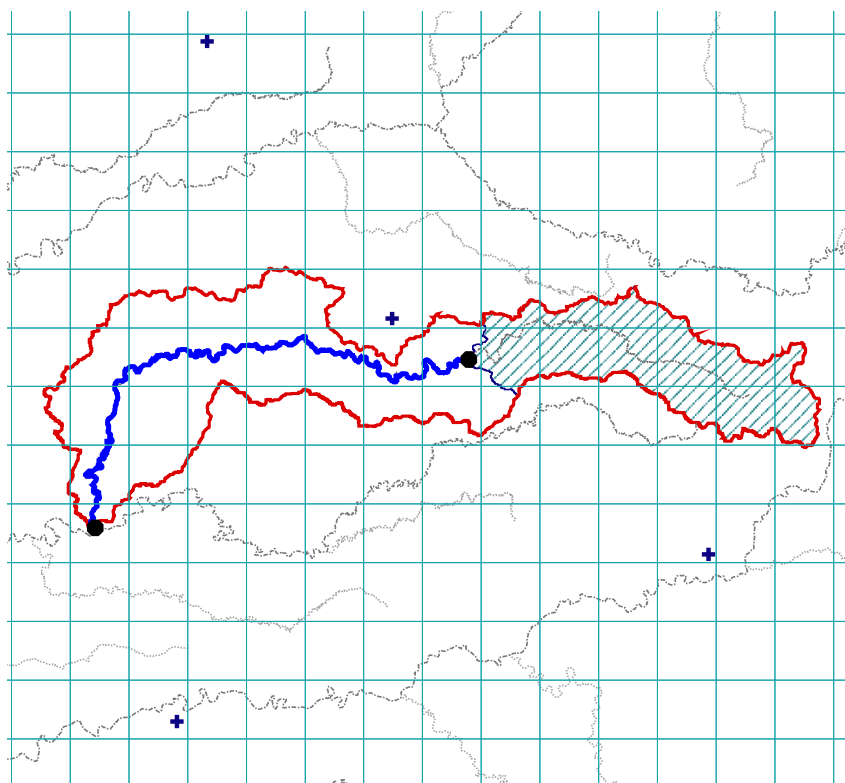
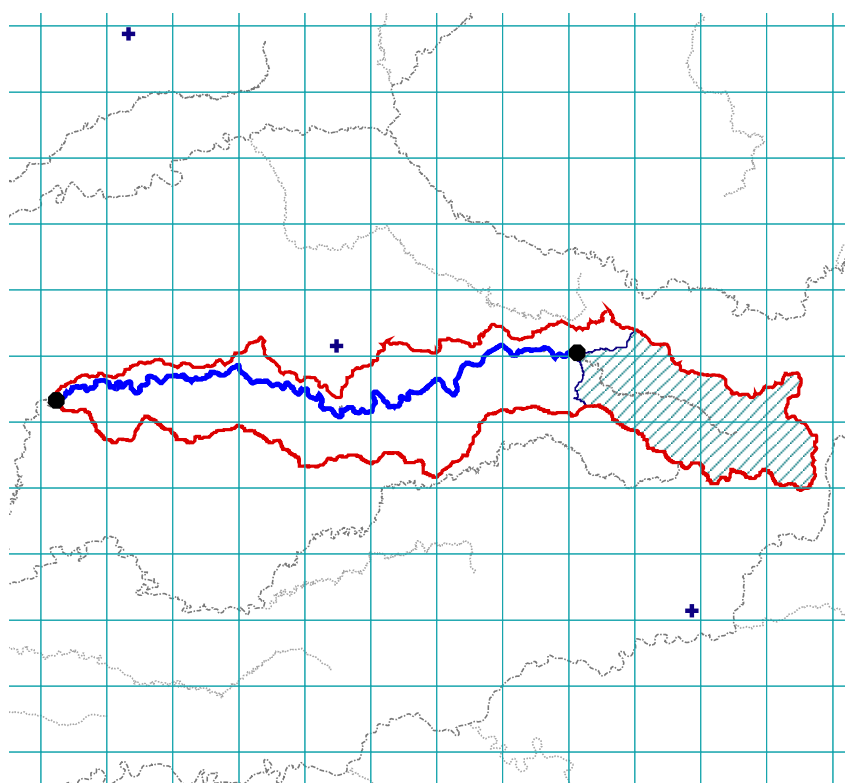


Fig. B.6 : Aveyron2 - Tronçon situé entre L'Aveyron à Onet-le-Château et L'Aveyron à Laguépie [1]

Code du tronçon	Aveyron3
Station amont	O5042510 (270km <sup>2</sup> , largeur lit min. 20m)
Station aval	O5192520 (1040km <sup>2</sup> , largeur lit min. 30m)
distance am/av	100 km
Surface intermédiaire	770 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	O5092520 (497 km <sup>2</sup> )
	XXX (-999 km <sup>2</sup> )
	XXX (-999 km <sup>2</sup> )
	XXX (-999 km <sup>2</sup> )



**Fig. B.7 :** Aveyron3 - Tronçon situé entre L'Aveyron à Palmas [Pont de Manson] et L'Aveyron à Villefranche-de-Rouergue [Recoules]

Code du tronçon	Chiers
Station amont	B4132010 (206km <sup>2</sup> , largeur lit min. 10m)
Station aval	B4631010 (1970km <sup>2</sup> , largeur lit min. 30m)
distance am/av	74 km
Surface intermédiaire	1764 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	B4601010 (1733 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

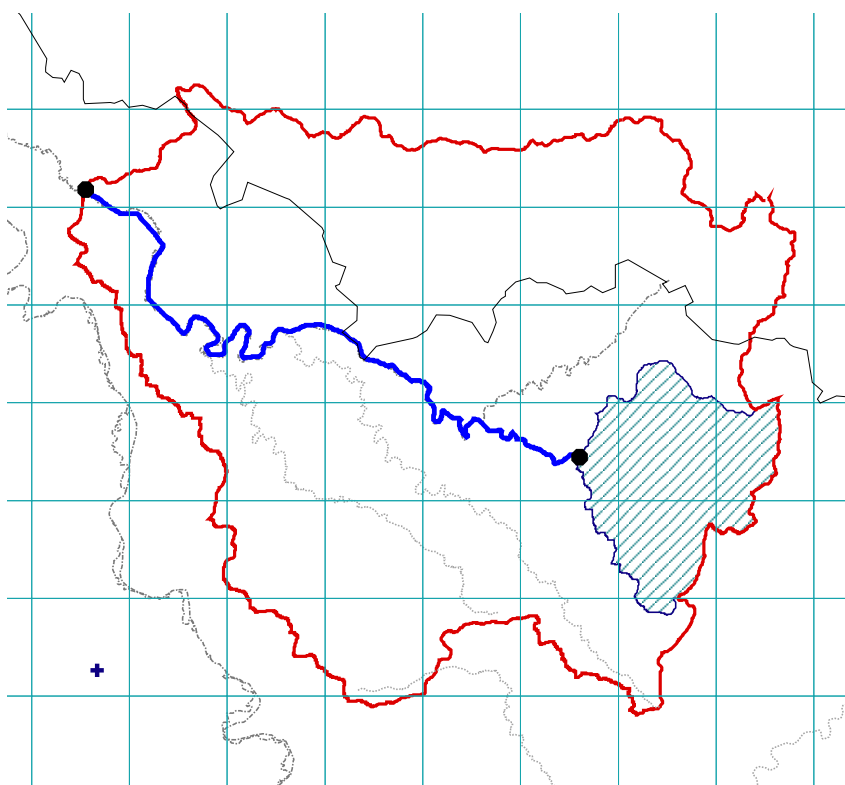
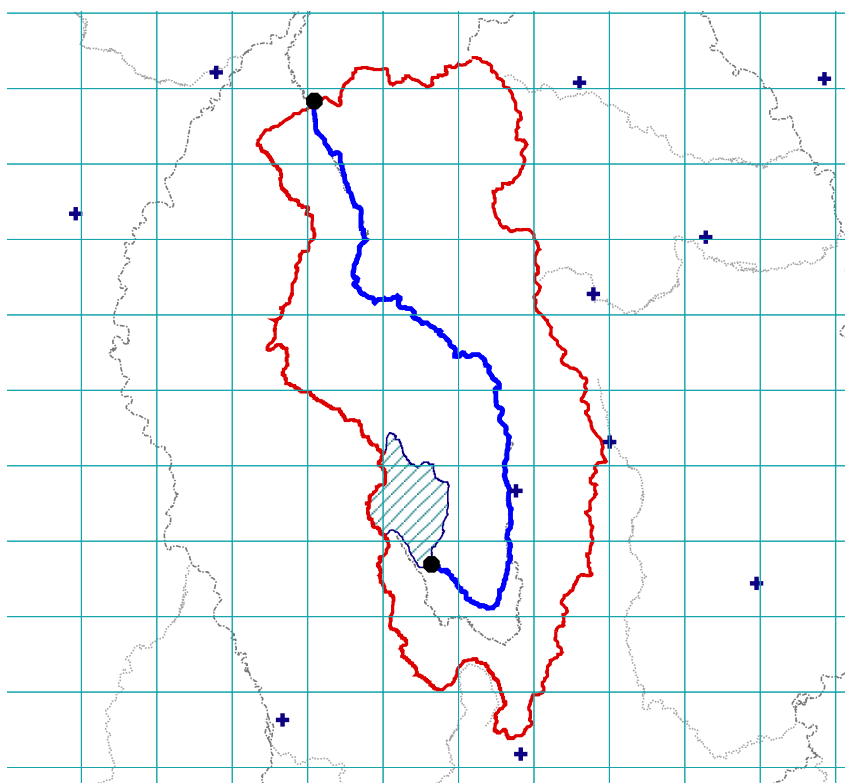


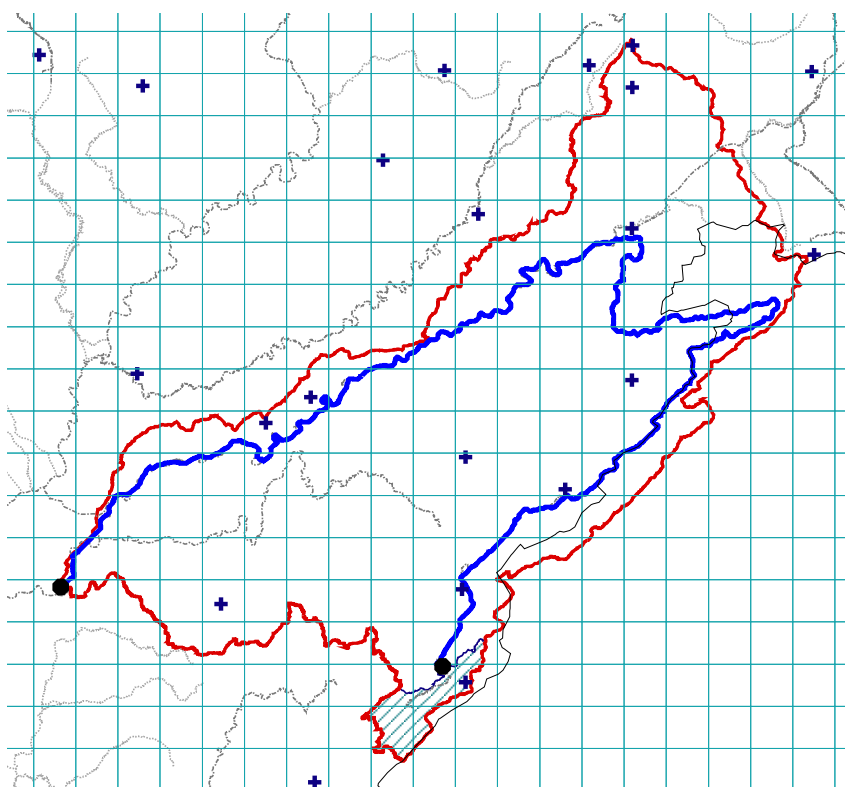
Fig. B.8 : Chiers - Tronçon situé entre La Crusnes à Pierrepont et La Chiers à Carignan

Code du tronçon	Dore
Station amont	K2834010 (70km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	K2981910 (1520km <sup>2</sup> , largeur lit min. 30m)
distance am/av	87 km
Surface intermédiaire	1450 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	K2851910 (497 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )



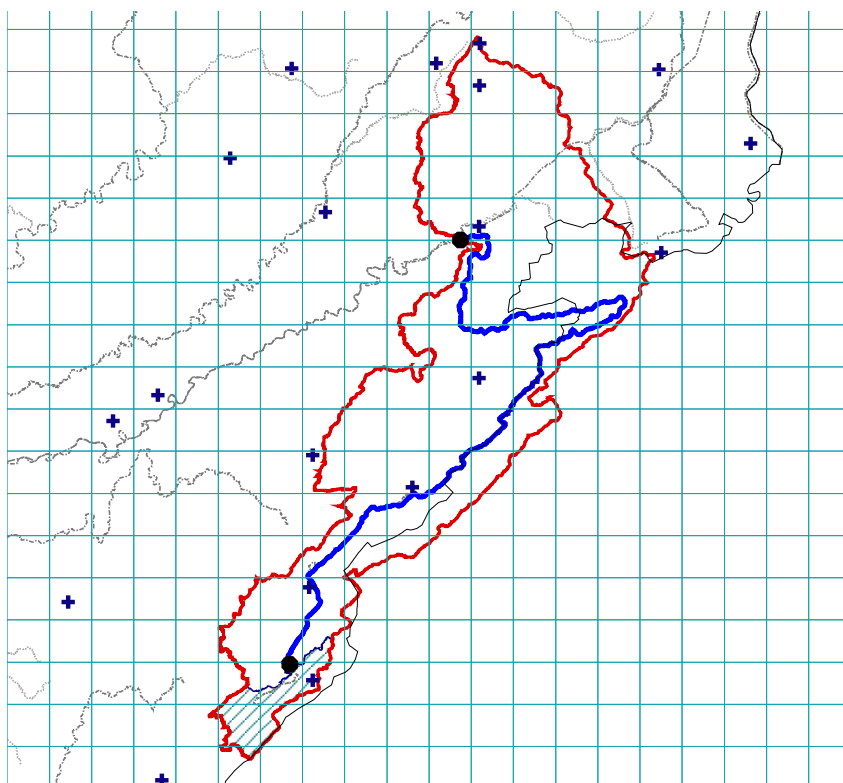
**Fig. B.9** : Dore - Tronçon situé entre La Dolore à Mayres [Moulin Neuf] et La Dore à Dorat

Code du tronçon	Doubs1
Station amont	U2012010 (170km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	U2722010 (7290km <sup>2</sup> , largeur lit min. 40m)
distance am/av	368 km
Surface intermédiaire	7120 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	U2222010 (2220 km <sup>2</sup> ) U2402010 (3527 km <sup>2</sup> ) U2512010 (4705 km <sup>2</sup> ) U2542010 (5217 km <sup>2</sup> )



**Fig. B.10** : Doubs1 - Tronçon situé entre Le Doubs à Labergement-Sainte-Marie et Le Doubs à Neublans-Abergement

Code du tronçon	Doubs2
Station amont	U2012010 (170km <sup>2</sup> , largeur lit min. 40m)
Station aval	U2402010 (3420km <sup>2</sup> , largeur lit min. 50m)
distance am/av	194 km
Surface intermédiaire	3250 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	U2102010 (633 km <sup>2</sup> ) U2122010 (1148 km <sup>2</sup> ) U2142010 (1292 km <sup>2</sup> ) U2222010 (2220 km <sup>2</sup> )



**Fig. B.11** : Doubs2 - Tronçon situé entre Le Doubs à Labergement-Sainte-Marie et Le Doubs à Voujeaucourt

Code du tronçon	Dronne
Station amont	P8215010 (40km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	P8312520 (1940km <sup>2</sup> , largeur lit min. 40m)
distance am/av	56 km
Surface intermédiaire	1900 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	P8284010 (624 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

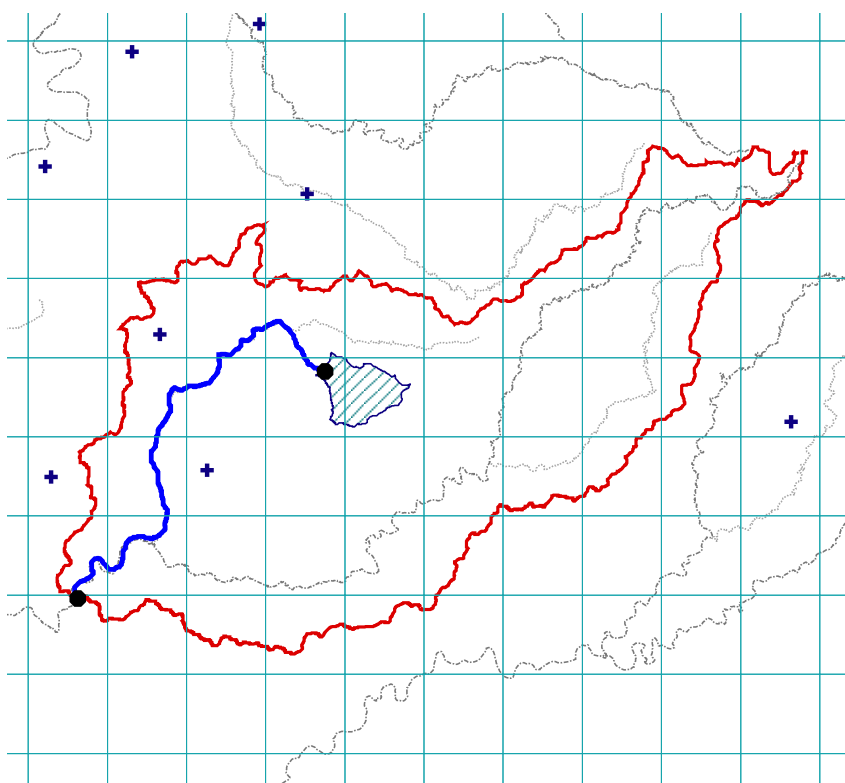
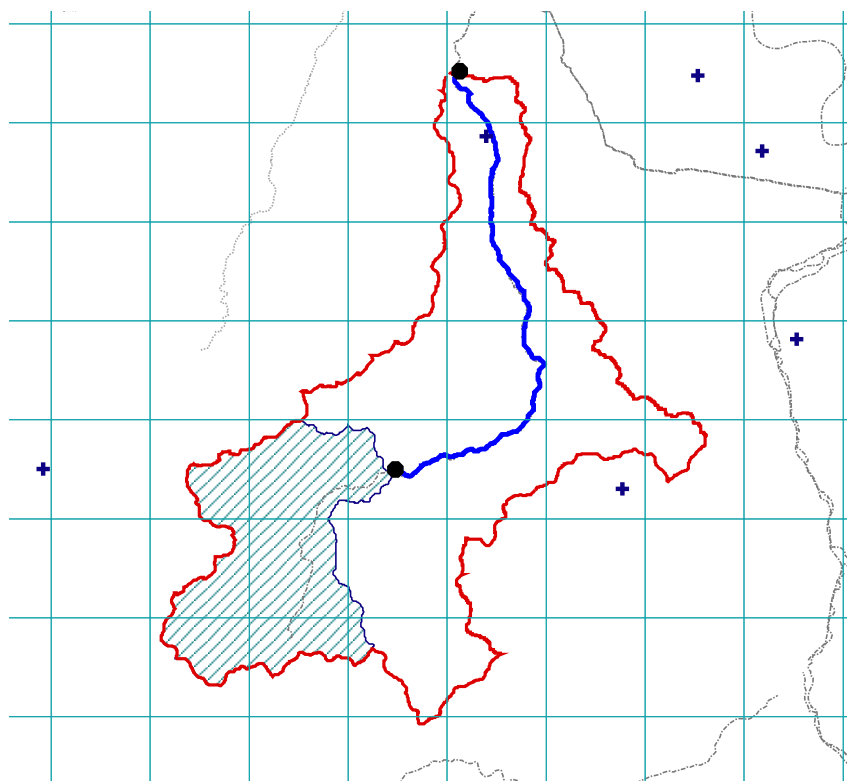


Fig. B.12 : Dronne - Tronçon situé entre La Belle à Mareuil et La Dronne à Bonnes



Code du tronçon	Essonne
Station amont	H4002010 (235km <sup>2</sup> , largeur lit min. 15m)
Station aval	H4022020 (875km <sup>2</sup> , largeur lit min. 30m)
distance am/av	47 km
Surface intermédiaire	640 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	H4022030 (605 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )



**Fig. B.13** : Essonne - Tronçon situé entre L'Oeuf à Bondaroy et L'Essonne à Guineville-sur-Essonne [La Mothe]

Code du tronçon	Eure
Station amont	H9021010 (330km <sup>2</sup> , largeur lit min. 15m)
Station aval	H9331010 (4530km <sup>2</sup> , largeur lit min. 30m)
distance am/av	135 km
Surface intermédiaire	4200 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	H9121010 (2027 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

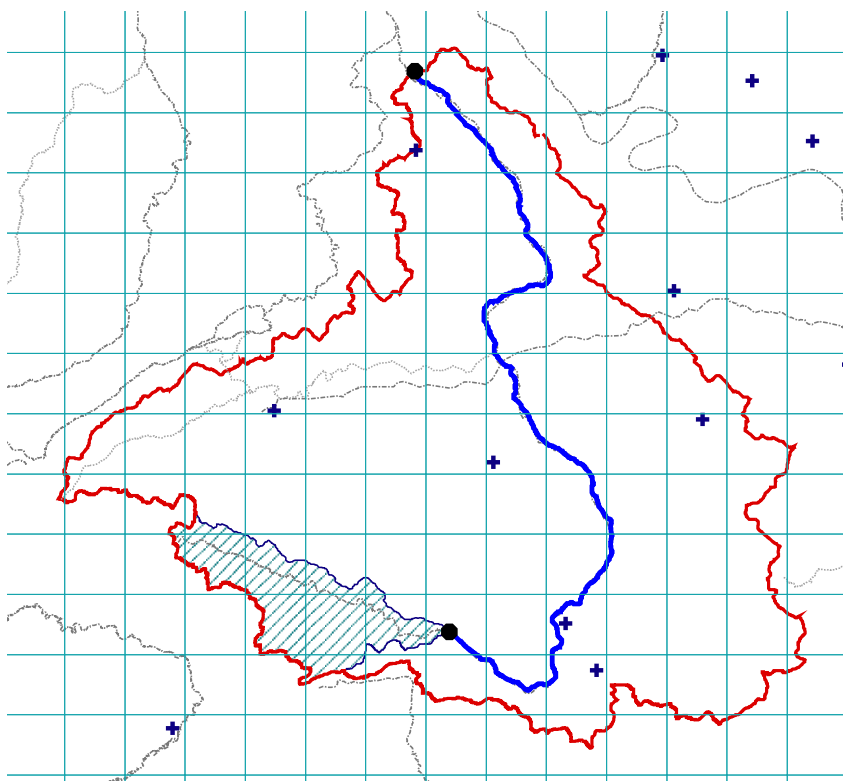
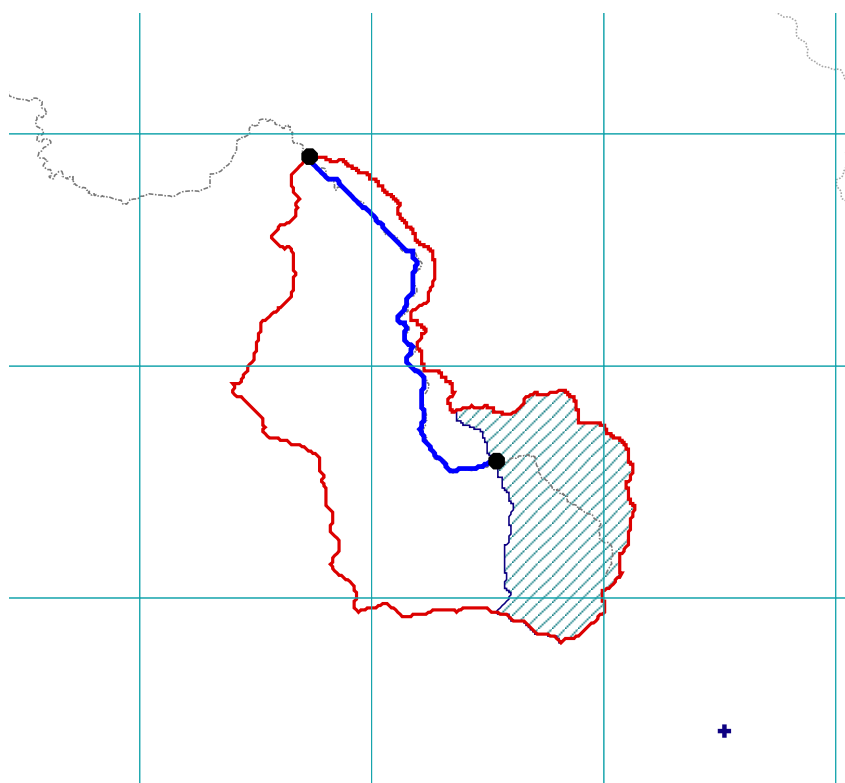


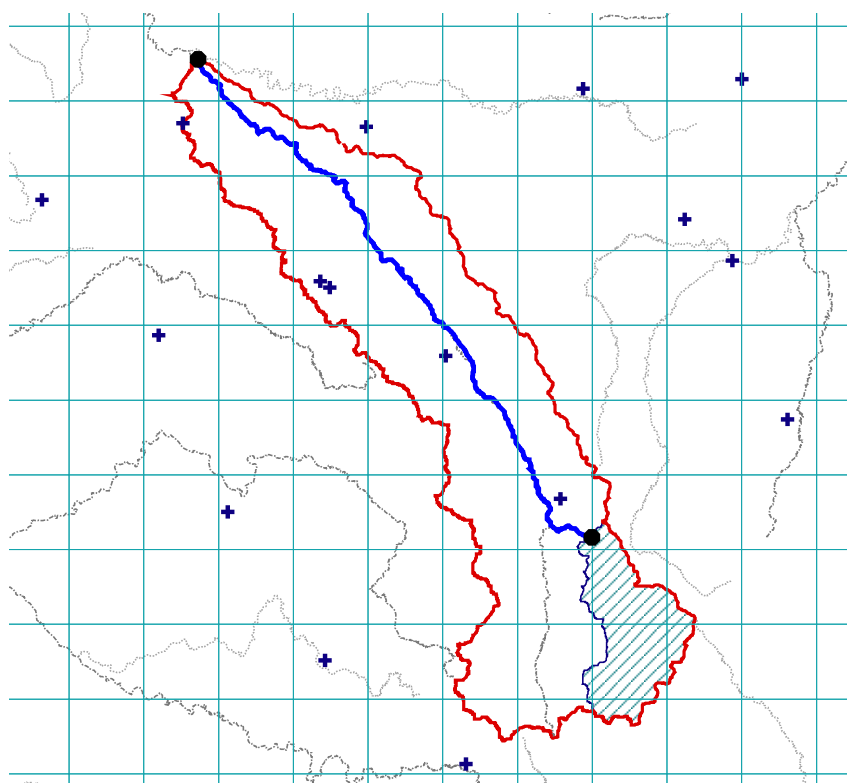
Fig. B.14 : Eure - Tronçon situé entre L'Eure à Saint-Lupercé et L'Eure à Cailly-sur-Eure

Code du tronçon	Falleron
Station amont	N0113010 (31km <sup>2</sup> , largeur lit min. 20m)
Station aval	N0113020 (130km <sup>2</sup> , largeur lit min. 30m)
distance am/av	16 km
Surface intermédiaire	99 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	N0113030 ( 99 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )



**Fig. B.15** : Falleron - Tronçon situé entre Le Falleron à Falleron et Le Falleron à Machecoul [Le Bas Falleron]

Code du tronçon	GdeCreuse
Station amont	L4033010 (186km <sup>2</sup> , largeur lit min. 15m)
Station aval	L4220710 (1240km <sup>2</sup> , largeur lit min. 20m)
distance am/av	83 km
Surface intermédiaire	1054 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	L4210710 (944 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )



**Fig. B.16** : GdeCreuse - Tronçon situé entre La Rozeille à Moutier-Rozeille [Aubusson] et La Grande Creuse à Fresselines

Code du tronçon	HelpeMi
Station amont	D0137050 (26km <sup>2</sup> , largeur lit min. 20m)
Station aval	D0137020 (275km <sup>2</sup> , largeur lit min. 60m)
distance am/av	28 km
Surface intermédiaire	249 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	D0137010 (164 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

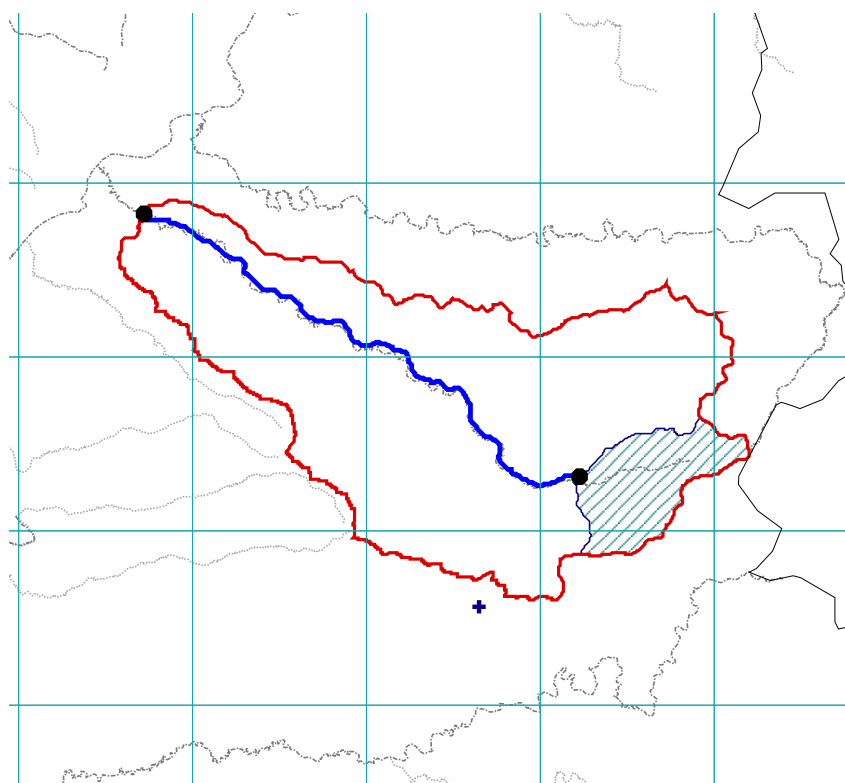


Fig. B.17 : HelpeMi - Tronçon situé entre L'Helpe Mineure à Fourmies et L'Helpe Mineure à Maroilles

Code du tronçon	Isle1
Station amont	P6202510 (23km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	P7261510 (3750km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
distance am/av	199 km
Surface intermédiaire	3727 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	P6382510 (885 km <sup>2</sup> ) P7001510 (1863 km <sup>2</sup> ) P7041510 (2114 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

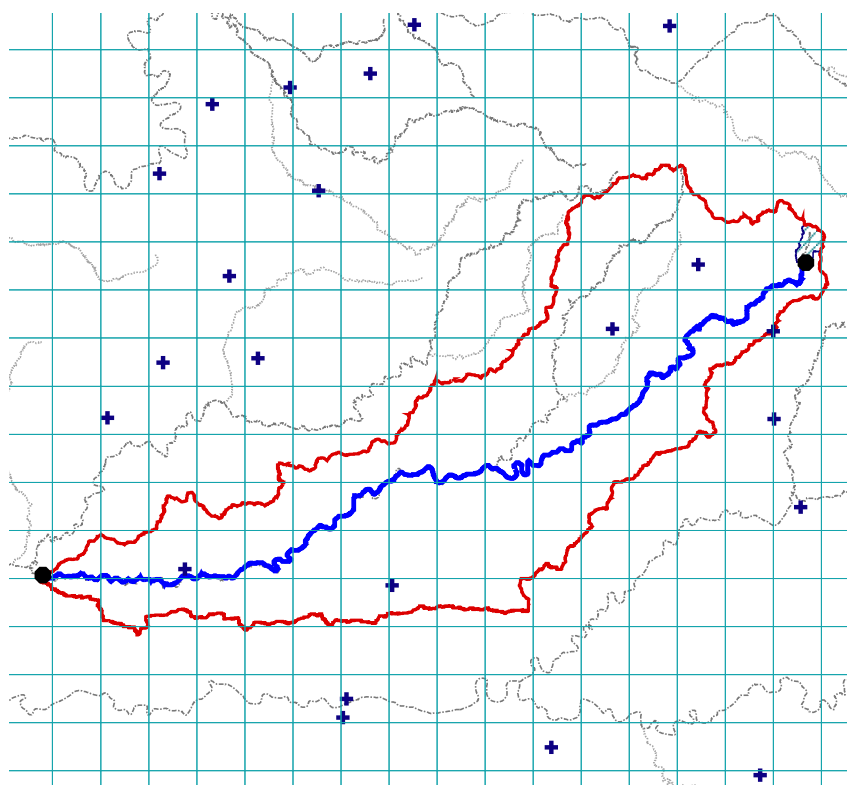


Fig. B.18 : Isle1 - Tronçon situé entre L'Auvézère à Benayes et L'Isle à Abzac

Code du tronçon	Isle2
Station amont	P7001510 (1860km <sup>2</sup> , largeur lit min. 15m)
Station aval	P7261510 (3750km <sup>2</sup> , largeur lit min. 40m)
distance am/av	103 km
Surface intermédiaire	1890 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	P7041510 (2114 km <sup>2</sup> )
	XXX (-999 km <sup>2</sup> )
	XXX (-999 km <sup>2</sup> )
	XXX (-999 km <sup>2</sup> )

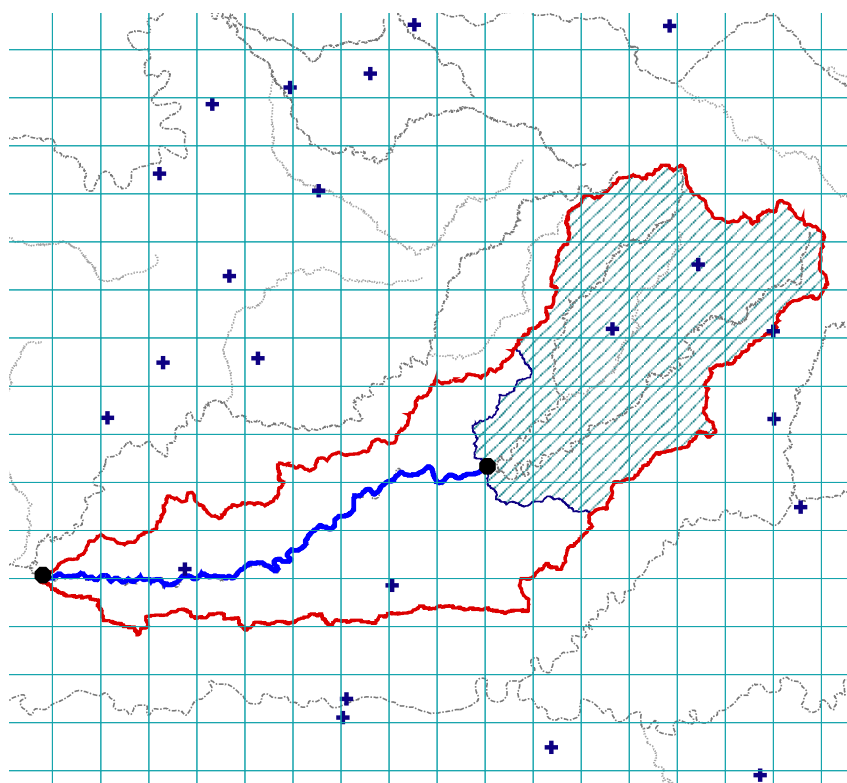


Fig. B.19 : Isle2 - Tronçon situé entre L'Isle à Basilac [Charrieras] et L'Isle à Abzac

Code du tronçon	Isle3
Station amont	P6202510 (23km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	P7041510 (2120km <sup>2</sup> , largeur lit min. 50m)
distance am/av	107 km
Surface intermédiaire	2097 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	P6382510 (885 km <sup>2</sup> ) P7001510 (1863 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

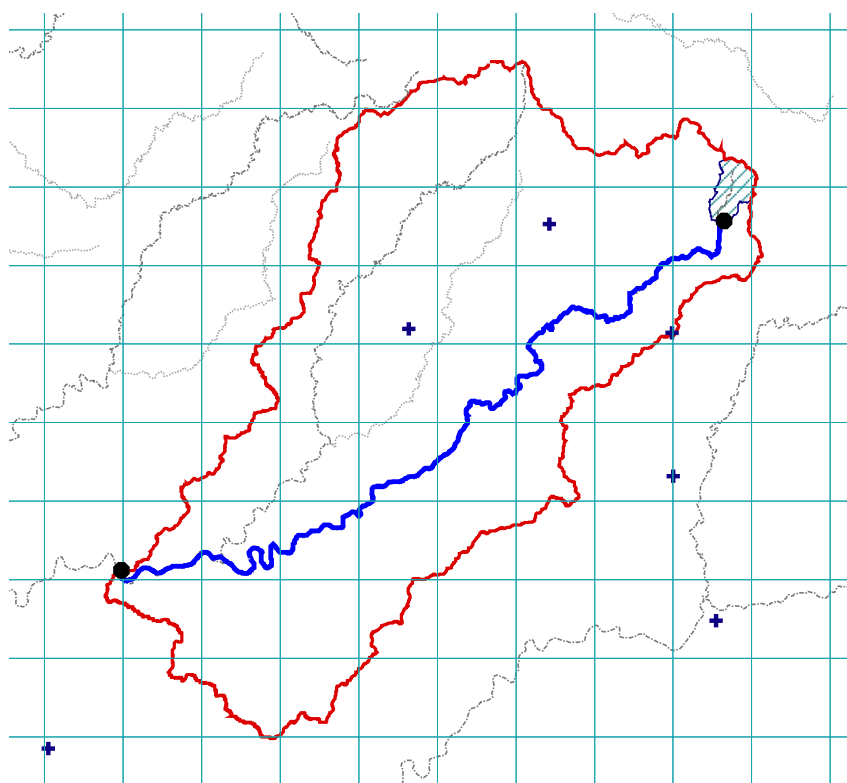


Fig. B.20 : Isle3 - Tronçon situé entre L'Auvézère à Benayes et L'Isle à Périgueux



Code du tronçon	Isle4
Station amont	P6134010 (198km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	P6161520 (906km <sup>2</sup> , largeur lit min. 30m)
distance am/av	29 km
Surface intermédiaire	708 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	P6161510 (808 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

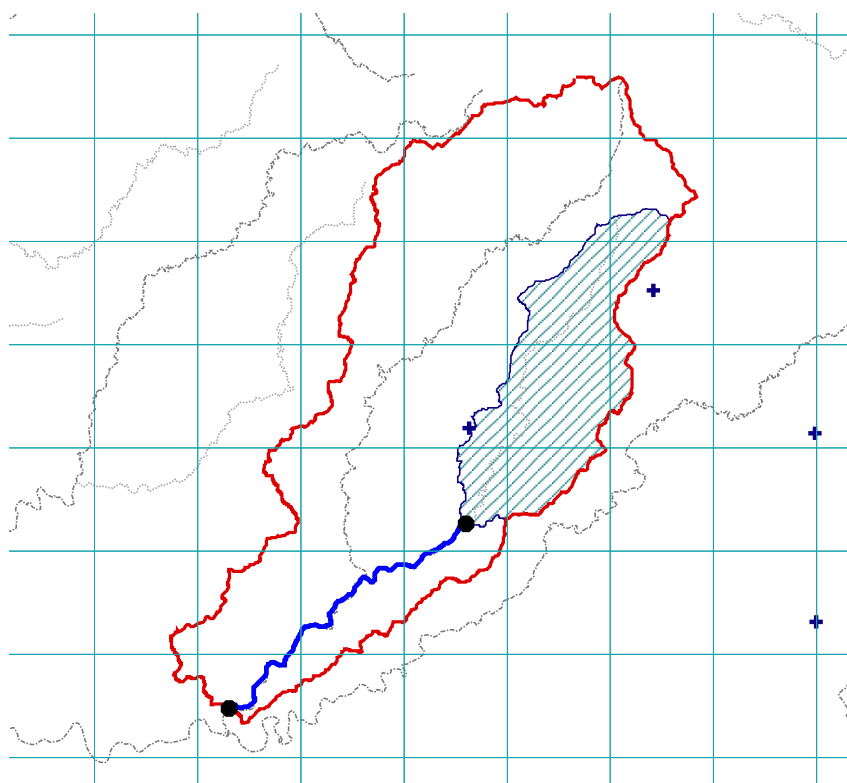
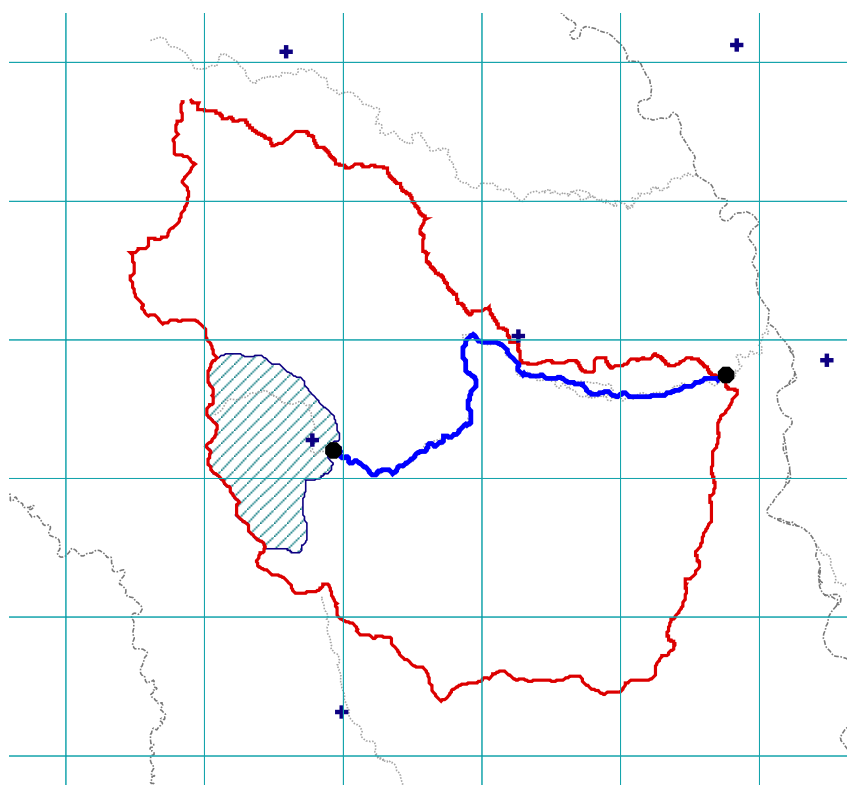


Fig. B.21 : Isle4 - Tronçon situé entre La Loue à Saint-Médard-d'Excideuil et L'Isle à Escoire

Code du tronçon	Lignon
Station amont	K0733220 (61km <sup>2</sup> , largeur lit min. 15m)
Station aval	K0783220 (664km <sup>2</sup> , largeur lit min. 60m)
distance am/av	35 km
Surface intermédiaire	603 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	K0753210 (370 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )



**Fig. B.22 :** Lignon - Tronçon situé entre Le Lignon de Chalmazel à Chalmazel [Chevelières] et Le Lignon de Chalmazel à Poncins [2]

Code du tronçon	Loing
Station amont	H3113020 (52km <sup>2</sup> , largeur lit min. 30m)
Station aval	H3201010 (2300km <sup>2</sup> , largeur lit min. 80m)
distance am/av	72 km
Surface intermédiaire	2248 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	H3122010 (561 km <sup>2</sup> ) H3122020 (872 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

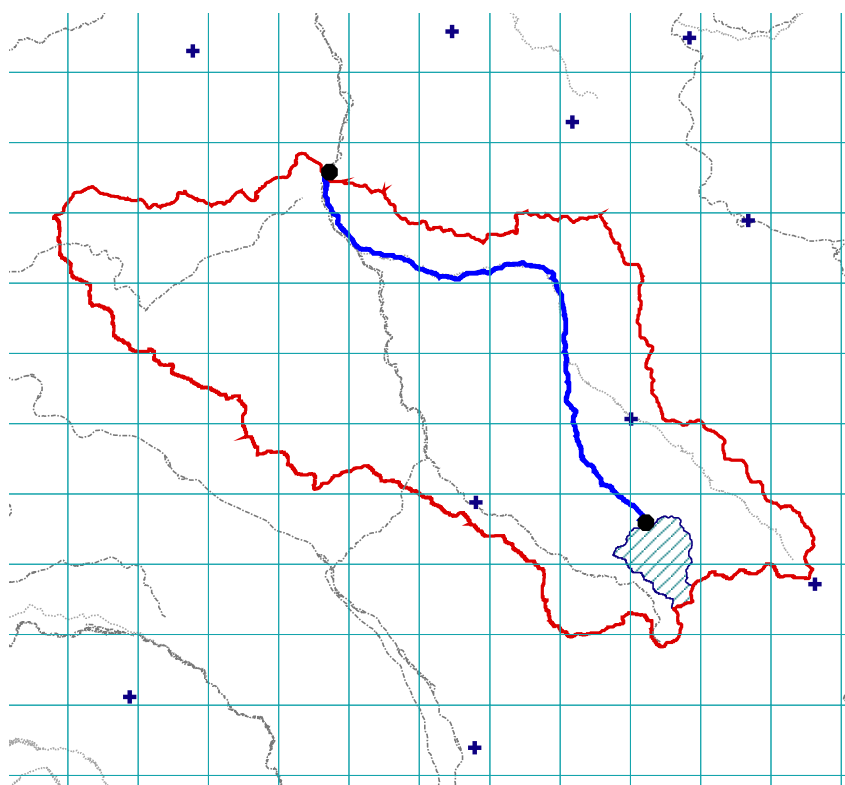


Fig. B.23 : Loing - Tronçon situé entre Le Branlin à Mézilles et Le Loing à Châlette-sur-Loing

Code du tronçon	Loue1
Station amont	U2615830 (318km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	U2634010 (1262km <sup>2</sup> , largeur lit min. 40m)
distance am/av	53 km
Surface intermédiaire	944 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	U2624010 (1075 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

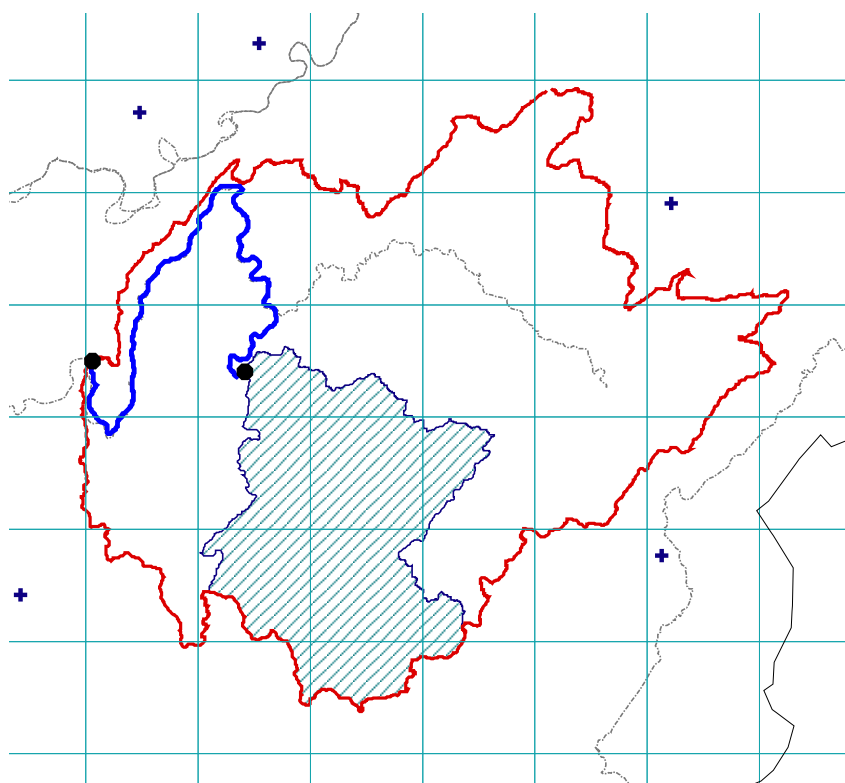


Fig. B.24 : Loue1 - Tronçon situé entre Le Lison à Myon et La Loue à Champagne-sur-Loue

Code du tronçon	Loue2
Station amont	U2604030 (286km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	U2634010 (1262km <sup>2</sup> , largeur lit min. 40m)
distance am/av	71 km
Surface intermédiaire	975 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	U2624010 (1075 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

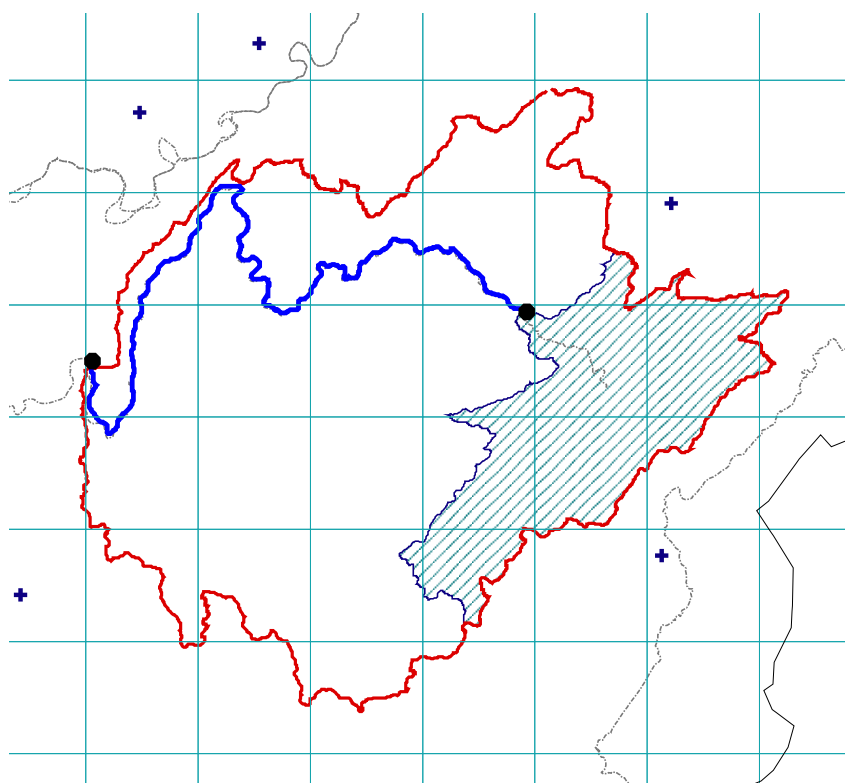


Fig. B.25 : Loue2 - Tronçon situé entre La Loue à Vuillafans et La Loue à Champagne-sur-Loue

Code du tronçon	Madon
Station amont	A5242010 (114km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	A5431010 (940km <sup>2</sup> , largeur lit min. 15m)
distance am/av	49 km
Surface intermédiaire	826 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	A5261010 (382 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

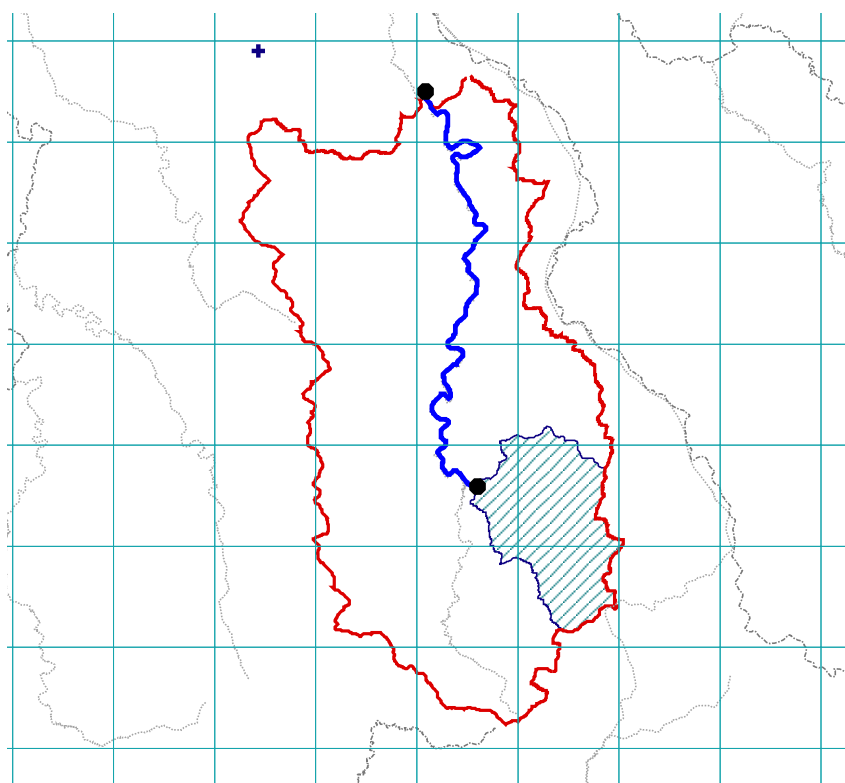


Fig. B.26 : Madon - Tronçon situé entre Le Gite à Velotte-et-Tatignécourt [Velotte] et Le Madon à Pulligny

Code du tronçon	Mayenne1
Station amont	M3020910 (335km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	M3340910 (2890km <sup>2</sup> , largeur lit min. 30m)
distance am/av	90 km
Surface intermédiaire	2555 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	M3060910 (829 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

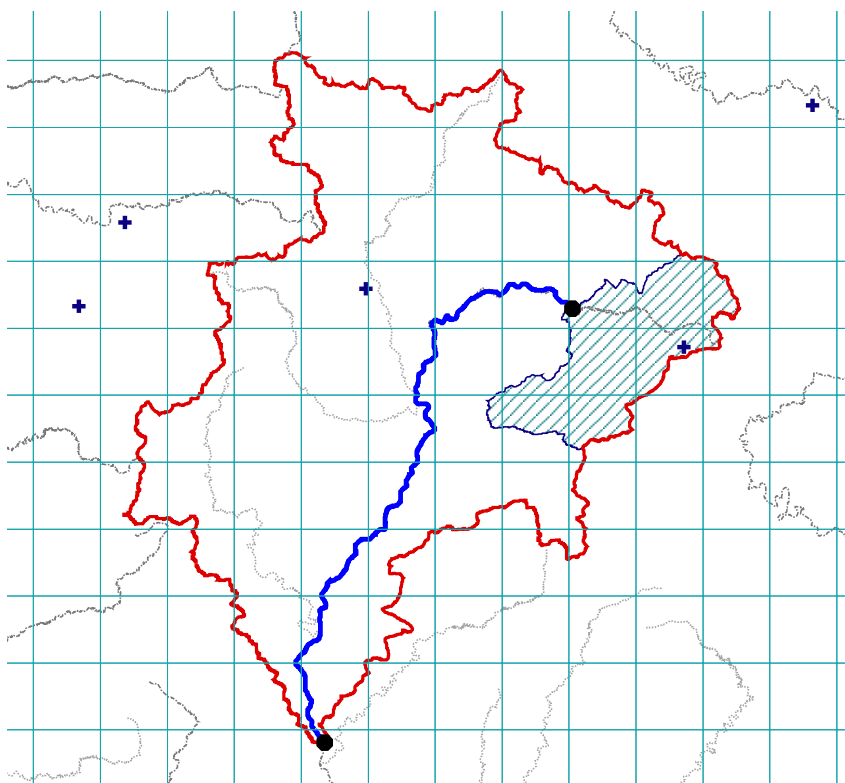
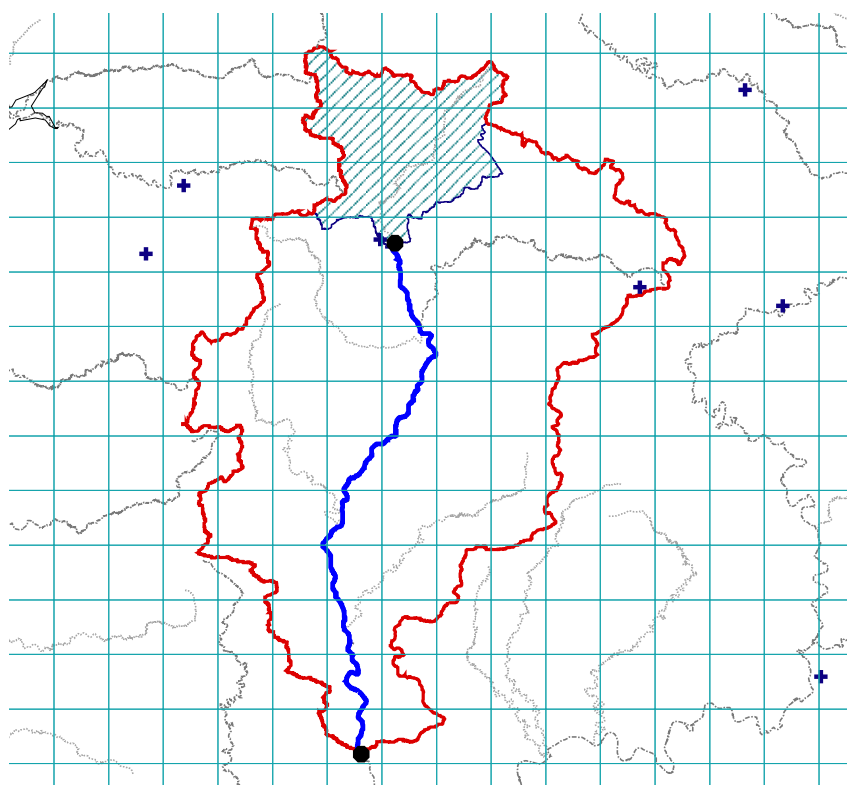


Fig. B.27 : Mayenne1 - Tronçon situé entre La Mayenne à Madré et La Mayenne à l' Huisserie [Bonne]

Code du tronçon	Mayenne2
Station amont	M3133010 (517km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	M3600910 (3910km <sup>2</sup> , largeur lit min. 80m)
distance am/av	99 km
Surface intermédiaire	3393 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	M3340910 (2905 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )



**Fig. B.28** : Mayenne2 - Tronçon situé entre La Varenne à Saint-Fraimbault [Moulin Crinais] et La Mayenne à Château-Gontier



Code du tronçon	Meurthe
Station amont	A6221010 (960km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	A6921010 (2780km <sup>2</sup> , largeur lit min. 80m)
distance am/av	47 km
Surface intermédiaire	1820 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	A6341010 (1106 km <sup>2</sup> ) A6761010 (2289 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

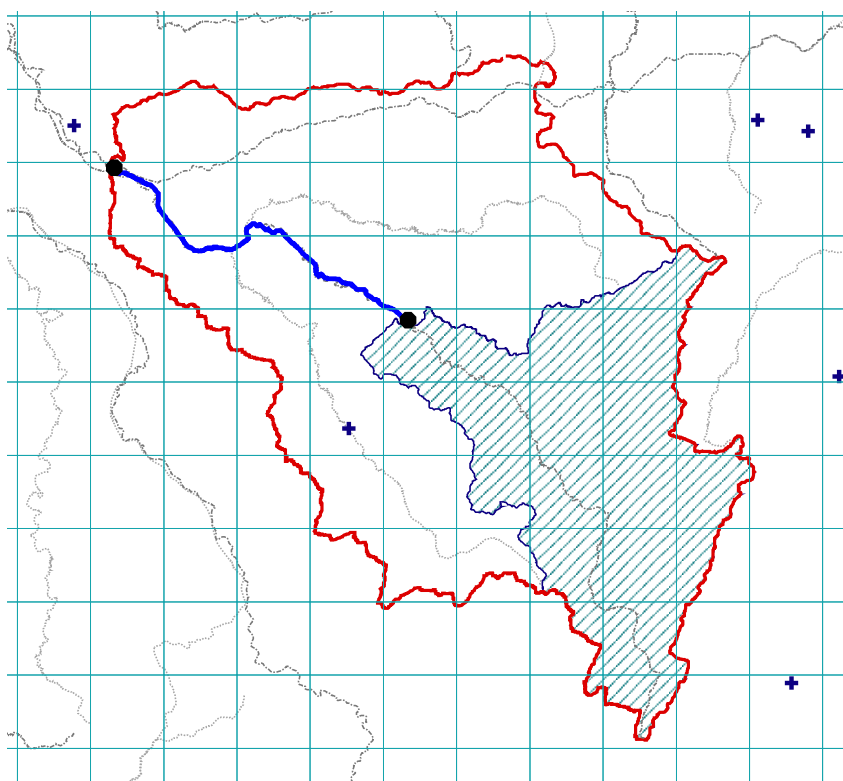


Fig. B.29 : Meurthe - Tronçon situé entre La Meurthe à Azerailles et La Meurthe à Laneuveville-devant-Nancy

Code du tronçon	Meuse1
Station amont	B1092010 (405km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	B5600010 (7720km <sup>2</sup> , largeur lit min. 30m)
distance am/av	270 km
Surface intermédiaire	7315 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	B1340010 (1721 km <sup>2</sup> ) B2130010 (2309 km <sup>2</sup> ) B2220010 (2540 km <sup>2</sup> ) B3150020 (3872 km <sup>2</sup> )

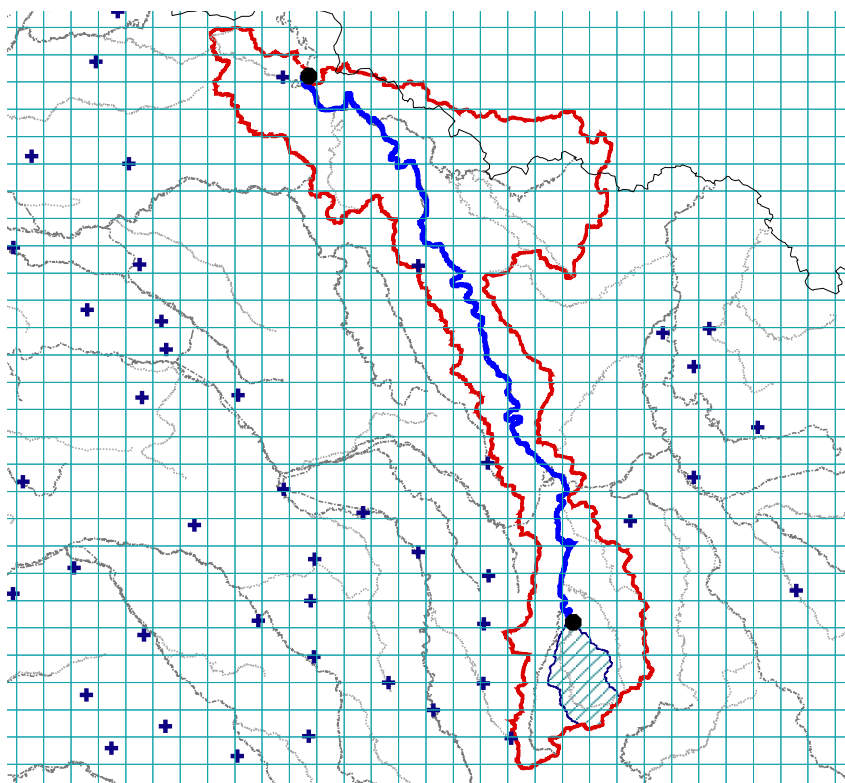


Fig. B.30 : Meuse1 - Tronçon situé entre Le Mouzon à Circourt-sur-Mouzon [Villars] et La Meuse à Montcy-Notre-Dame

Code du tronçon	Meuse2
Station amont	B0220010 (364km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	B2130010 (2290km <sup>2</sup> , largeur lit min. 15m)
distance am/av	82 km
Surface intermédiaire	1926 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	B1150010 (1032 km <sup>2</sup> ) B1340010 (1721 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

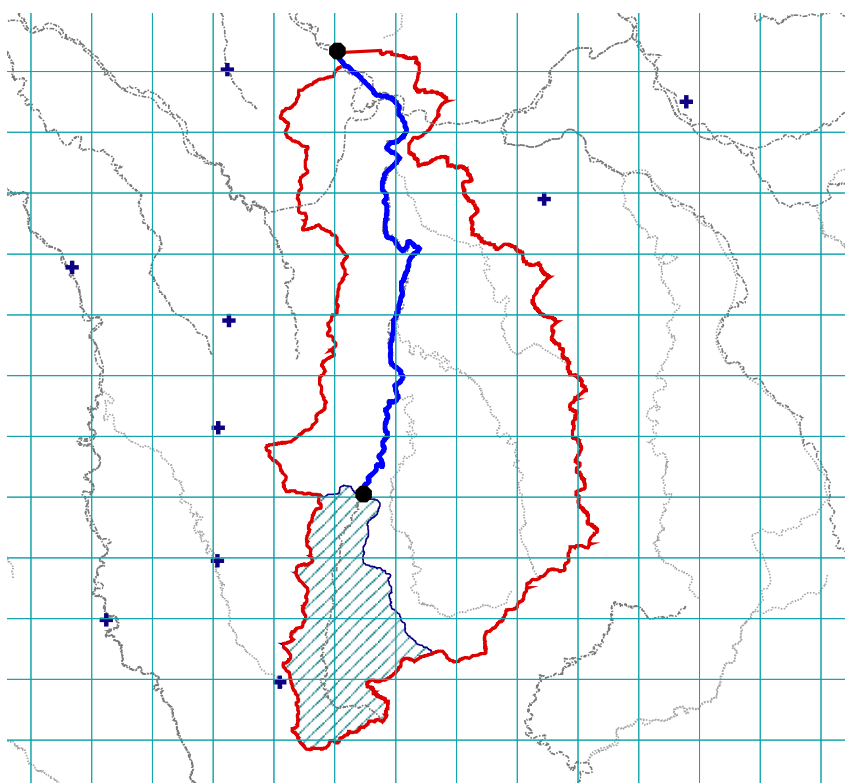


Fig. B.31 : Meuse2 - Tronçon situé entre La Meuse à Goncourt et La Meuse à Commercy

Code du tronçon	Meuse3
Station amont	B0220010 (364km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	B1340010 (1720km <sup>2</sup> , largeur lit min. 50m)
distance am/av	54 km
Surface intermédiaire	1356 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	B1150010 (1032 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

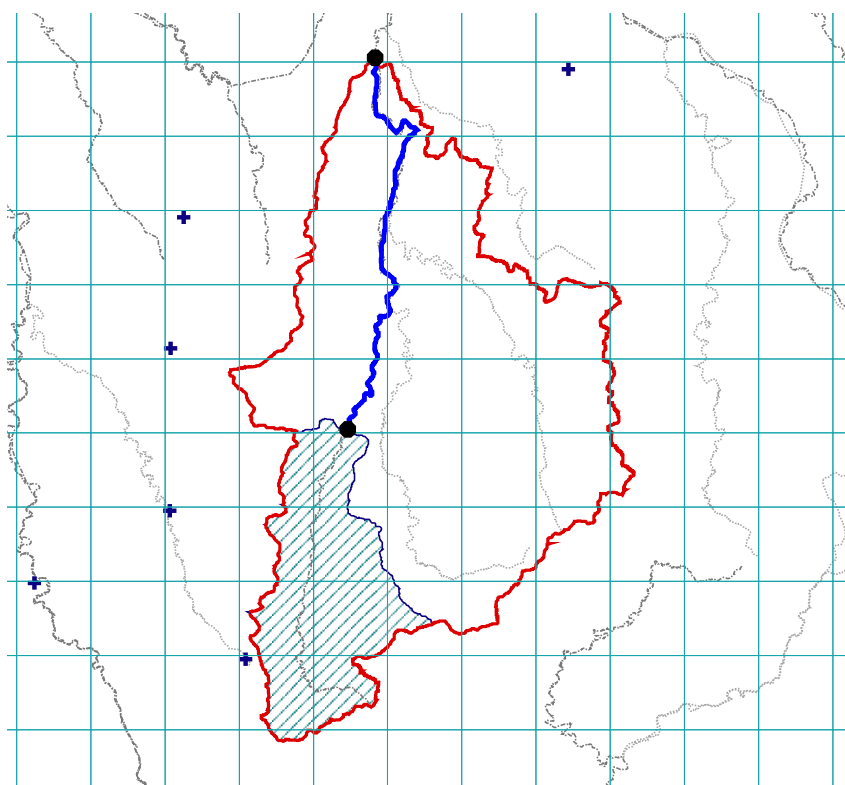


Fig. B.32 : Meuse3 - Tronçon situé entre La Meuse à Goncourt et La Meuse à Vaucouleurs [Chalaines]

Code du tronçon	Meuse4
Station amont	B2130010 (2290km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	B3150020 (3900km <sup>2</sup> , largeur lit min. 40m)
distance am/av	124 km
Surface intermédiaire	1610 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	B2220010 (2540 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

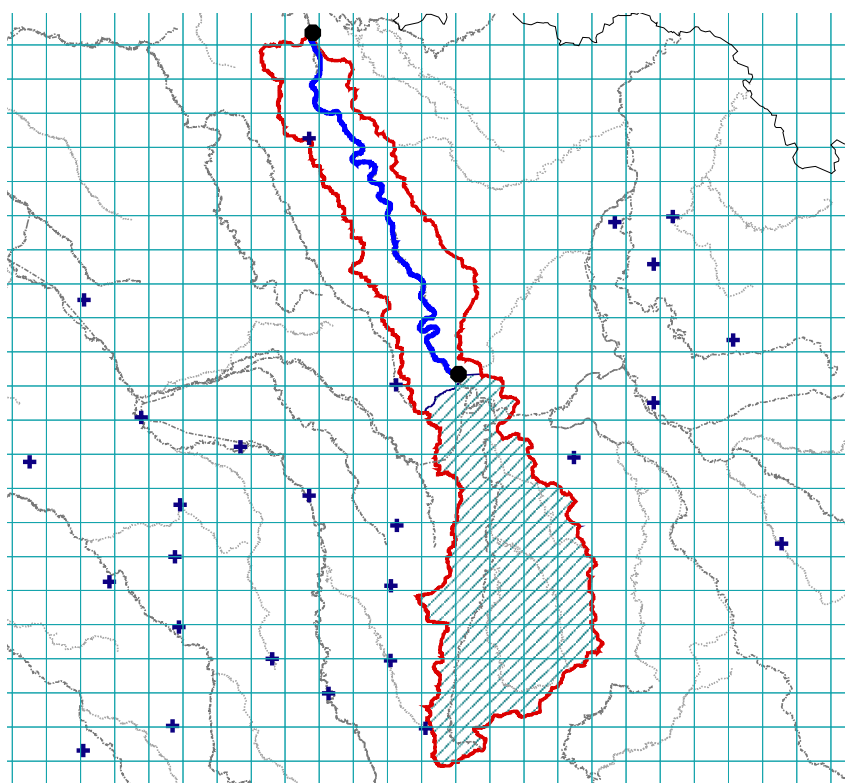
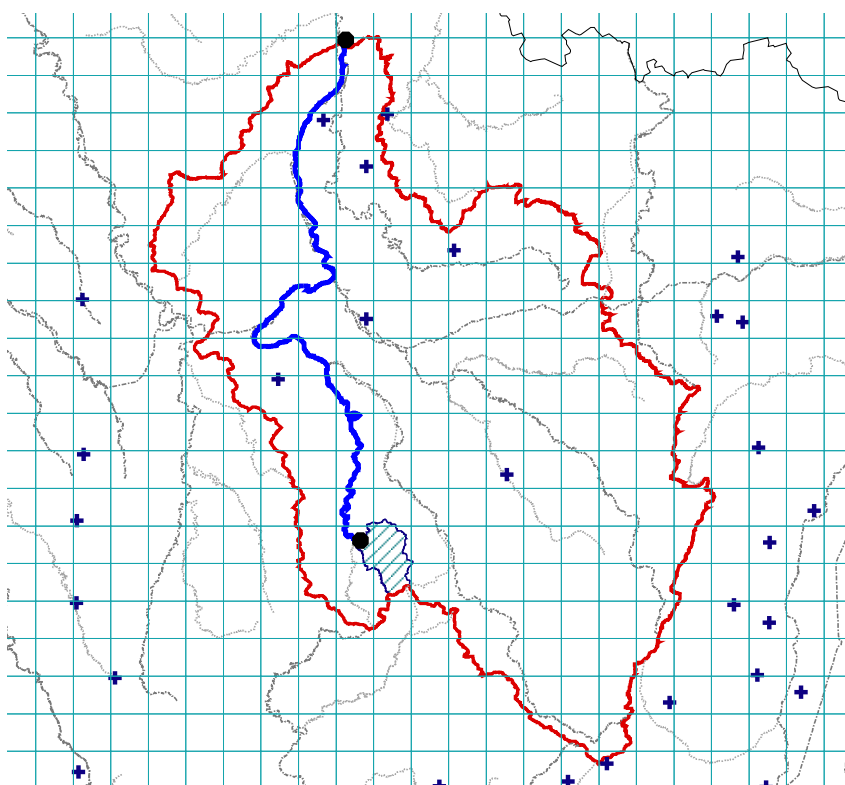


Fig. B.33 : Meuse4 - Tronçon situé entre La Meuse à Commercy et La Meuse à Stenay [2]

Code du tronçon	Moselle
Station amont	A5242010 (114km <sup>2</sup> , largeur lit min. 20m)
Station aval	A7930610 (9390km <sup>2</sup> , largeur lit min. 40m)
distance am/av	171 km
Surface intermédiaire	9276 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	A5431010 (941 km <sup>2</sup> ) A5500610 (3079 km <sup>2</sup> ) A5730610 (3347 km <sup>2</sup> ) A7010610 (6888 km <sup>2</sup> )



**Fig. B.34** : Moselle - Tronçon situé entre Le Gite à Velotte-et-Tatignécourt [Velotte] et La Moselle à Hauconcourt

Code du tronçon	Ognon1
Station amont	U1014020 (168km <sup>2</sup> , largeur lit min. 10m)
Station aval	U1084010 (2040km <sup>2</sup> , largeur lit min. 15m)
distance am/av	138 km
Surface intermédiaire	1872 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	U1044010 (847 km <sup>2</sup> ) U1054010 (1268 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

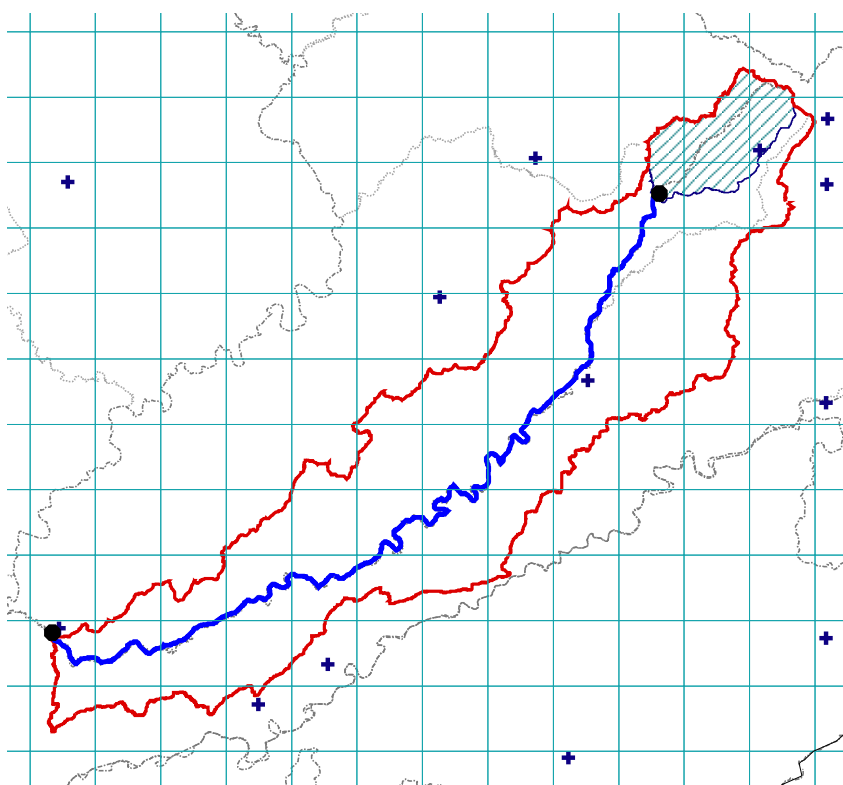


Fig. B.35 : Ognon1 - Tronçon situé entre L'Ognon à Montessaux et L'Ognon à Pesmes

Code du tronçon	Ognon3
Station amont	U1044010 (866km <sup>2</sup> , largeur lit min. 20m)
Station aval	U1084010 (2040km <sup>2</sup> , largeur lit min. 40m)
distance am/av	102 km
Surface intermédiaire	1174 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	U1054010 (1268 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

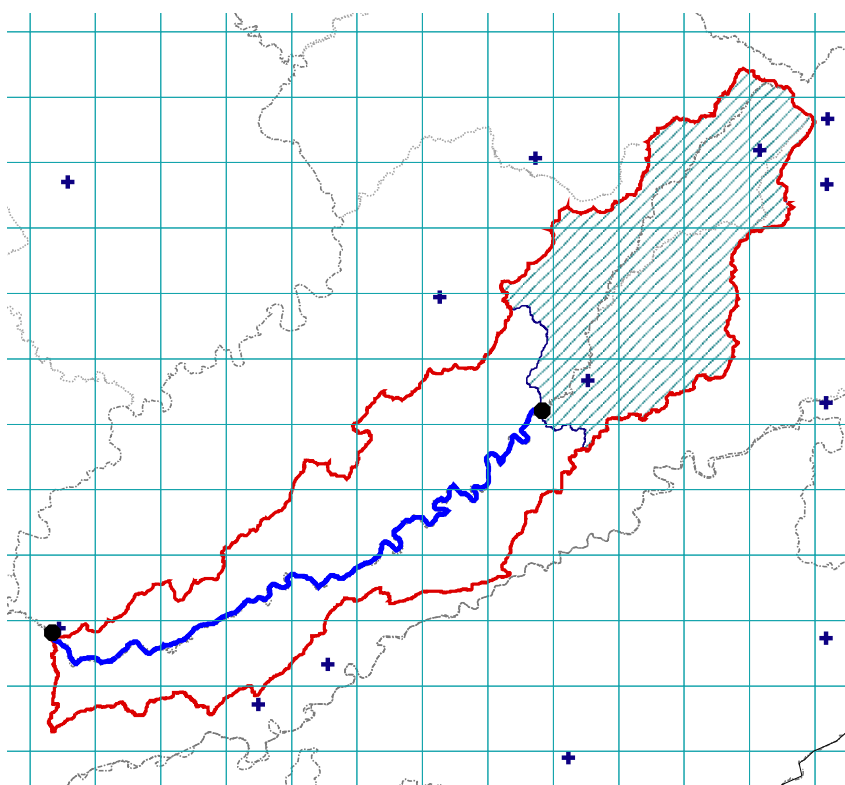


Fig. B.36 : Ognon3 - Tronçon situé entre L'Ognon à Chassey-lès-Montbozon [Bonnal] et L'Ognon à Pesmes



Code du tronçon	Ouanne
Station amont	H3113020 (52km <sup>2</sup> , largeur lit min. 5m)
Station aval	H3122020 (883km <sup>2</sup> , largeur lit min. 10m)
distance am/av	56 km
Surface intermédiaire	831 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	H3122010 (561 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

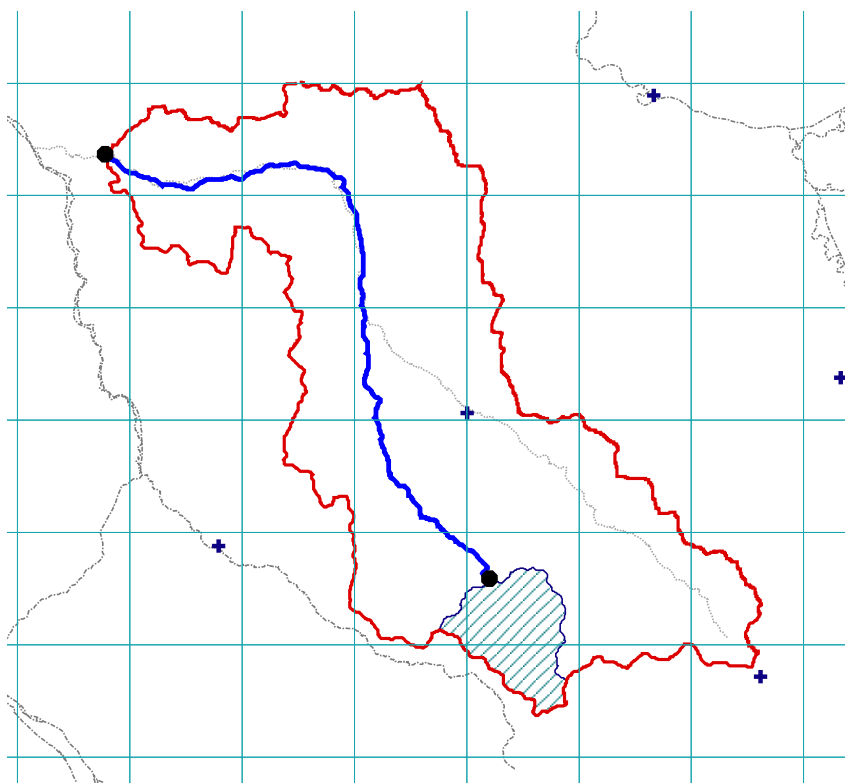


Fig. B.37 : Ouanne - Tronçon situé entre Le Branlin à Mézilles et L'Ouanne à Gy-les-Nonains

Code du tronçon	Oust1
Station amont	J8002310 (29km <sup>2</sup> , largeur lit min. 20m)
Station aval	J8502310 (2470km <sup>2</sup> , largeur lit min. 40m)
distance am/av	104 km
Surface intermédiaire	2441 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	J8202310 (930 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

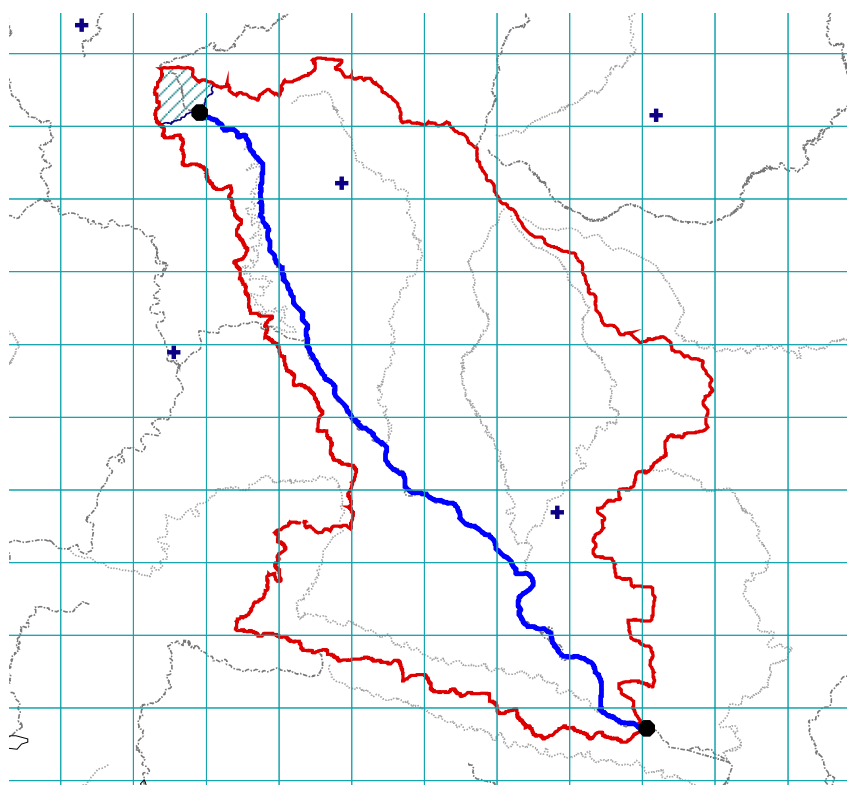


Fig. B.38 : Oust1 - Tronçon situé entre L'Oust à Saint-Martin-des-Prés et L'Oust à Saint-Gravé [Le Guélin]

Code du tronçon	Oust2
Station amont	J8133010 (296km <sup>2</sup> , largeur lit min. 20m)
Station aval	J8502310 (2470km <sup>2</sup> , largeur lit min. 100m)
distance am/av	80 km
Surface intermédiaire	2174 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	J8202310 (930 km <sup>2</sup> )
	XXX (-999 km <sup>2</sup> )
	XXX (-999 km <sup>2</sup> )
	XXX (-999 km <sup>2</sup> )

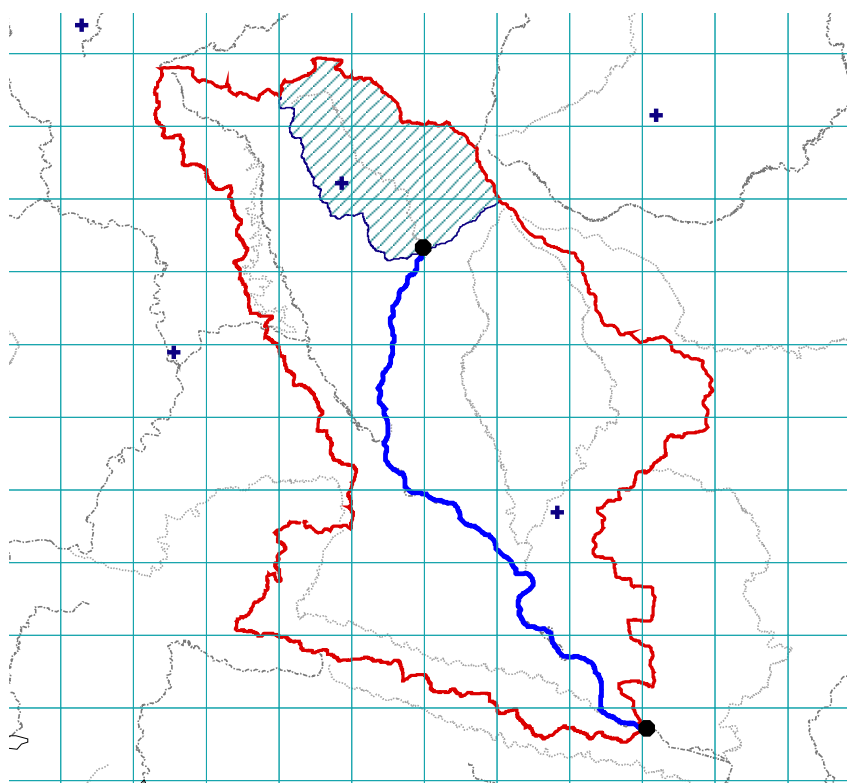


Fig. B.39 : Oust2 - Tronçon situé entre Le Lié à la Prénessaye et L'Oust à Saint-Gravé [Le Guélin]

Code du tronçon	Sarre
Station amont	A9091060 (721km <sup>2</sup> , largeur lit min. 10m)
Station aval	A9301010 (1720km <sup>2</sup> , largeur lit min. 40m)
distance am/av	30 km
Surface intermédiaire	999 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	A9091050 (835 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

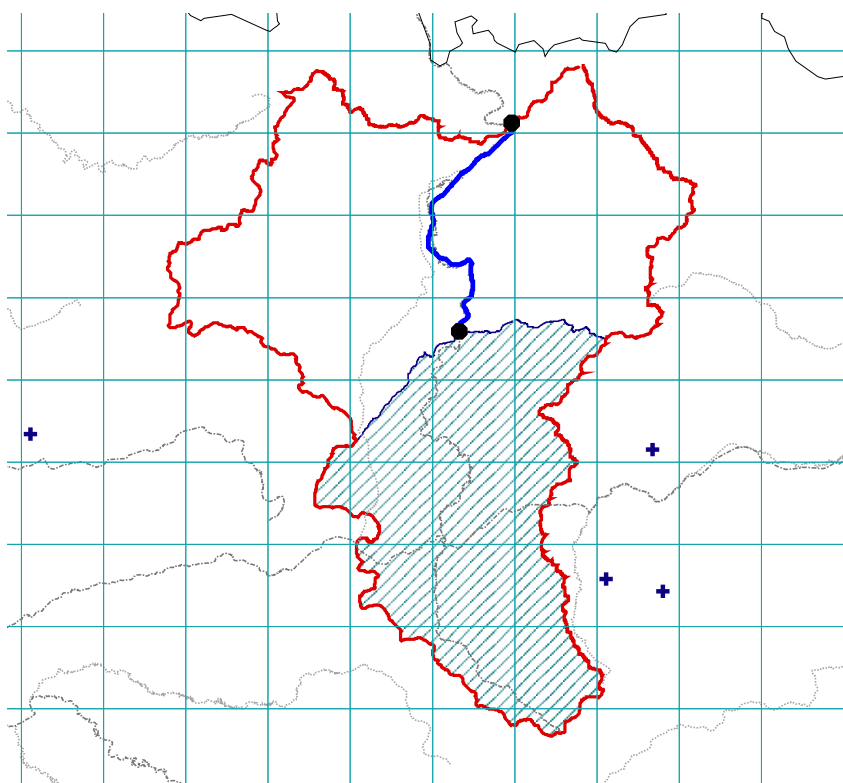


Fig. B.40 : Sarre - Tronçon situé entre La Sarre à Diedendorf et La Sarre à Wittring

Code du tronçon	Sarthe
Station amont	M0014110 (76km <sup>2</sup> , largeur lit min. 15m)
Station aval	M0250620 (2700km <sup>2</sup> , largeur lit min. 30m)
distance am/av	118 km
Surface intermédiaire	2624 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	M0050620 (918 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

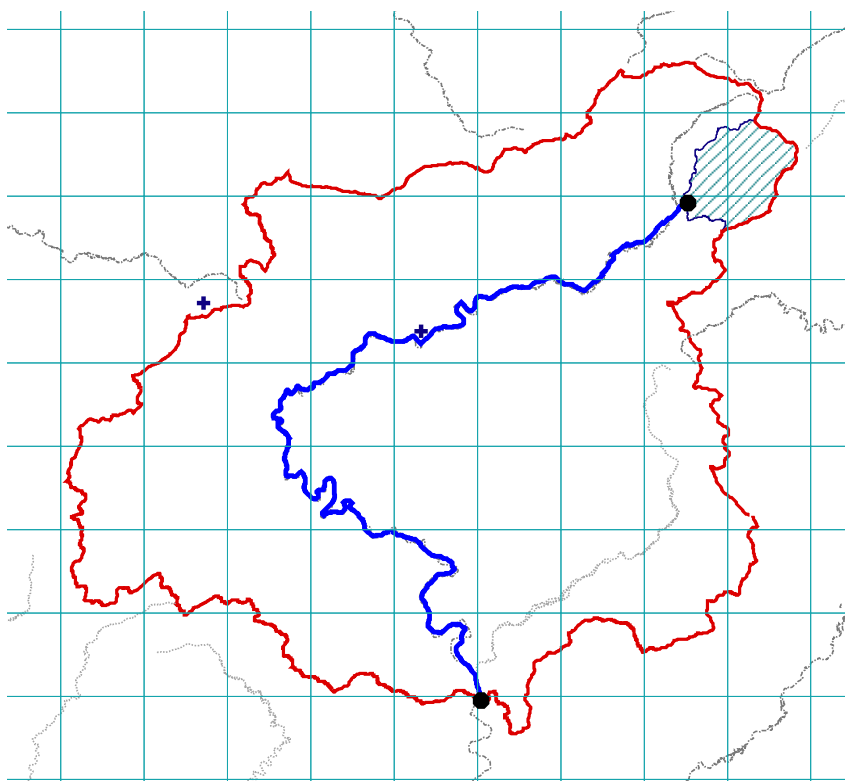


Fig. B.41 : Sarthe - Tronçon situé entre L'Hoène à la Mesnière [La Foulerie] et La Sarthe à Souillé

Code du tronçon	Savoireuse
Station amont	U2345020 (31km <sup>2</sup> , largeur lit min. 10m)
Station aval	U2345040 (235km <sup>2</sup> , largeur lit min. 30m)
distance am/av	29 km
Surface intermédiaire	204 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	U2345030 (144 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

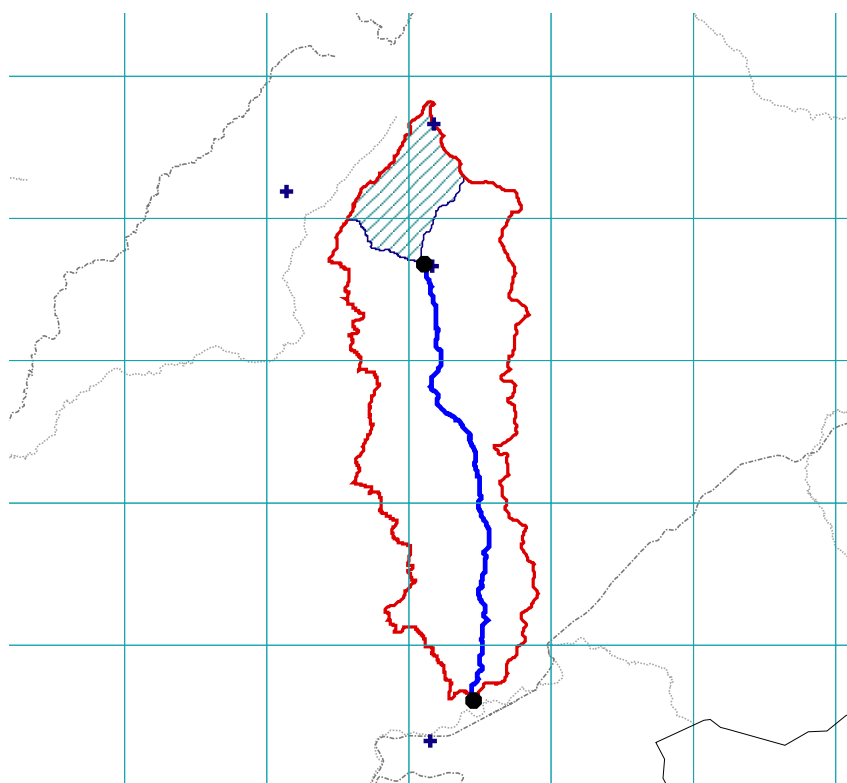


Fig. B.42 : Savoires - Tronçon situé entre La Savoires à Giromagny et La Savoires à Vieux-Charmont

Code du tronçon	Seille
Station amont	A7581020 (352km <sup>2</sup> , largeur lit min. 30m)
Station aval	A7881010 (1280km <sup>2</sup> , largeur lit min. 60m)
distance am/av	90 km
Surface intermédiaire	928 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	A7821010 (928 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

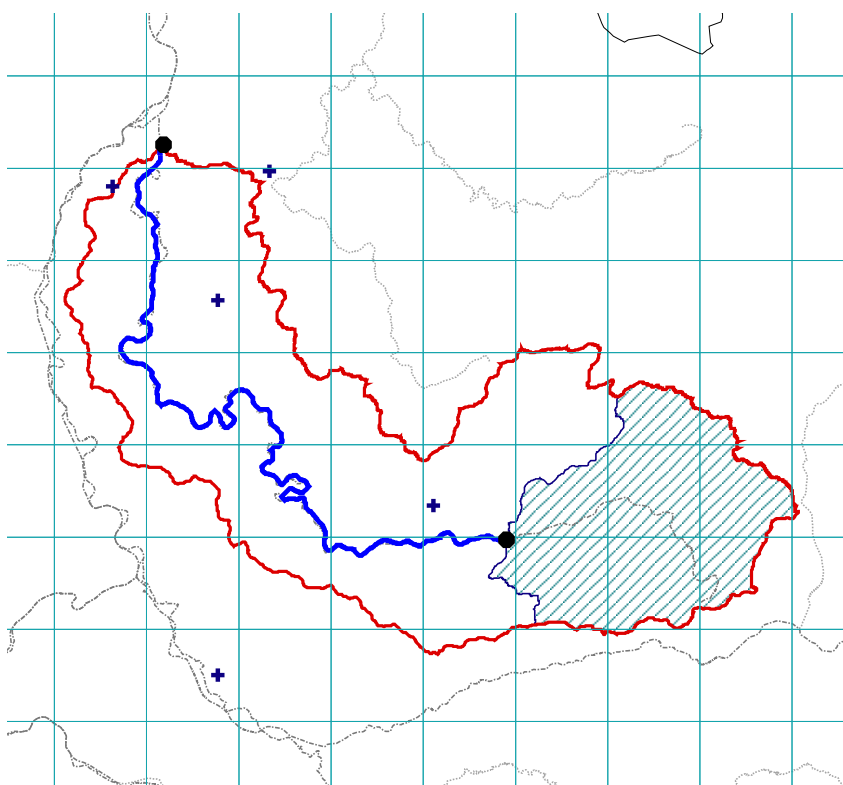


Fig. B.43 : Seille - Tronçon situé entre La Seille à Moyenvic et La Seille à Metz

Code du tronçon	Seine1
Station amont	H0100010 (371km <sup>2</sup> , largeur lit min. 15m)
Station aval	H0400010 (2340km <sup>2</sup> , largeur lit min. 160m)
distance am/av	63 km
Surface intermédiaire	1969 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	H0100020 (706 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

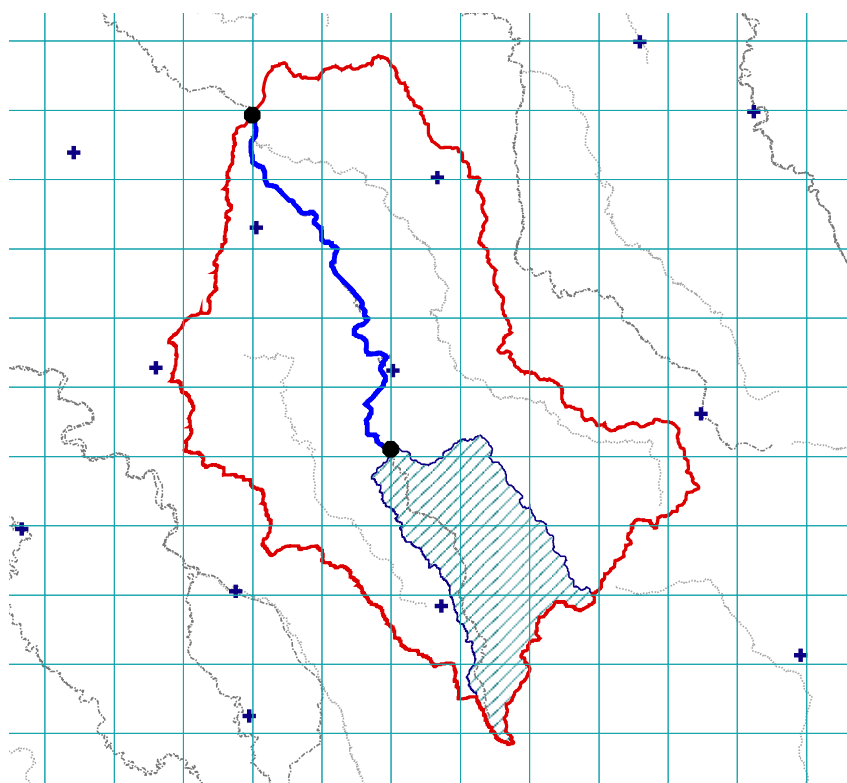


Fig. B.44 : Seine1 - Tronçon situé entre La Seine à Nod-sur-Seine et La Seine à Bar-sur-Seine



Code du tronçon	Serein1
Station amont	H2322010 (268km <sup>2</sup> , largeur lit min. 15m)
Station aval	H2342020 (1119km <sup>2</sup> , largeur lit min. 30m)
distance am/av	96 km
Surface intermédiaire	851 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	H2332020 (643 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

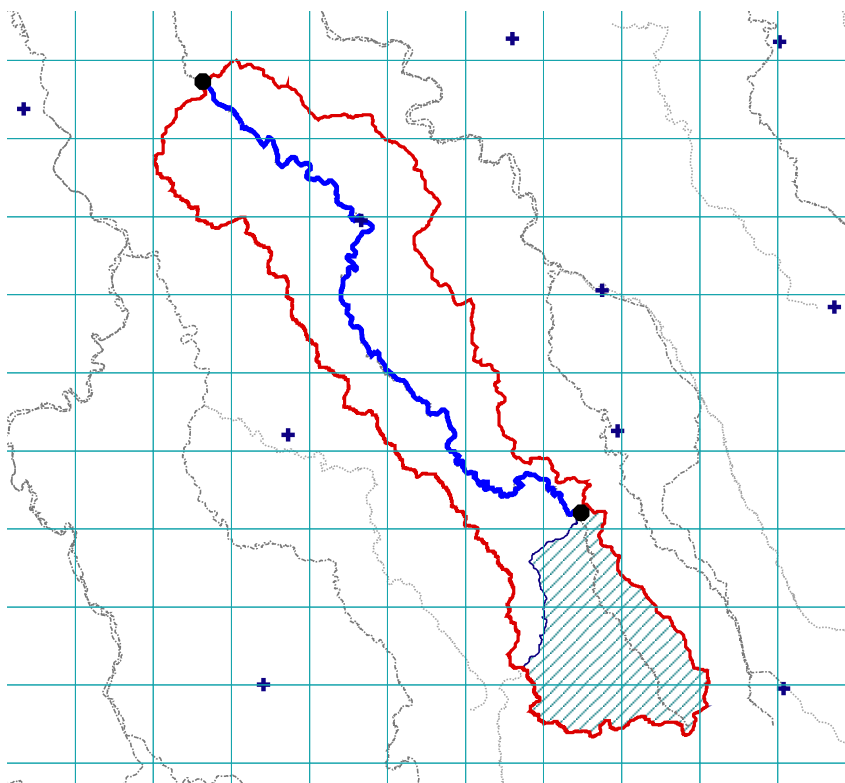


Fig. B.45 : Serein1 - Tronçon situé entre Le Serein à Bierre-lès-Semur et

Code du tronçon	Serein2
Station amont	H2322010 (268km <sup>2</sup> , largeur lit min. 15m)
Station aval	H2342030 (1337km <sup>2</sup> , largeur lit min. 20m)
distance am/av	120 km
Surface intermédiaire	1069 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	H2332020 (643 km <sup>2</sup> ) H2342010 (1120 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

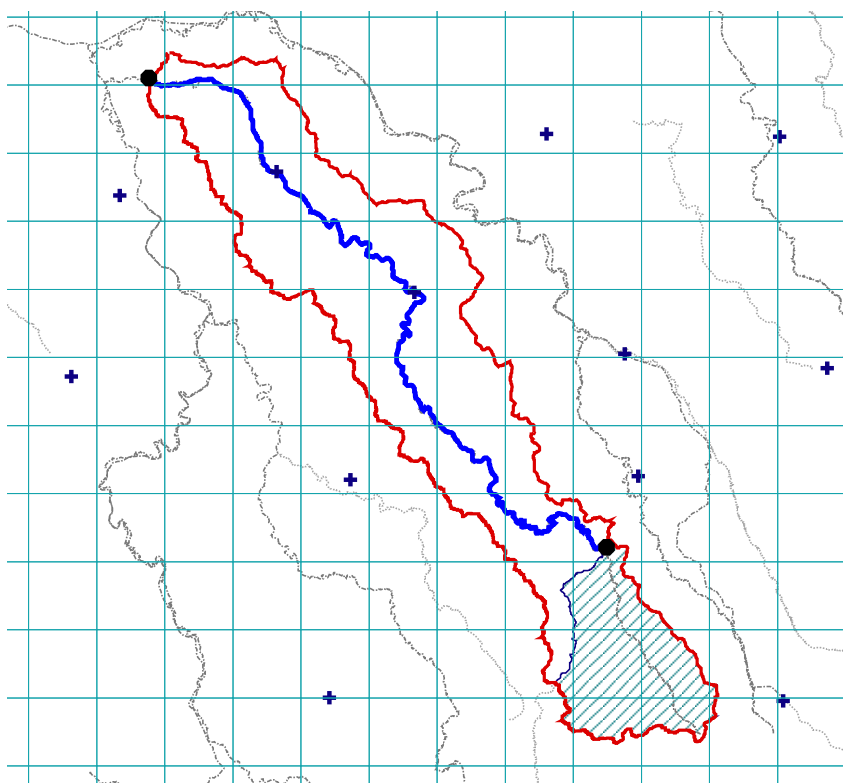


Fig. B.46 : Serein2 - Tronçon situé entre Le Serein à Bierre-lès-Semur et Le Serein à Beaumont

Code du tronçon	Serein3
Station amont	H2332020 (643km <sup>2</sup> , largeur lit min. 40m)
Station aval	H2342030 (1337km <sup>2</sup> , largeur lit min. 70m)
distance am/av	68 km
Surface intermédiaire	694 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	H2342010 (1120 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

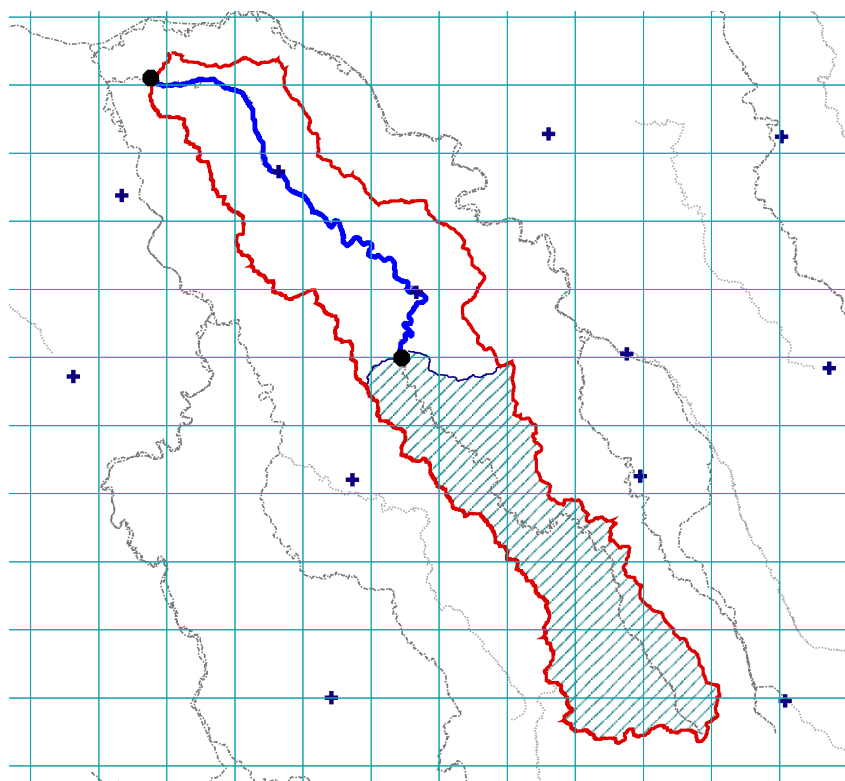
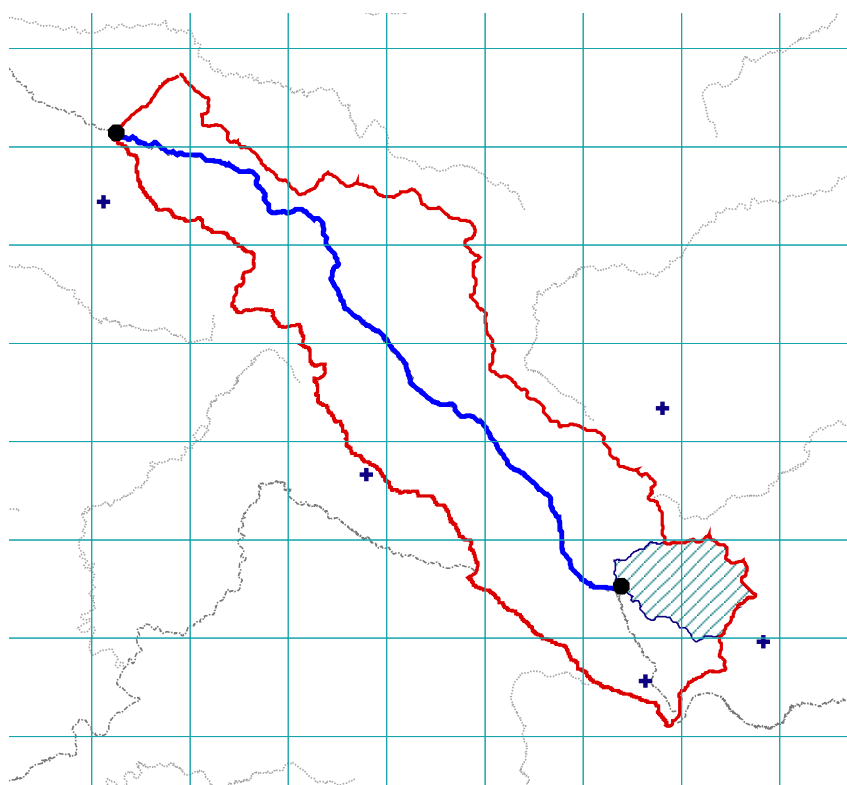


Fig. B.47 : Serein3 - Tronçon situé entre Le Serein à Dissangis et Le Serein à Beaumont

Code du tronçon	Sèvre
Station amont	M7005610 (60km <sup>2</sup> , largeur lit min. 15m)
Station aval	M7112410 (814km <sup>2</sup> , largeur lit min. 30m)
distance am/av	68 km
Surface intermédiaire	754 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	M7022410 (335 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )



**Fig. B.48** : Sèvre - Tronçon situé entre L'Ouine au Breuil-Bernard [les Alleuds] et La Sèvre Nantaise à Tiffauges [la Moulinette]

Code du tronçon	Tarn
Station amont	O3064010 (124km <sup>2</sup> , largeur lit min. -999m)
Station aval	O3401010 (2170km <sup>2</sup> , largeur lit min. -999m)
distance am/av	85 km
Surface intermédiaire	2046 km <sup>2</sup>
Stations intérieures	O3141010 (946 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> ) XXX (-999 km <sup>2</sup> )

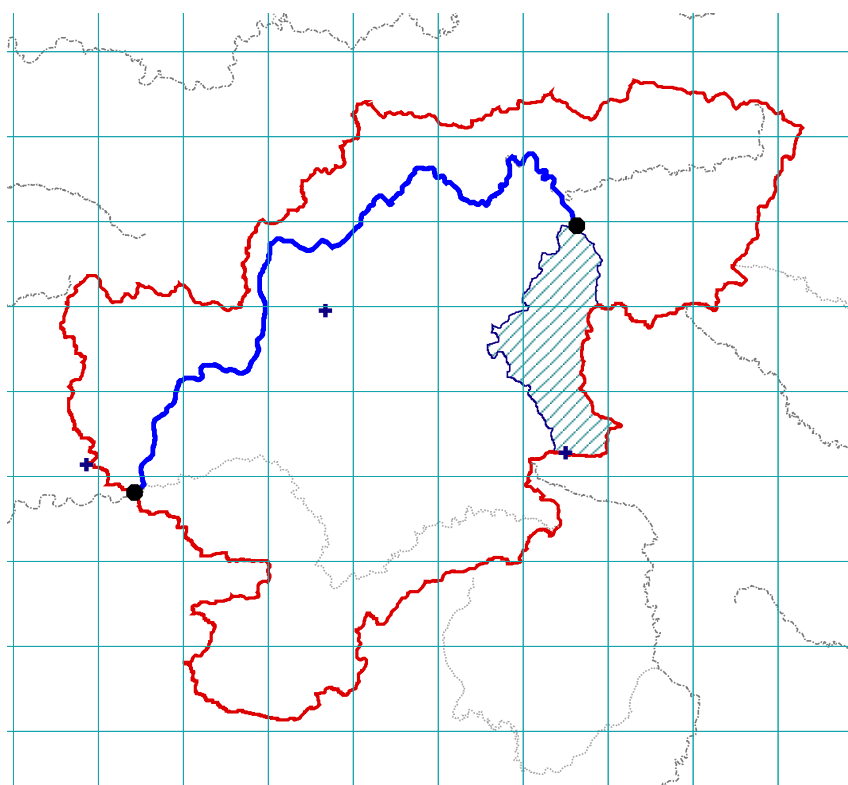


Fig. B.49 : Tarn - Tronçon situé entre Le Tarnon à Florac et Le Tarn à Millau [2]

## **Annexe C**

# **Les débits négatifs dans le modèle de Muskingum**



## C.1 Construction du modèle de Muskingum

Nous avons indiqué dans le chapitre 3 que le modèle de Muskingum (McCarthy, 1938) ne paraissait pas approprié pour traiter notre problématique. Ce modèle, largement utilisé en hydrologie, repose sur les équations suivantes :

$$\frac{\partial V}{\partial t} = I - O \quad (\text{C.1})$$

$$V = \kappa (\chi I + (1 - \chi) O) \quad (\text{C.2})$$

avec  $I = I(t)$  le débit en amont du bief ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),  $O = O(t)$  le débit en sortie ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),  $V = V(t)$  le stockage dans le bief ( $\text{m}^3$ ),  $k \geq 0$  un paramètre lié au décalage temporel exprimé en secondes et  $\chi \in [0, 1]$  un paramètre sans dimension contrôlant l'atténuation. La figure C.1 donne un exemple d'application de ce modèle au pas de temps horaire avec  $\kappa = 10800$  et  $\chi = 0.3$ . Le schéma de discrétisation appliqué est détaillé par Cunge (1969). Nous constatons un comportement troublant au début de la simulation avec une baisse de débit en sortie de bief. Nous reviendrons sur ce point dans le paragraphe C.2.

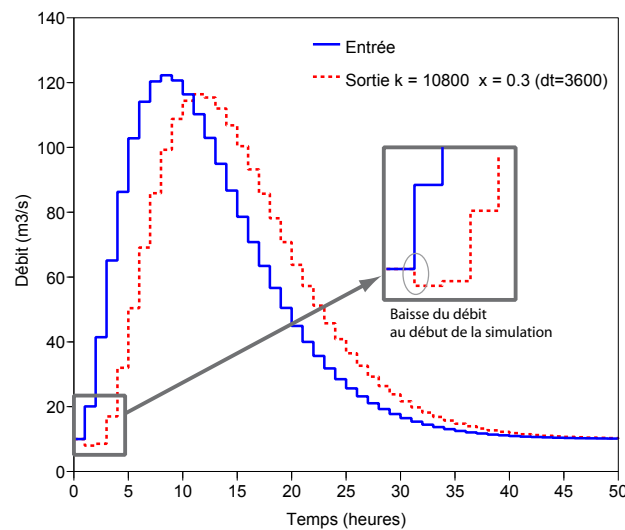


Fig. C.1 : Exemple d'un routage par le modèle de Muskingum

Dans ce modèle, l'équation C.1 est comparable à l'équation de continuité ?? du système Saint-Venant. La justification de l'équation C.2 est donnée par Chow (1959) : sous l'hypothèse de l'onde cinématique, l'équation 1.2 de la dynamique dans le système Saint Venant se réduit à l'égalité entre la pente de ligne d'énergie  $S_f$  et la pente du fond  $S_0$ . La loi de Manning-Strickler donne de plus :

$$S_f = \left( \frac{n Q}{A(x, y) R(x, y)^{2/3}} \right)^2 \quad (\text{C.3})$$

avec  $x$ , l'abscisse le long du bief,  $Q$  le débit,  $y$  la hauteur d'eau,  $n$  le coefficient de Manning,  $A$  la surface mouillée et  $R$  le périmètre mouillé. L'équation de la dynamique  $S_f = S_0$  couplée à

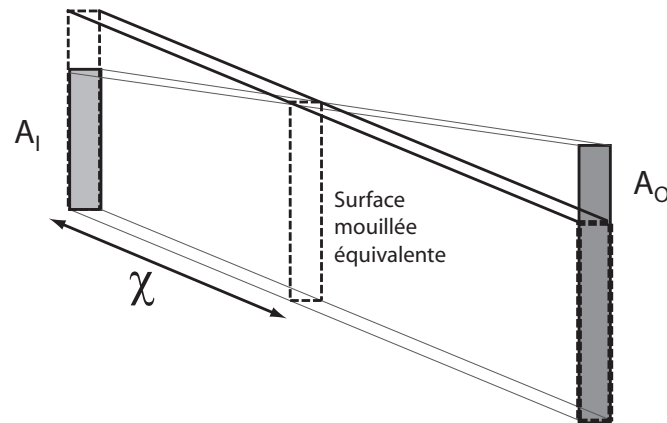


l'équation C.3 devient alors :

$$A(x, y) = \frac{n Q}{\sqrt{S_0} R(x, y)^{2/3}} \quad (\text{C.4})$$

Le volume  $V$  stocké dans le bief à un instant  $t$  peut alors être calculé en rajoutant trois hypothèses :

- les caractéristiques géométriques sont supposées constantes le long du bief avec  $n(x) = n$ ,  $S_0(x) = S_0$  et  $R(x, y) = R(y)$ ;
- le débit et la hauteur varient peu autour du régime permanent. L'équation C.1 donne en régime permanent  $0 = I_p - O_p$  avec  $I_p$  et  $O_p$  les débits amont et aval dans ce régime. Nous noterons dans la suite  $Q_p$  le débit en régime permanent constant sur le bief. D'après l'hypothèse précédente et l'équation C.4, la relation entre la surface mouillée et le débit est univoque i.e.  $A(x, y) = A(Q)$ . Dans l'hypothèse des faibles variations autour du régime permanent, on peut alors écrire  $A(Q) = A(Q_p + q) = A(Q_p) + q \frac{\partial A}{\partial Q} |_{Q_p}$  avec  $q$  la perturbation ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).
- la surface mouillée est supposée constante tout au long du bief et égal à une combinaison linéaire des surfaces mouillées aux deux extrémités :  $A = \chi A_I + (1 - \chi) A_O$  avec  $\chi$  le facteur de pondération. Nous trouvons donc la justification de  $\chi \in [0, 1]$ .



**Fig. C.2 :** Hypothèse sur la surface mouillée utilisée pour calculer le volume stocké dans le bief

On obtient alors :

$$\begin{aligned} V &= \int_0^L A(x, y) dx = \chi L A_I + (1 - \chi) L A_O \\ &= L \left[ \chi \left( A(Q_p) + i \frac{\partial A}{\partial Q} |_{Q_p} \right) + (1 - \chi) \left( A(Q_p) + o \frac{\partial A}{\partial Q} |_{Q_p} \right) \right] \end{aligned} \quad (\text{C.5})$$

avec  $L$  la longueur du bief,  $i$  et  $o$  les perturbations sur le débit amont et aval respectivement. En posant  $V = V_p + v$  avec  $V_p$  le volume en régime permanent et  $v$  la perturbation et en remarquant que  $V_p = L A(Q_p)$ , l'équation C.5 devient :

$$v = L \frac{\partial A}{\partial Q} |_{Q_p} [\chi i + (1 - \chi) o]$$

On aboutit alors à l'équation C.2 avec :

$$\kappa = L \frac{\partial A}{\partial Q} |_{Q_p}$$

Le modèle de Muskingum repose donc sur trois éléments fondamentaux :

- l'hypothèse de l'onde cinématique,
- l'introduction d'une surface mouillée constante égale à une combinaison linéaire des surfaces aux deux extrémités,
- la linéarisation autour du régime permanent.

## C.2 Analyse du modèle de Muskingum par une approche fréquentielle

Nous proposons dans ce paragraphe une analyse du modèle de Muskingum à l'aide de la transformée de Laplace qui permet de caractériser sa fonction de transfert dans le domaine fréquentiel. Cette approche est couramment utilisée pour étudier les systèmes linéaires en automatique (Flaus, 1994).

En rassemblant les équations C.1 et C.2 et en supposant que les paramètres  $\kappa$  et  $\chi$  ne varient pas dans le temps, on obtient l'équation différentielle suivante :

$$\kappa(1 - \chi) \frac{\partial O}{\partial t} + O = -\kappa\chi \frac{\partial I}{\partial t} + I$$

En transférant maintenant cette équation dans l'espace de Laplace comme on le fait classiquement pour résoudre l'équation de l'onde diffusante à coefficients constants (Moussa et Bocquillon, 1996), on obtient alors

$$(\kappa(1 - \chi)p + 1)\mathcal{L}(O) = (-\kappa\chi p + 1)\mathcal{L}(I)$$

avec  $p$  la variable de Laplace et  $\mathcal{L}(\cdot)$  l'opérateur de transformée de Laplace. Le modèle de Muskingum présente donc la fonction de transfert suivante :

$$F_{musk}(p) = \frac{1 - \kappa\chi p}{1 + \kappa(1 - \chi)p} \quad (\text{C.6})$$

Nous remarquons d'abord que cette fonction est stable tant que  $\frac{1}{\kappa(1-\chi)} \geq 0$  afin que le dénominateur présente une racine à partie réelle négative (Flaus, 1994). Si  $\chi \leq 1$  d'après la définition de ce paramètre dans l'équation C.2, il suffit d'imposer  $\kappa \geq 0$  pour obtenir la stabilité de  $F_{musk}$ . Nous ne retrouvons pas ici le domaine de définition de  $\chi$  indiqué par Brutsaert (2005) avec  $\chi < 1/2$  qui est souvent évoqué pour caractériser la stabilité du modèle. Ce point sera abordé dans le paragraphe suivant.

Ensuite,  $F_{musk}$  présente un zéro réel strictement positif ( $p = \frac{1}{\kappa\chi}$ ). Elle décrit donc un système à réponse inverse selon une terminologie proposée par Flaus (1994). Plus précisément, cette fonction est la somme de deux fonctions de transfert agissant en sens opposé :

$$F_{musk}(p) = F_1(p) + F_2(p) = \frac{1}{1 + \kappa(1 - \chi)p} - \frac{\kappa\chi p}{1 + \kappa(1 - \chi)p} \quad (\text{C.7})$$

Cette caractéristique est gênante car le système peut alors commencer par fournir une réponse opposée à l'entrée dans certains cas comme nous l'avons constaté sur la figure C.1. Par exemple, la

réponse à un échelon peut facilement être calculée dans l'espace de Laplace :

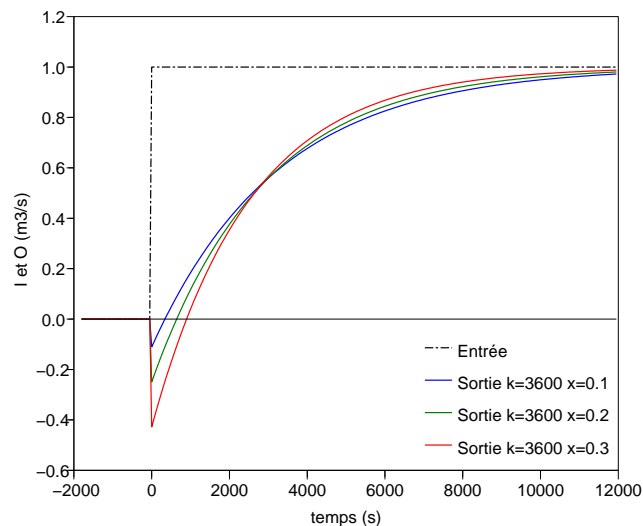
$$I(p) = \frac{1}{p} \quad (\text{entrée du système})$$

$$O(p) = I(p) \times F_{\text{muski}}(p) = \frac{1 - \kappa \chi p}{p(1 + \kappa(1 - \chi)p)} \quad (\text{sortie}) \quad (\text{C.8})$$

En passant l'équation C.8 le domaine temporel, on obtient la réponse suivante :

$$O(t) = 1 - \frac{1}{1 - \chi} \exp\left(-\frac{t}{\kappa(1 - \chi)}\right) \quad (\text{C.9})$$

On voit donc que pour  $t = 0$ ,  $O(0) = 1 - \frac{1}{1 - \chi} < 0$  pour  $\chi \in [0, 1[$ . Nous retrouvons via une analyse fréquentielle un résultat déjà mis en évidence par de nombreux auteurs (Whitehead, 1979; Bentura, 1995; Szilágyi, 1992; Szél, 2000) que nous illustrons sur la figure C.3.



**Fig. C.3** : Réponse du modèle de Muskingum à un échelon

Le modèle de Muskingum commence donc obligatoirement la simulation par une diminution du débit à l'aval du bief. Ce point représente une inconsistance du modèle qui ne traduit pas un comportement physique mais bien un problème de structure. En effet, une diminution du débit par rapport à la valeur initiale peut être envisageable en amont d'une injection latérale en raison de l'influence de la courbe de remous (Fan et Li, 2006). D'après Fan et Li (2006), ce phénomène est impossible en aval de l'injection.

Cette inconsistance nous conduit à rejeter l'utilisation du modèle de Muskingum pour préférer d'autres méthodes de routage simplifié telles que le modèle d'Hayami (1951). En effet, la diminution du débit au début de la simulation pourrait interagir avec la composante hydrologique dans notre modèle couplé et perturber l'identification des paramètres.

	Muskingum	POR
$M_0$	0	0
$M_1$	$\kappa$	$\tau + K$
$M_2$	$\kappa^2 (1 - 2\chi)$	$K^2$

Tab. C.1 : Moments de la fonction de transfert du modèle de Muskingum et d'un premier ordre avec retard

### C.3 Comparaison du modèle de Muskingum avec un modèle Lag and Route

Pour terminer cette analyse, nous comparons le modèle de Muskingum avec un modèle du premier ordre avec retard (POR) ou "Lag and Route" qui constitue une alternative fréquente pour assurer le routage dans les modèles hydrologiques (Bentura et Michel, 1997). Ce modèle est décrit par l'équation suivante dans l'espace de Laplace :

$$F_{POR}(p) = \frac{\exp(-\tau p)}{1 + K p} \quad (\text{C.10})$$

avec  $\tau \geq 0$  le retard en secondes et  $K \geq 0$  la constante d'atténuation du modèle (secondes) encore qualifiée de constante de temps ou capacité du réservoir linéaire. Le tableau C.1 présente le calcul des trois premiers moments des fonctions  $F_{POR}$  et  $F_{musk}$  calculés selon les formules suivantes :

$$\begin{aligned} M_0 &= \ln(F(p))|_{p=0} \\ M_1 &= -\frac{\partial \ln(F(p))}{\partial p}|_{p=0} \\ M_2 &= \frac{\partial^2 \ln(F(p))}{\partial p^2}|_{p=0} \end{aligned}$$

En égalisant les trois premiers moments des deux fonctions comme suggéré par Malaterre (1995), il devient possible d'interpréter complètement les paramètres du POR à l'aide de ceux du modèle de Muskingum.

$$\begin{aligned} \kappa &= \tau + K \\ \kappa^2 (1 - 2\chi) &= K^2 \end{aligned}$$

La combinaison de ces deux équations aboutit à la résolution suivante :

$$\begin{aligned} \tau &= \kappa \left(1 - \sqrt{1 - 2\chi}\right) \\ K &= \kappa \sqrt{1 - 2\chi} \text{ si } \chi \leq 1/2 \end{aligned} \quad (\text{C.11})$$

Ces équations offrent une interprétation du critère  $\chi \leq 1/2$  mentionné précédemment : il garantit l'existence d'une équivalence entre le modèle de Muskingum et un modèle POR. Pour illustrer ce point, la figure C.4 compare la réponse à un échelon obtenue avec le modèle de Muskingum et celle d'un POR équivalent dont les coefficients sont calculés avec les équations C.11 et C.11.

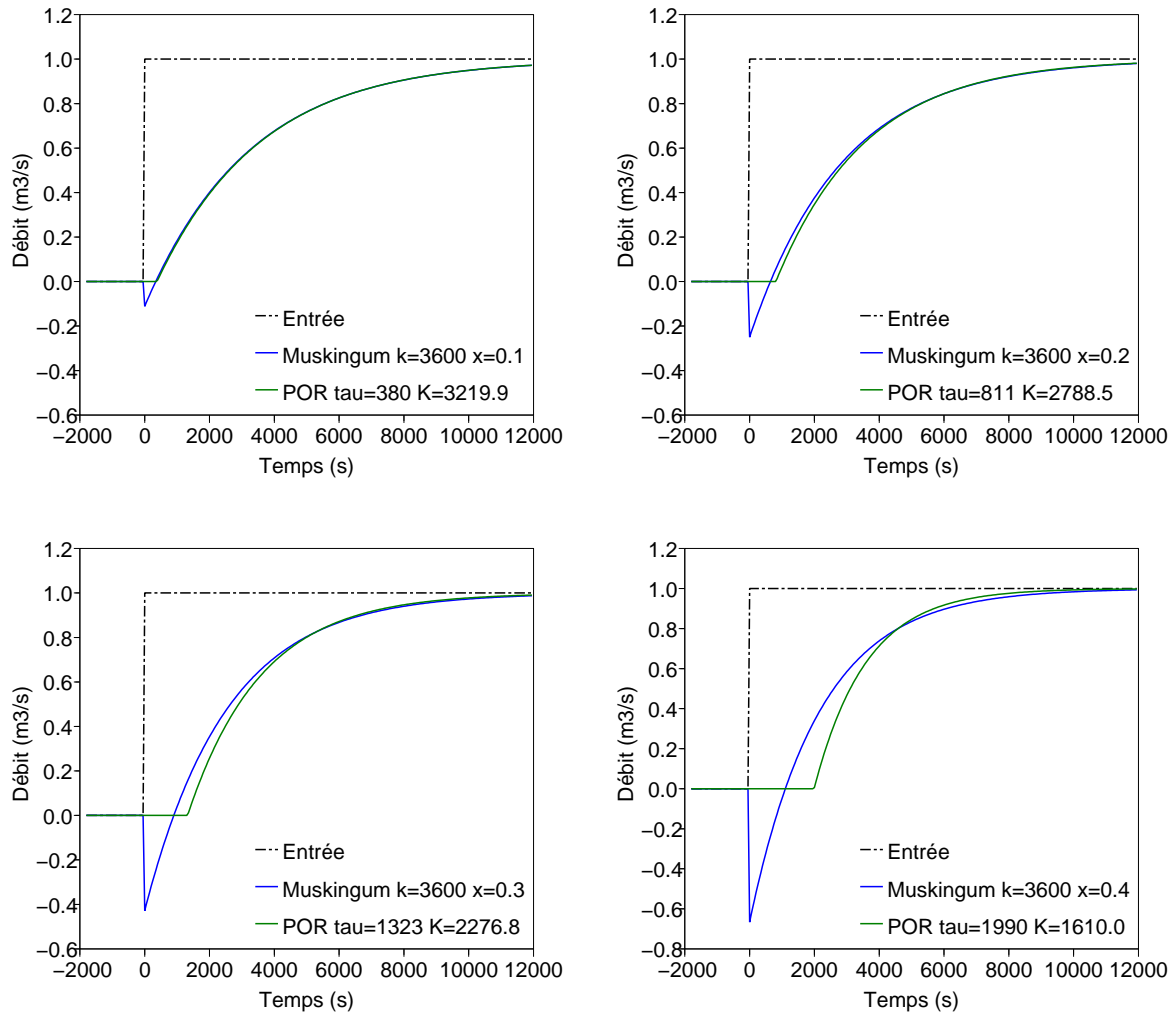


Fig. C.4 : Comparaison entre un modèle POR et Muskingum

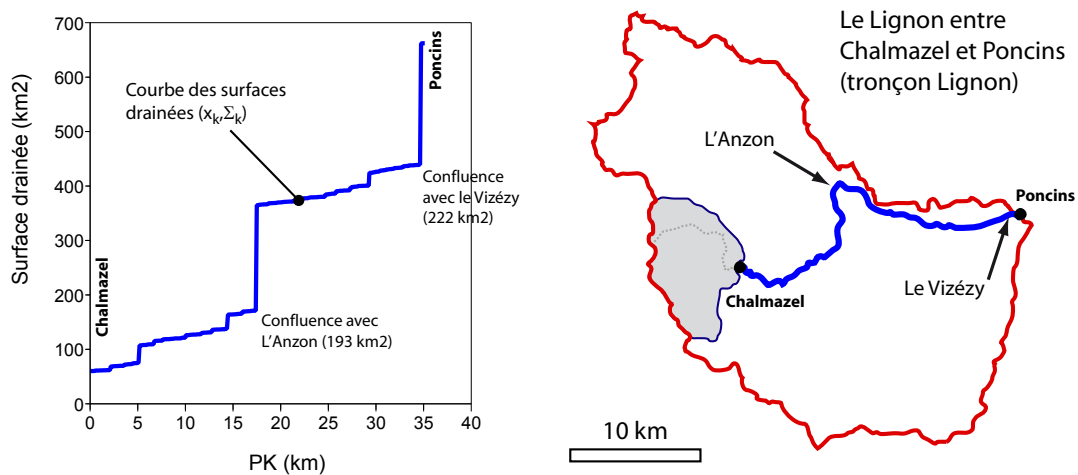
## **Annexe D**

# **Approximation de la courbe des surfaces drainées**



## D.1 Positionnement du problème

Soit  $(x_k, \Sigma_k)_{k=1..N}$  un ensemble de  $N$  points décrivant une courbe des surfaces drainées sur un tronçon de rivière de longueur  $L$  avec  $x_k$  (m) les abscisses et  $\Sigma_k$  (km<sup>2</sup>) la surface totale du bassin versant drainée en amont de cette abscisse. La figure D.1 montre l'exemple d'une telle courbe sur le tronçon du Lignon entre Chalmazel et Poncins (exemple déjà évoqué au paragraphe 5.1, page 117).



**Fig. D.1** : Exemple d'une courbe de surfaces drainées sur le Lignon entre Chalmazel et Poncins (tronçon Lignon)

On cherche à approcher la courbe  $(x_k, \Sigma_k)$  avec une fonction linéaire par morceaux correspondant à un ensemble d'injections latérales ponctuelles et uniformément réparties (cf. paragraphe 5.3, page 120).

On rappelle que dans cette approximation **la définition des injections uniformément réparties est totalement indépendante de celle des injections ponctuelles**. Ceci découle du principe de superposition linéaire exploité dans le modèle hydraulique simplifié décrit par l'équation 3.9 (cf. page 72).

## D.2 Méthode de résolution

La courbe des surfaces drainées approchée est contrôlée par les variables suivantes :

- $(SP_i)_{i=1..P}$  les surfaces des  $P$  apports ponctuels (km<sup>2</sup>) et  $(\lambda_i)_{i=1..P}$  les abscisses de leurs points d'injection comptées depuis l'amont. Par convention, ces abscisses sont classées par ordre croissant ;
- $(SU_j)_{j=1..U}$  les surfaces des  $U$  apports uniformément répartis (km<sup>2</sup>) et  $(\alpha_j)_{j=0..U}$  les abscisses délimitant l'étendue de ces injections sur les sous-tronçons  $[\alpha_{j-1}, \alpha_j]$  (cf. figure 3.5, page 72).

On prendra  $\alpha_0 = 0$  et  $\alpha_U = L$  avec  $L$  la longueur totale du tronçon. Par convention, ces abscisses sont classées par ordre croissant.



La méthode présentée dans cette annexe se propose d'identifier les  $(SP_i)_{i=1..P}$ ,  $(\lambda_i)_{i=1..P}$ ,  $(SU_j)_{j=1..U}$  et  $(\alpha_j)_{j=0..U}$ .

Pour simplifier, on peut affecter aux  $\lambda_i$  leur valeur réelle, i.e. les abscisses des confluences avec les  $P$  affluents principaux. Ces abscisses peuvent être obtenues en localisant les indices  $k$  pour lesquels la différence  $\Sigma_k - \Sigma_{k-1}$  est maximum (sauts sur la courbe des surfaces drainées comme sur la figure D.1).

Les autres variables sont identifiées en procédant par itération :

**Etape 1** : On affecte des valeurs arbitraires aux  $\alpha_j$  pour initier la procédure. Connaissant les  $\lambda_i$  et  $\alpha_j$ , on identifie ensuite directement les surfaces d'apport  $SP_i$  et  $SU_j$  par une méthode proche d'une régression linéaire. Cette méthode présentée dans les paragraphes D.3 et D.4 donne la meilleure approximation de la courbe  $(x_k, \Sigma_k)$  au sens des moindres carrés ;

**Etape 2** : Les valeurs des  $\alpha_j$  sont modifiées. Nous avons procédé en testant systématiquement toutes les valeurs possibles pour les  $\alpha_j$  avec un pas de recherche de  $L/30$ . Les valeurs retenues sont celles qui minimisent l'écart quadratique moyen entre la courbe des surfaces drainées approchée et réelle.

### D.3 Caclul des surfaces $SP_i$ et $SU_j$ avec au moins un apport uniformément réparti

Dans ce premier cas, on suppose que  $U \geq 1$ . Ceci traduit l'existence d'au moins un apport uniformément réparti. Il est alors possible de réduire le nombre d'inconnues. La variable  $SU_U$  est éliminée en posant l'équation suivante.

$$SU_U = \Sigma_N - \Sigma_1 - \sum_{i=1}^P SP_i - \sum_{j=1}^{U-1} SU_j \quad (D.1)$$

Cette relation garantit que la somme des surfaces d'apport est égale à la surface totale du bassin intermédiaire.

En supposant connus les  $(\lambda_i)_{i=1..P}$  et  $(\alpha_j)_{j=0..U}$ , on doit donc identifier les valeurs de  $P + U - 1$  inconnues.

A partir des abscisses  $\lambda_i$  et  $\alpha_j$ , on cherche pour chaque  $k = 1..N$  les indices  $I_k$  et  $J_k$  tels que :

$$I_k = \max \{ i / \lambda_i < x_k \}$$

$$J_k = \max \{ j / \alpha_j < x_k \}$$

Ces indices permettent de repérer la liste des apports latéraux injectés en amont de l'abscisse  $x_k$ . Par exemple, avec 5 apports ponctuels ( $P = 5$ ) et une courbe des surfaces drainées de 400 points, si  $I_{200} = 3$  cela signifie que seulement trois de ces 5 apports se trouvent en amont du 200<sup>ième</sup> point.  $I_{400}$  vaut forcément 5 puisque  $x_{400}$  marque la fin du tronçon, tous les apports sont donc injectés en amont de ce point.

On identifie également l'indice  $k^* = \max \{k/x_k < \alpha_{U-1}\}$ .  $k^*$  est l'indice du dernier point appartenant au tronçon délimité par  $[\alpha_{U-2}, \alpha_{U-1}]$ .

En utilisant les indices  $I_k$  et  $J_k$ , la courbe des surfaces drainées approchée  $\hat{\Sigma}_k$  au point d'abscisse  $x_k$  s'écrit :

$$\hat{\Sigma}_k = \Delta + \underbrace{\sum_{i=1}^{I_k} SP_i}_{\text{(App. Ponct.)}} + \underbrace{\sum_{j=1}^{J_k} SU_j}_{\text{(App. Unif.)}} + \underbrace{\frac{x_k - \alpha_{J_k}}{\alpha_{J_{k+1}} - \alpha_{J_k}} SU_{J_{k+1}}}_{\text{(Dernier App. Unif.)}} \quad (\text{D.2})$$

où  $\Delta$  est un terme correctif qui prend les valeurs suivantes.

$$\Delta = \begin{cases} \Sigma_1 & \text{si } k \leq k^*, \\ \Sigma_1 + \frac{x_k - \alpha_{U-1}}{\alpha_U - \alpha_{U-1}} SU_U & \text{sinon.} \end{cases}$$

L'équation D.1 permet de simplifier l'écriture de  $\Delta$  quand  $k > k^*$  :

$$\begin{aligned} \Delta &= \Sigma_1 + \frac{x_k - \alpha_{U-1}}{\alpha_U - \alpha_{U-1}} SU_U \\ &= \Sigma_1 + \frac{x_k - \alpha_{U-1}}{L - \alpha_{U-1}} \left( \Sigma_N - \Sigma_1 - \sum_{i=1}^P SP_i - \sum_{j=1}^{U-1} SU_j \right) \end{aligned}$$

En écrivant l'équation D.2 sous forme matricielle pour les  $N$  points  $(x_k, \Sigma_k)$ , on obtient :

$$\begin{bmatrix} \hat{\Sigma}_1 \\ \vdots \\ \hat{\Sigma}_N \end{bmatrix} = V + M \times \begin{bmatrix} SP_1 \\ \vdots \\ SP_P \\ SU_1 \\ \vdots \\ SU_{U-1} \end{bmatrix} \quad (\text{D.3})$$

Avec  $V$  le vecteur tel que :

$$V(k) = \begin{cases} \Sigma_1 & \text{si } k < k^* \\ \Sigma_1 + \frac{x_k - \alpha_{U-1}}{L - \alpha_{U-1}} (\Sigma_N - \Sigma_1) & \text{sinon} \end{cases}$$

$M$  est la matrice dans laquelle la  $k^{\text{ième}}$  ligne est donnée par les expressions suivantes :

- Si  $k \leq k^*$ ,

$$M(k, \dots) = \left[ \begin{array}{c|c} \overbrace{1 \dots 1}^{P \text{ termes}} & \overbrace{1 \dots 1 \frac{x_k - \alpha_{J_k}}{\alpha_{J_{k+1}} - \alpha_{J_k}} 0 \dots 0}^{U-1 \text{ termes}} \\ \underbrace{I_k \text{ termes}} & \underbrace{J_k \text{ termes}} \end{array} \right]$$

- Si  $k > k^*$ , on pose  $\rho_k = \frac{x_k - \alpha_{U-1}}{L - \alpha_{U-1}}$

$$M(k, \dots) = \left[ \begin{array}{c|c} \overbrace{1 - \rho_k \dots 1 - \rho_k}^{P \text{ termes}} & \overbrace{1 - \rho_k \dots 1 - \rho_k}^{U-1 \text{ termes}} \\ \underbrace{i_k \text{ termes}} & \end{array} \right]$$

L'équation D.3 peut être résolue comme une régression linéaire classique, ce qui permet d'obtenir les valeurs optimales  $(\hat{S}P_i)_{i=1..P}$  et  $(\hat{S}U_j)_{j=1..U}$  au sens des moindres carrés. Ces valeurs sont données par la formule suivante :

$$\begin{bmatrix} \hat{S}P_1 \\ \vdots \\ \hat{S}P_P \\ \hat{S}U_1 \\ \vdots \\ \hat{S}U_{U-1} \end{bmatrix} = (M^T M)^{-1} M^T \left( \begin{bmatrix} \Sigma_1 \\ \vdots \\ \Sigma_N \end{bmatrix} - V \right) \quad (\text{D.4})$$

#### D.4 Calcul des surfaces $SP_i$ sans apport uniformément réparti

Dans ce cas, on suppose que  $U = 0$ . De la même manière que précédemment, on peut éliminer  $S_P$  fixée à  $\Sigma_N - \Sigma_1 - \sum_{i=1}^{P-1} SP_i$ . Le nombre d'inconnue se réduit donc à  $P - 1$ .

On pose :

$$\begin{aligned} k^{**} &= \max \{k/x_k < \lambda_1\} \\ k^* &= \max \{k/x_k < \lambda_P\} \end{aligned}$$

En utilisant ces deux indices, la courbe des surfaces drainées approchée s'écrit :

$$\hat{\Sigma}_k = \begin{cases} \Sigma_1 & \text{si } k \leq k^{**} \\ \Sigma_1 + \sum_{i=1}^{I_k} SP_i & \text{si } k \in ]k^{**}, k^*] \\ \Sigma_N & \text{sinon} \end{cases}$$

On voit que seuls les points  $(x_k, \Sigma_k)_{k \in ]k^{**}, k^*]}$  sont conservés dans le système qui se réduit à :

$$\begin{bmatrix} \hat{\Sigma}_{k^{**}+1} \\ \vdots \\ \hat{\Sigma}_{k^*} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Sigma_1 \\ \vdots \\ \Sigma_1 \end{bmatrix} + M \times \begin{bmatrix} SP_1 \\ \vdots \\ SP_{P-1} \end{bmatrix} \quad (\text{D.5})$$

La matrice  $M$  possède alors  $k^* - k^{**}$  lignes. La  $l^{\text{ième}}$  ligne de cette matrice vaut :

$$M(l, \dots) = \begin{bmatrix} \overbrace{1 \dots 1}^{\text{P-1 termes}} \quad 0 \dots 0 \\ \underbrace{\hspace{10em}}_{I_{l+k^{**}} \text{ termes}} \end{bmatrix}$$

La résolution finale est analogue à l'équation D.4.

#### D.5 Le problème des surfaces d'apport négatives

Dans la résolution des équations D.3 et D.5, aucune condition n'a été imposée sur les  $(\hat{S}P_i)_{i=1..P}$  et  $(\hat{S}U_j)_{j=1..U}$ , il est donc possible d'obtenir des valeurs négatives. De telles valeurs ne sont pas acceptables, il faut donc les corriger.

La correction proposée se déroule en deux étapes :

1. les valeurs  $\hat{S}P_i$  et  $\hat{S}U_j$  sont d'abord minorées à 0 ;
2. elles sont ensuite multipliées par le facteur  $C$  suivant :

$$C = \frac{\Sigma_N - \Sigma_1}{\sum_{i=1}^P \hat{S}P_i + \sum_{j=1}^U \hat{S}U_j}$$

Cette multiplication permet de garantir que la somme des apports est bien égale à la surface totale du bassin intermédiaire ( $\Sigma_N - \Sigma_1$ ).

La correction modifie les surfaces d'apport qui ne constituent plus une solution optimale des équations D.3 et D.5 au sens des moindres carrés. Les tests menés sur les 50 tronçons de l'échantillon ont montré que cette correction avait peu d'influence sur le résultat final tant que la méthode de recherche des  $(\alpha_j)_{j=0..U}$  est suffisamment précise (cf. étape 2 dans le paragraphe D.2).

La méthode a été appliquée sur les 50 tronçons de l'échantillon avec et sans correction, en faisant varier le nombre d'apports ponctuels et répartis entre 0 et 6 soit 35 configurations possibles (le cas  $P = 0$  et  $U = 0$  est exclu). Pour chaque tronçon et chaque configuration, on évalue l'écart entre la courbe réelle  $(x_k, \Sigma_k)$  et la courbe approchée à l'aide de l'erreur relative moyenne  $\bar{e}_\Sigma$  donnée par l'équation suivante :

$$\bar{e}_\Sigma = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N \frac{|\hat{\Sigma}_k - \Sigma_k|}{\Sigma_k} \quad (D.6)$$

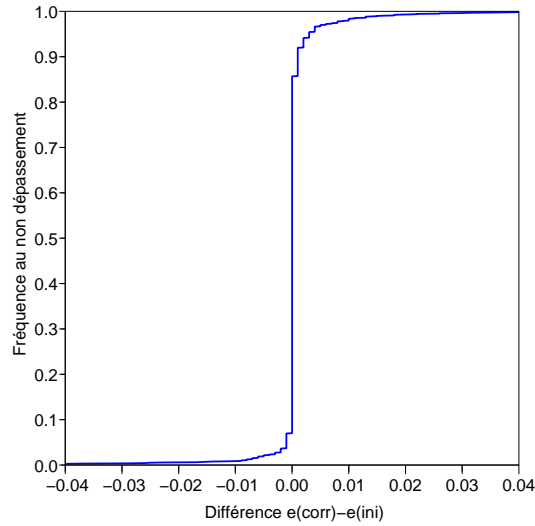
On peut ensuite comparer l'erreur obtenue lorsque l'on applique la méthode sans correction, notée  $\bar{e}_\Sigma(ini)$ , et celle obtenue avec correction, notée  $\bar{e}_\Sigma(corr)$ . La figure D.2 présente la distribution de la différence  $\bar{e}_\Sigma(corr) - \bar{e}_\Sigma(ini)$  sur les 50 tronçons et les 35 configurations soit 1750 valeurs au total. On constate que l'erreur  $\bar{e}_\Sigma(corr)$  est strictement égale à l'erreur initiale dans une large majorité de cas avec une distribution de  $\bar{e}_\Sigma(corr) - \bar{e}_\Sigma(ini)$  concentrée autour de 0. Dans tous les cas, cette différence reste inférieure à +0.04, la correction n'augmente donc pas l'erreur commise sur la courbe approchée de plus de 4% en moyenne.

Dans quelques rares cas, l'erreur après correction peut même s'avérer plus faible ( $\bar{e}_\Sigma(corr) - \bar{e}_\Sigma(ini) < 0$ ) ce qui est surprenant puisque la méthode sans correction est supposée donner la meilleure approximation de la courbe  $(x_k, \Sigma_k)$  au sens des moindres carrés. Dans la pratique, la matrice  $M^T M$  utilisée dans l'équation D.4 est parfois mal conditionnée et son inversion introduit des instabilités numériques. Dans ce cas, la correction permet de les atténuer.

Ainsi, la correction n'a qu'un faible impact sur l'erreur relative moyenne et donc sur l'aspect final de la courbe des surfaces drainées approchée.

## D.6 Exemple d'application sur le Lignon

Dans l'exemple du Lignon présenté sur la figure D.1, le tronçon mesure 35.1 km et la courbe des surfaces drainées extraite du MNT comporte 403 points. En retenant 2 apports ponctuels ( $P = 2$ )



**Fig. D.2 :** Distribution de l'écart entre l'erreur relative moyenne avec correction  $\bar{e}_{\Sigma}(corr)$  et l'erreur initiale  $\bar{e}_{\Sigma}(ini)$ . La distribution agrège les résultats sur les 50 tronçons et 35 configurations d'apport ( $P$  et  $U$  varient de 0 à 5) aboutissant à 1750 valeurs au total.

Apports ponctuels		
	$\lambda_i$ (km)	$SP_i$ (km <sup>2</sup> )
Apport #1	17.5	185
Apport #2	34.7	219

Apports répartis		
	$[\alpha_{j-1}, \alpha_j]$ (km)	$SU_j$ (km <sup>2</sup> )
Apport #1	[0,14.6]	93.5
Apport #2	[14.6,35.1]	104.5

**Tab. D.1 :** Valeurs des abscisses  $(\lambda_i)_{i=1..P}$  et  $(\alpha_j)_{j=1..U-1}$  délimitant les injections sur le Lignon entre Chalmazel et Poncins (tronçon Lignon) avec 2 apports ponctuels et 2 apports répartis.

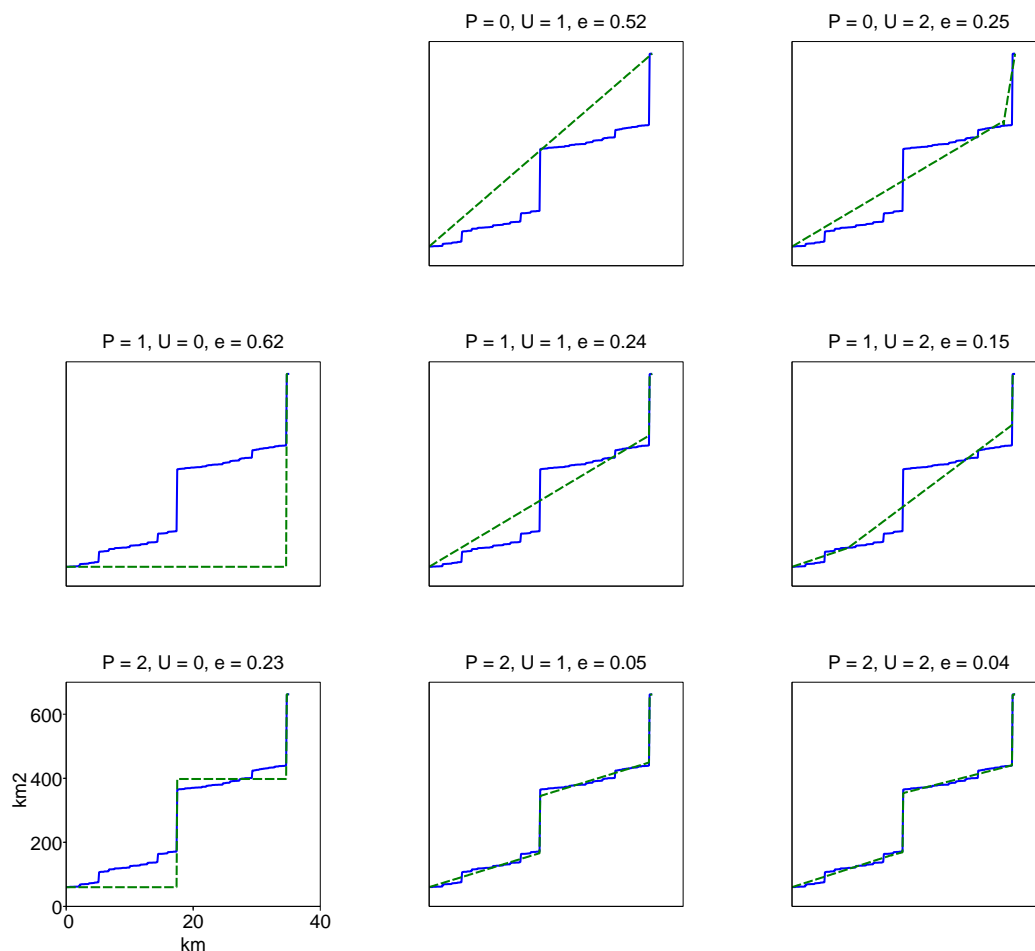
et 2 apports répartis ( $U = 2$ ), la méthode converge vers les abscisses indiquées dans le tableau D.1. La courbe approchée est présentée sur la figure D.3 (dernier cadran en bas à droite).

Les indices  $I_k$  et  $J_k$  prennent alors les valeurs suivantes :

$$I_k = \begin{cases} 0 & \text{si } k < 199 \\ 1 & \text{si } k \in [199, 398] \\ 2 & \text{si } k > 398 \end{cases}$$

$$J_k = \begin{cases} 0 & \text{si } k < 130 \\ 1 & \text{si } k \in [130, 264] \\ 2 & \text{si } k > 264 \end{cases}$$

La figure D.3 donne une idée de l'évolution de la courbe approchée lorsque  $P$  et  $U$  augmentent. On constate que rapidement, la courbe approchée paraît très similaire à la courbe  $(x_k, \Sigma_k)$ . Avec  $P = 2$  et  $U = 1$ , l'erreur relative  $e$  vaut 0.05.



**Fig. D.3 :** Approximation de la courbe des surfaces drainées sur le Lignon en faisant varier le nombre d'apports ponctuels  $P$  de 0 à 2 et le nombre d'apports répartis  $U$  de 0 à 2. Le titre de chaque graphique donne le nombre d'apports de chaque type et l'erreur relative moyenne calculée par l'équation D.6.

## D.7 Jusqu'où est-il nécessaire de raffiner la distribution des apports ?

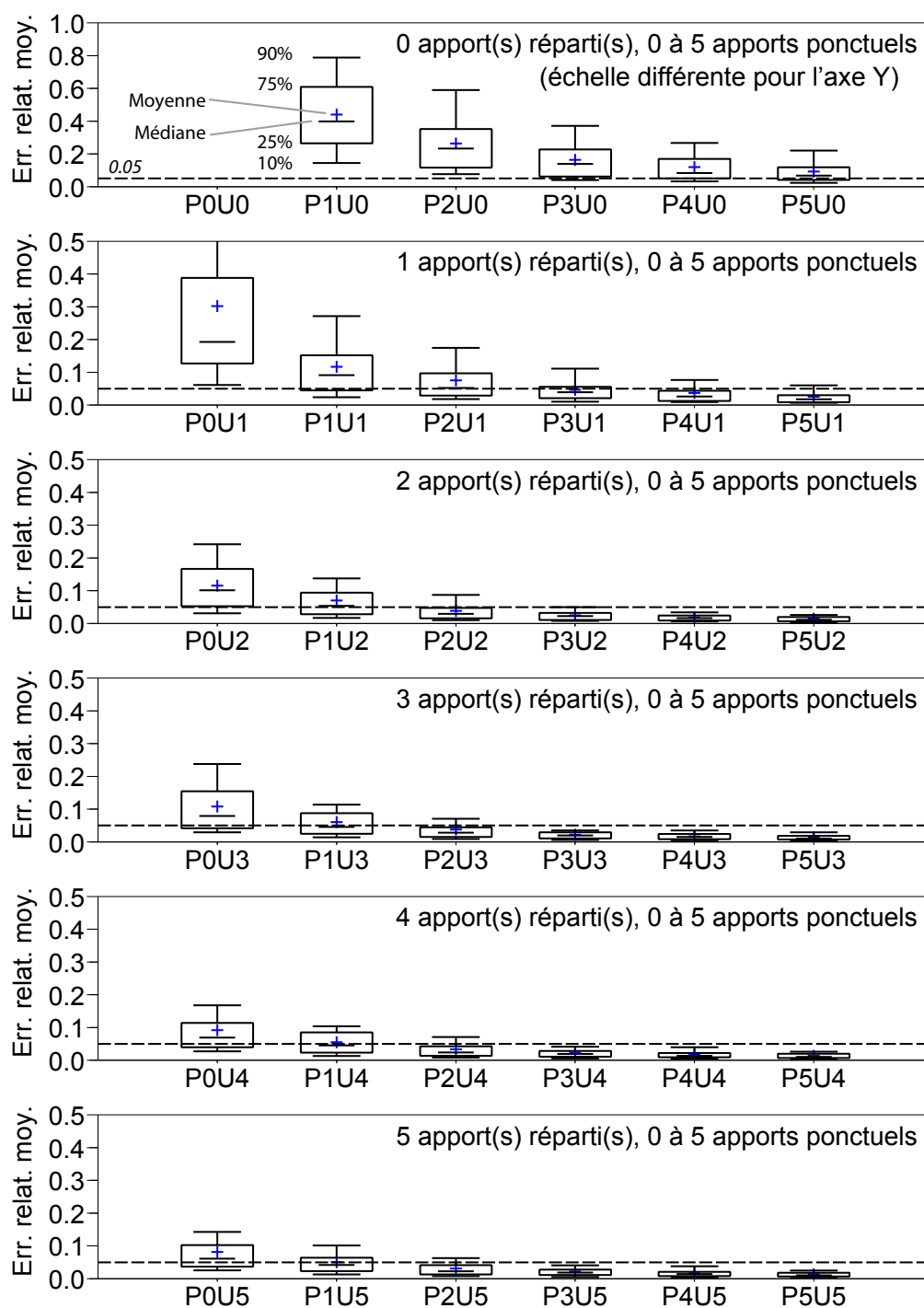
L'analyse des courbes sur le Lignon montre qu'un nombre réduit d'apports permet d'approcher la courbe des surfaces drainées de manière satisfaisante. Nous avons donc tenté de déterminer le nombre maximum d'apports de chaque type qu'il était nécessaire de retenir. Ce nombre a été utilisé pour dimensionner les tests présentés au chapitre 5.

Bien entendu, le nombre d'apports nécessaire varie d'un bassin à l'autre : dans le cas de la Meuse évoqué au paragraphe 5.1 (cf. figure 5.1, page 118), la forme allongée du bassin autorise une approximation avec un seul apport réparti. Le cas du Lignon demande un raffinement plus important comme indiqué dans le paragraphe précédent.

Pour généraliser ces analyses, la figure D.4 montre la distribution de l'erreur relative moyenne  $\bar{\epsilon}_\Sigma$  (cf. équation D.6) obtenue sur les 50 tronçons en faisant varier le nombre d'apports ponctuels ( $P$ ) et répartis ( $U$ ) entre 0 et 5. Cette erreur est obtenue après correction des surfaces d'apport comme indiqué au paragraphe D.5. Pour chacune des 35 configurations obtenues, la figure D.4 présente une boîte à moustaches donnant les quantiles 10, 25, 75, 90%, ainsi que la médiane et la moyenne de cette distribution.

Cette figure permet de tirer les conclusions suivantes.

- 2 apports ponctuels et 2 apports répartis ( $P2U2$ ) permettent d'approcher la courbe des surfaces drainées avec une erreur relative moyenne inférieure à 0.05 (5%) sur plus de 75% des bassins. En augmentant encore le nombre des apports, l'erreur diminue mais l'amélioration devient difficilement perceptible : dans l'exemple du Lignon, une erreur de 0.05 (cf. configuration avec  $P = 2$  et  $U = 1$  sur la figure D.3) traduisait déjà une très bonne concordance entre la courbe réelle et la courbe approchée.
- Les configurations sans apport réparti ( $U = 0$ ) montrent des erreurs sensiblement plus élevées. Ceci nous a obligés à élargir l'échelle des ordonnées sur le premier graphique de la figure D.4. Ce résultat révèle tout l'intérêt des apports répartis qui permettent d'approcher la courbe des surfaces drainées de manière plus efficace : l'erreur médiane passe de 0.40 à 0.19 entre les configurations  $P1U0$  et  $U1P0$ , la moyenne de 0.44 à 0.3. Si l'on devait retenir un seul apport, l'option répartie induit des erreurs pratiquement deux fois inférieures à l'option ponctuelle.



**Fig. D.4** : Distribution des erreurs relatives moyennes (cf. équation D.6) commises en approchant la courbe des surfaces drainées avec une fonction linéaire par morceaux sur les 50 tronçons de l'échantillon. 35 configurations ont été testées en faisant varier de 0 à 6 le nombre des apports ponctuels  $P$  et répartis  $U$  pour constituer la courbe approchée (la configuration  $[0,0]$  est éliminée).





## **Annexe E**

# **Algorithmique et codes C des modèles GR4H et Hayami**



## E.1 Modèle GR4H

### E.1.1 Algorithmique

La figure 3.2 présente la structure du modèle GR4H conçu pour calculer des débits à l'exutoire d'un bassin versant au pas de temps horaire à partir de chroniques continues de pluie et d'ETP moyennes sur le bassin. Ce modèle a été développé par Mathevet (2005) à partir des travaux de Michel (1983), Edijatno (1991), Nascimento (1995) et Perrin (2000).

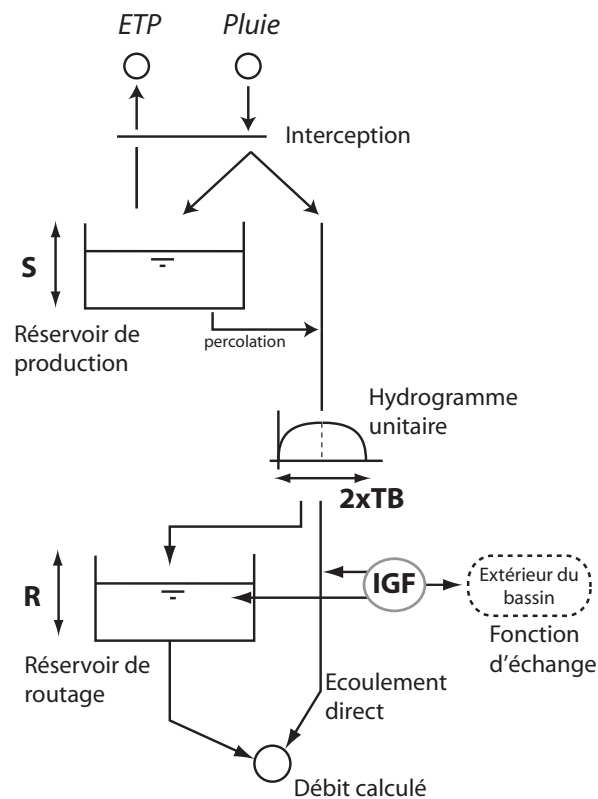


Fig. E.1 : Schéma de fonctionnement du modèle GR4H

Ce modèle dispose de 4 paramètres :

- $S$ , la capacité du réservoir de production (mm),
- $IGF$ , le paramètre contrôlant les échanges (mm),
- $R$ , la capacité du réservoir de routage (mm),
- $TB$ , le temps de base de l'hydrogramme unitaire (heures).

Toutes les grandeurs évoquées dans la suite de ce paragraphe sont exprimées en mm/h mis à part les variables relatives au niveau dans les réservoirs exprimées en mm.

Le calcul des débits se déroule selon les étapes suivantes.

1. Soient  $P$  et  $E$  les pluies et ETP horaires sur un pas de temps donné (mm/h). Les pluies et

ETP nettes, notées  $P_n$  et  $E_n$ , sont d'abord calculées par l'équation suivante :

$$P_n = \begin{cases} P - E & \text{si } P > E, \\ 0 & \text{sinon.} \end{cases}$$

$$E_n = \begin{cases} 0 & \text{si } P > E, \\ E - P & \text{sinon.} \end{cases}$$

2. Soit  $V_S$  (mm) le niveau de remplissage du réservoir de production au début du pas de temps. Une partie de la pluie  $P_n$ , notée  $P_S$ , alimente le réservoir de production selon l'équation suivante :

$$P_S = \begin{cases} S \frac{1 - (V_S/S)^2 \tanh(P_n/S)}{1 + V_S/S \tanh(P_n/S)} & \text{si } P > E, \\ 0 & \text{sinon.} \end{cases}$$

De la même manière, une ETP  $E_S$  est calculée de la manière suivante :

$$E_S = \begin{cases} 0 & \text{si } P > E, \\ S \frac{(2 - V_S/S) \tanh(E_n/S)}{1 + (1 - V_S/S) \tanh(E_n/S)} & \text{sinon.} \end{cases}$$

3. Le niveau du réservoir de production est ensuite mis à jour :

$$V_S^+ = V_S + P_S - E_S$$

4. L'étape suivante consiste à calculer une perte du réservoir de production par percolation.

$$Perc = V_S^+ \left( 1 - \left[ 1 + \left( \frac{4 V_S^+}{9 S} \right)^4 \right]^{-1/4} \right)$$

$$V_S^{++} = V_S^+ - Perc$$

Le niveau du réservoir de production est ensuite mis à jour pour le pas de temps suivant :

$$V_S = V_S^{++}$$

5. La pluie  $P_R$  qui contribue à l'écoulement est donnée par la relation suivante :

$$P_R = P_n - P_S + Perc$$

6. Cette pluie est répartie sur les  $n = 2 TB$  pas de temps suivants en utilisant une clef de répartition définie par la fonction  $SSH$  suivante.

$$SSH(i) = \begin{cases} \frac{1}{2} \left( \frac{i}{TB} \right)^{1.25} & \text{si } i < TB \\ 1 - \frac{1}{2} \left( 2 - \frac{i}{TB} \right)^{1.25} & \text{si } i \in [TB, 2TB] \\ 0 & \text{sinon} \end{cases}$$

où  $i$  est le numéro du pas de temps suivant le pas de temps présent.  $i$  varie entre 0 et  $n - 1$ . La clef de répartition est obtenue par l'équation suivante :

$$UH(i) = SSH(i + 1) - SSH(i)$$

La pluie répartie  $P_{UH}$  pour le pas de temps présent est obtenue à partir des pluies  $P_R$  des pas de temps précédents :

$$P_{UH} = \sum_{i=0}^{n-1} P_R(k - i) UH(i + 1)$$

avec  $k$  le numéro du pas de temps présent.

7. Soit  $V_R$  (mm) le niveau de remplissage du réservoir de routage au début du pas de temps. Le terme d'échange est alors calculé par l'équation suivante :

$$Ech = IGF \left( \frac{V_R}{R} \right)^{7/2}$$

8. Ce terme ainsi qu'une partie de la pluie répartie  $P_{UH}$  permettent de mettre à jour le contenu du réservoir de routage :

$$V_R^+ = V_R + Ech + 0.9P_{UH}$$

Si la quantité  $V_R^+$  est négative, on fixe  $V_R^+ = 0$ .

La contribution du réservoir de routage au débit final, notée  $Q_R$ , est calculée de la manière suivante :

$$Q_R = V_R^+ \left( 1 - \left[ 1 + \left( \frac{V_R^+}{R} \right)^4 \right]^{-1/4} \right)$$

Le niveau du réservoir de routage est ensuite mis à jour pour le pas de temps suivant :

$$V_R = V_R^+ - Q_R$$

9. Les 10% restants de la pluie répartie  $P_{UH}$  sont routés vers l'exutoire en prélevant directement le terme d'échange :

$$Q_D = 0.1P_{UH} + Ech$$

Si la quantité  $Q_D$  est négative, on fixe  $Q_D = 0$ .

10. Le débit final est obtenu en sommant les deux contributions  $Q_R$  et  $Q_D$  :

$$Q = Q_R + Q_D$$

### E.1.2 Code C

```

#include <math.h>

// Size of X and V vector (WARNING : max UH ordinates = (int)(XSIZE/3)-5 !!)
#define XSIZE 1000

// Number of tolerated missing input data
#define NLACMAX 5

// Number of parameters
#define npX 4

/*****
* GR4H model
*
*   GR4H Parameters :
*   X[0] = Soil reservoir capacity           (> 1mm)
*   X[1] = losses parameter                 (in [-50..50])
*   X[2] = Routing reservoir capacity       (> 1mm)
*   X[3] = Time constant                    (in [0..XSIZE/2-5])
*
* mPmE = Mean Rainfall and PE over the period
*
* Ref:
*   Perrin, C., Michel, C., Andre´assian, V.
*   Improvement of a parsimonious model for streamflow simulation
*   (2003) Journal of Hydrology, 279 (1-4), pp. 275-289.
*
*   Mathevet, T. (2005). Quels modèles pluie-débit globaux au
*   pas de temps horaire ? Developpements empiriques et comparaison
*   de modèles sur un large échantillon de bassins.
*   Thèse de doctorat, ENGREF.
*
*   Le Moine, N. (2008). Le bassin versant de surface vu
*   par le souterrain : une voie d'amélioration des performances
*   et du réalisme des modèles pluie-débit ?
*   Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie.
*
*****/

```

```

/* ***** UH subroutines *****
*      NPX = Nb of parameters
*      NH  = max length of the UH
*      C   = Time constant of UH
*/
double SSH(double I, double C, double Expos)
{
    if (I<0) {return 0;}
    if (I<=C) {return 0.5*pow(I/C, Expos);}
    if (I<2*C) {return 1-0.5*pow(2-I/C, Expos);}
    if (I>=2*C){return 1;}
    return 0;
}

void UHH (int NPX, int NH, double * X, double C, double Expos)
{
    int i;
    for(i=0;i<NH;i++){
        X[NPX+i]=SSH((double)(i+1),C, Expos)-SSH((double)(i),C, Expos);
    }
}

/** subroutines to find the initial state of the production store **
*      Pm = mean {rainfall-PE} when rainfall>PE
*      Em = mean {PE-rainfall} when PE>rainfall
*      XS = SMA store capacity (mm)
*      Sini = initial filling level of the SMA store
*/
double fINI(double Pm, double Em, double XS, double Sini){
    double f, ini;
    ini=Sini;
    if (ini>1){ini=1;}
    if(ini<0){ini=0;}

    // Equation provided by Le Moine (2008, page 212)
    // Caution !! the percolation factor of 2.25 valid for the daily
    // time step has been changed to 4
    f = (1-pow(ini,2))*Pm-ini*(2-ini)*Em
        -XS*ini*(1-pow(1+pow(ini/4,4), -0.25));
}

```



```

    return f;
}
double INISTATE(int nval, double *mPmE, double XS){
    int i;
    double start, end;

    // Iteration to find the solution of the equation provided
    // by Le Moine (2008)
    start=0; end=1; i=0;
    while(end-start > 1e-3 && i < 50){
        if (fINI(mPmE[0], mPmE[1], XS, start+(end-start)/2) > 0){
            start+=(end-start)/2;
        }
        else {end-=(end-start)/2;}

        i++;
    }
    return start;
}

/* ***** Core subroutine ***** */

void c_GR4H(int nval,
    double * Xinp,
    double * Pinp, double * Einp, double * mPmE,
    double * Qcalc,
    double * Scalc, double * Rcalc, double * ECHcalc, double * ERcalc)
{
    int i, l, nH, nHini, nLAC, problemUH;
    double P, E, Q, Sini, Rini;
    double V[XSIZE], X[XSIZE];
    double EN, ES, PS, PR, WS, S2, PERC, ECH, TP, R2, QR, QD, PERCFACOR, Suh;
    double ech1, ech2, Expos;

    /*----- Exponent of the UH -----*/
    Expos=1.25;

    /* --- Percolation factor for the hourly time-step --- */
    PERCFACOR=4;

```

```

/* --- Initialisations ----- */
nLAC=0; // Missing values
for (i=0;i<npX;i++){X[i]=Xinp[i];} // Parameter vector
if (X[0]<1){X[0]=1;}
if (X[1]<-100){X[1]=-100;} if (X[1]>100){X[1]=100;}
if (X[2]<1){X[2]=1;}
if (X[3]<0.5){X[3]=0.5;}
for (i=npX;i<XSIZE;i++){X[i]=0;}
Sini=INISTATE(nval,mPmE,X[0]); // initial values of state vector
Rini=0.4;
V[0]=Sini*X[0]; SiniRini[0]=Sini;
V[1]=Rini*X[2]; SiniRini[1]=Rini;
for (i=2;i<XSIZE;i++){V[i]=0;}

/*--- Unit Hydrograph----- */
nH=2*(int)ceil(X[3])+1;
if (nH>XSIZE-npX-1){nH=XSIZE-npX-1;}
problemUH=0;
if (SSH(nH,X[3],Expos)<1){problemUH=1;nH=1;}
UHH(npX,nH,X,X[3],Expos);

/* ----- Loop over the data ----- */
for (i=0;i<nval;i++){
    P=Pinp[i];E=Einp[i];Q=0;

    /*--- Missing data management -----*/
    if ((P<0)&(nLAC<=NLACMAX)){P=0;nLAC++;}
    if ((E<0)&(nLAC<=NLACMAX)){E=0;nLAC++;}
    if (nLAC>NLACMAX) {V[0]=Sini;V[1]=Rini;P=0;E=0;nLAC=0;}

    /*--- CORE MODEL CODE -----*/
    // ..... Production .....
    if (P>E){
        ES=0;
        WS=(P-E)/X[0];
        if (WS>=13){WS=13;}
        PS=X[0]*(1-pow(V[0]/X[0],2))
        *tanh(WS)/(1+V[0]/X[0]*tanh(WS));
        PR=P-E-PS;
    }
}

```

```

else{
WS=(E-P)/X[0];
    if (WS>=13){WS=13;}
    ES=V[0]*(2-V[0]/X[0])
    *tanh(WS)/(1+(1-V[0]/X[0])*tanh(WS));
    PS=0;
    PR=0;
    EN=E-P;
}
V[0]+=PS-ES;

// ..... Percolation .....
S2=V[0]/pow(1+pow(V[0]/PERCFACOR/X[0],4),0.25);
PERC=V[0]-S2;
V[0]=S2;
PR+=PERC;

// ..... UHH .....
for (l=0;l<nH-1;l++){
    V[2+l]=V[3+l]+X[npX+l]*PR;
}
V[2+nH-1]=X[npX+nH-1]*PR;

// ..... Potential Water exchange .....
ECH=X[1]*pow(V[1]/X[2],3.5);

// ..... Routing store calculation .....
TP=V[1]+V[2]*0.9+ECH;
ech1=-V[1]-V[2]*0.9;V[1]=0; //content is not sufficient
if (TP>=0){V[1]=TP;ech1=ECH;}

R2=V[1]/pow(1+pow(V[1]/X[2],4),0.25);
QR=V[1]-R2;
V[1]=R2;

// ..... Direct runoff calculation .....
QD=0;
TP=V[2+nH]*0.1+ECH; //UH cannot provide enough water
ech2 = -V[2+nH]*0.1;QD=0;
if (TP>0){QD=TP;ech2=ECH;}

```

```
/*--- RESULTS ----- */

Q=QR+QD; if (problemUH==1){Q=-999;}
Qcalc[i]=Q; // output

Scalc[i]=V[0]; // internal state
Rcalc[i]=V[1];
    ECHcalc[i]=ech1+ech2;
    ERcalc[i]=ES+EN;

/*-- Missing data management (initial value of S and R)--*/
if (nLAC<=NLACMAX){ Sini=V[0]; Rini=V[1];}
}
}
```

## E.2 Modèle Hayami

### E.2.1 Algorithmique

Soient  $(I_i)_{k=1..n}$  une série de débits à pas de temps fixe  $\Delta t$  injectés l'amont d'un bief de longueur  $L$ . En considérant que ces débits varient peu pendant le pas de temps, le modèle d'Hayami permet de calculer les débits à l'aval de ce bief par l'équation suivante :

$$O_i = \sum_{k=0}^{i-1} I_{i-k} \int_k^{(k+1)\Delta t} K_{hay}(L, t, C, D) dt$$

$$K_{hay}(L, t, C, D) = \frac{L}{2 t^{3/2} \sqrt{\pi D}} e^{-\frac{(L-Ct)^2}{4Dt}}$$

avec  $C$  le coefficient de célérité (m/s) et  $D$  le coefficient de diffusion ( $m^2/s$ ).

## E.2.2 Code C

```
#include <math.h>
#include <stdio.h>

// Pi
#define PI 3.1415927

// Taille de l'UH
#define SIZEUH 2020

// Nombre maximum d'abscisses de l'UH
#define MAXORDUH 1999

// Valeur minimum de l'intégrale pour valider la convolution
#define MININTEG 0.5

// Valeur minimum de l'intégrale pour arrêter le calcul
#define MININTCALC 0.9995

// Valeur minimum de Z
#define MINZ 1e-3

// Valeur maximum de Z
#define MAXZ 1e5

// Valeur minimum de TH
#define MINTH 0.01

// Valeur maximum de TH (doit être inférieur à MAXORDUH*3600 !!)
#define MAXTH 7e6

/*****
* Kernel from HAYAMI model
*   PAS = Time step (hours)
*
*   Parameters :
*   X[0] = C > 0.01 (m/s)
*   X[1] = D >= 0 (m2/s)
*
*****/
```

```

*      LTRO[0] = L (m)  Longueur du tronçon
*
*  Moussa, R. (1996). "Analytical Hayami solution for the
*  diffusive wave flood routing problem with lateral inflow."
*  Hydrological Processes 10(9): 1209–1227.
*
*  Inspired from FORTRAN code written by Claude Michel
*
*****/

/* ***** Hayami kernel subroutines *****
Integration of hayami kernel :
    1. Each time step is divided in TSdiv
    2. Within each subdivision , Function is evaluated at 5 points
    3. Intergral is calculated by averaging these 5 evaluations

    TH, Z  = Hayami model parameters
    j      = time step
*/

double KERHAY_INTEG_UH(double *PAS, int TSdiv, double TH, double Z, int j)
{
int l,p;
double u[5],v[5],x,xl,CONVOL,SCONVOL,t,ordUH,absUH;

// Definition of integration constants u->abscissae v->weight
u[0]=-0.90618;u[1]=-0.53847;u[2]=0;u[3]=0.53847;u[4]=0.90618;
v[0]=0.23693;v[1]=0.47863;v[2]=0.56888;v[3]=0.47863;v[4]=0.23693;

// Verification
if (TH>MAXTH){TH=MAXTH;}
if (j<0){j=0;}

// initialisation
xl=0;SCONVOL=0;

// Loop within a time steps (j) on internal divisions
// if TH and Z>0
if (Z<MAXZ && Z>MINZ){
    if (TH>0){

```

```

        for(l=0;l<TSdiv;l++){
            // Loop within a division to use the
            // trapezoidal integration formula
            for(p=0;p<4;p++){
                // Abscissae for the integration
                x=xl+0.5*(1+u[p])/((double)(TSdiv));

                // Hayami kernel evaluation and convolution
                t=((double)(j)+x)*PAS[0]*3600;
                CONVOL=pow(TH*Z/PI,0.5);
                CONVOL=CONVOL*exp(Z*(2-t/TH-TH/t))/pow(t,1.5);
                CONVOL=CONVOL*1/((double)(TSdiv)*PAS[0]*3600;

                // Summation over the time step
                SCONVOL+=CONVOL*v[p];
            }
            xl=xl+1/((double)(TSdiv));
        }
        SCONVOL*=1/1.76307;
    }

    if (TH==0){
        // Dirac sur la première abscisse
        if (j==0){SCONVOL=1;}
    }
}

// Attention le cas Z<=MINZ est traité pour Z=0
// En théorie, Z=0 >> diffusion infinie
if (Z>=MAXZ || Z<=MINZ){
    // Dirac centré sur x=TH qq soit TH
    if (TH/PAS[0]/3600 <=0.5){
        if (j==0){SCONVOL=1;}
    }
    else {
        absUH=TH/PAS[0]/3600+0.5;
        ordUH=absUH-floor(absUH);

        if (j==(int)(floor(absUH))){SCONVOL=ordUH;}
        if (j==(int)(floor(absUH))-1){SCONVOL=1-ordUH;}
    }
}

```



```

    }
}

// Final value
return SCONVOL;
}

void REMPLI.KERHAY(double *PAS, double TH, double Z,
    double * UHVAR, double * UH,
    double * SOMCONV_et_IKERMAX)
{
int i, ikermax, TSdiv;
double SOMCONV;
SOMCONV=0; ikermax=0;

// Division du pas de temps
TSdiv=(int)Z; // Permet d'optimiser le calcul
if(TSdiv<20){TSdiv=20;}
if(TSdiv>200){TSdiv=200;}

// Calcul
for (i=0; i<SIZEUH; i++){
    UHVAR[i]=0; // Initialisation de l'hydrogramme unitaire
    UH[i]=KERHAY_INTEG_UH(PAS, TSdiv, TH, Z, i); // Calcul de l'ordonnée
    SOMCONV+=UH[i]; // Incrément de la somme convoluée

    ikermax++;

    // Fin de la boucle si la convolution dépasse
    // MININTCALC ou si i est trop grand
    if(SOMCONV>MININTCALC || (i>MAXORDUH)){break;}
}
ikermax--;

// Correction de l'UH pour tenir compte de la troncature
for (i=0; i<=ikermax; i++){UH[i]/=SOMCONV;}

// Stockage des variables associées à la convolution
SOMCONV_et_IKERMAX[0]=SOMCONV;
SOMCONV_et_IKERMAX[1]=(double) ikermax;

```

```

}

/* ***** Core subroutine ***** */

void c_HAYAMI(long int nval, double * PAS, double * Xinp, double * LTRO,
  double * Qam, double * Qav)
{
  int i, j, ikermax;
  double TH, Z, SOMCONV, Qam_i, SOMCONV_et_IKERMAX[2], longTron;
  double UH[SIZEUH], UHVAR[SIZEUH];

  /* --- Parameters validation et transformation --- */
  if (LTRO[0] < 1000) {LTRO[0] = 1000;}
  if (PAS[0] <= 1/60) {PAS[0] = 1/60;} // Pas de simulation inférieures à la minute
  if (Xinp[0] < 0) {Xinp[0] = 0;}
  if (Xinp[1] < 0.1) {Xinp[1] = 0;} // Diffusion nulle en dessous de 0.1 m2/s

  longTron = LTRO[0];
  TH=MAXTH; if (Xinp[0] > longTron/MAXTH) {TH=longTron/Xinp[0];}
  Z=MAXZ;
  if (Xinp[1] > longTron*Xinp[0]/4/MAXZ && Xinp[0] > 0 ) {
    Z=longTron*Xinp[0]/Xinp[1]/4;
  }

  /* --- Calcul de l'hydrogramme unitaire d'Hayami --- */
  REMPLI_KERHAY(PAS, TH, Z, UHVAR, UH, SOMCONV_et_IKERMAX);
  SOMCONV=SOMCONV_et_IKERMAX[0];
  ikermax=(int)(SOMCONV_et_IKERMAX[1]);

  /* --- loop over data --- */
  Qam_i=0;
  for (i=0; i<nval; i++){
    // Verification du debit amont, si Q<0.. garde le dernier debit >0
    if (Qam[i] >= 0 && i > 0) {Qam_i=Qam[i];}

    for (j=0; j<ikermax; j++){
      UHVAR[j]=UHVAR[1+j]+UH[j]*Qam_i;
    }
    UHVAR[ikermax]=UH[ikermax]*Qam_i;
  }

```

```
// Hayami kernel correction
if (SOMCONV > MININTEG) { Qav[i] = UHVAR[0]; }
else { Qav[i] = -999; }
// Evite les pertes dues à une troncature abusive de l'UH
}

}
```

## **Annexe F**

**Paramètres et critères de Nash-Sutcliffe  
obtenus en calant le modèle  
hydraulique simplifié sur les  
hydrogrammes calculés par SIC**



Tronçon	Simul. retenue	Paramètres du modèle simplifié		Paramètres du modèle simplifié	
		Calage sur les 2 plus fortes crues		Calage sur les 2 plus faibles crues	
		C (m/s)	D (m <sup>2</sup> /s)	C (m/s)	D (m <sup>2</sup> /s)
Adour	*	0.20	100	0.12	55
Alagnon	*	1.53	124	1.42	0
Armançon1		0.18	1462	0.18	1198
Armançon2	*	0.24	475	0.24	422
Aveyron1	*	1.06	31993	1.04	21815
Aveyron2	*	1.36	1778	1.39	1618
Aveyron3	*	0.83	25225	0.82	16323
Chiers	*	0.26	221	0.26	378
Dore	*	0.47	4139	0.52	4665
Doubs1	*	0.75	647	1.00	1667
Doubs2	*	1.60	79268	1.65	100293
Dronne	*	0.16	197	0.16	206
Essonne		0.09	502	0.08	1421
Eure	*	0.11	101	0.12	130
Falleron		0.06	36	0.05	48
GdeCreuse	*	1.27	13229	1.21	8853
HelpeMi		0.05	30	0.01	1172
Isle1		0.19	720	0.20	586
Isle2	*	0.33	613	0.32	765
Isle3	*	0.59	869	0.61	129
Isle4	*	0.35	249	0.36	219
Lignon	*	0.28	306	0.36	531
Loing	*	0.17	1988	0.19	1770
Loue1	*	0.42	555	0.43	525
Loue2	*	0.76	18	0.76	12
Madon		0.25	537	0.24	513
Mayenne1	*	0.80	18892	0.95	19175
Mayenne2	*	1.03	3938	1.03	4069
Meurthe	*	0.42	1705	0.43	1742
Meuse1	*	0.52	105381	0.45	73776
Meuse2		0.07	84	0.03	2947
Meuse3		0.08	71	0.09	105
Meuse4		0.21	1267	0.21	1280
Moselle	*	0.51	861	0.54	1648
Ognon1		0.16	1036	0.17	1170
Ognon3	*	0.17	1294	0.19	1438

Tronçon	Simul. retenue	Paramètres du modèle simplifié Calage sur les 2 plus fortes crues		Paramètres du modèle simplifié Calage sur les 2 plus faibles crues	
		C (m/s)	D (m <sup>2</sup> /s)	C (m/s)	D (m <sup>2</sup> /s)
Ouanne		0.01	1382	0.07	30
Oust1	*	0.31	320	0.35	627
Oust2	*	0.29	337	0.33	426
Sarre		0.09	215	0.10	294
Sarthe	*	0.36	34584	0.60	72952
Savoireuse	*	0.14	17	0.15	15
Seille		0.10	577	0.09	2423
Seine1		0.40	269	0.36	44
Serein1	*	0.30	70	0.30	118
Serein2	*	0.27	92	0.27	81
Serein3	*	0.24	95	0.23	85
Sèvre	*	0.24	17009	0.34	31416
Tarn	*	1.73	2237	1.84	2913

**Tab. F.1** : Paramètres du modèle hydraulique simplifié obtenus après calage sur les débits calculés par SIC. La deuxième colonne du tableau indique par une astérisque les tronçons sur lesquels le débit de pointe calculé par SIC à la station aval s'écarte de moins de 50% du débit observé.

Tronçon	Simul. retenue	Crit. de Nash-Sutcliffe en calage					Crit. de Nash-Sutcliffe en contrôle				
		Aval	Int.1	Int.2	Int.3	Int.4	Aval	Int.1	Int.2	Int.3	Int.4
Adour	*	0.89	0.79	-	-	-	0.86	0.81	-	-	-
Alagnon	*	1.00	0.97	-	-	-	0.99	0.97	-	-	-
Armançon1		0.95	0.86	0.66	-	-	0.95	0.86	0.66	-	-
Armançon2	*	0.96	1.00	-	-	-	0.96	1.00	-	-	-
Aveyron1	*	0.99	0.96	0.57	-	-	0.99	0.96	0.56	-	-
Aveyron2	*	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-
Aveyron3	*	0.96	0.50	-	-	-	0.96	0.50	-	-	-
Chiers	*	0.98	0.97	-	-	-	0.98	0.97	-	-	-
Dore	*	0.99	0.72	-	-	-	0.98	0.71	-	-	-
Doubs1	*	0.89	0.87	0.84	0.84	0.90	0.81	0.86	0.86	0.86	0.90
Doubs2	*	1.00	0.99	0.98	0.94	0.94	1.00	0.99	0.98	0.94	0.94
Dronne	*	0.98	0.90	-	-	-	0.98	0.90	-	-	-
Essonne		0.90	0.92	-	-	-	0.87	0.88	-	-	-
Eure	*	0.80	0.79	-	-	-	0.79	0.76	-	-	-
Falleron		0.91	0.92	-	-	-	0.89	0.92	-	-	-
GdeCreuse	*	1.00	0.98	-	-	-	1.00	0.98	-	-	-
HelpeMi		0.70	0.72	-	-	-	0.50	0.70	-	-	-
Isle1		0.90	0.87	0.68	0.82	-	0.90	0.88	0.68	0.82	-
Isle2	*	0.92	1.00	-	-	-	0.91	1.00	-	-	-
Isle3	*	0.92	0.81	0.95	-	-	0.92	0.81	0.95	-	-
Isle4	*	0.99	1.00	-	-	-	0.99	1.00	-	-	-
Lignon	*	0.97	0.94	-	-	-	0.96	0.94	-	-	-
Loing	*	0.93	0.48	0.88	-	-	0.92	0.45	0.88	-	-
Loue1	*	1.00	0.95	-	-	-	1.00	0.95	-	-	-
Loue2	*	0.99	0.96	-	-	-	0.99	0.96	-	-	-
Madon		0.95	0.92	-	-	-	0.95	0.92	-	-	-
Mayenne1	*	0.99	0.62	-	-	-	0.98	0.62	-	-	-
Mayenne2	*	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-
Meurthe	*	0.99	0.97	0.94	-	-	0.99	0.97	0.94	-	-
Meuse1	*	0.86	0.39	-0.31	-0.49	-0.50	0.86	0.38	-0.32	-0.50	-0.49
Meuse2		0.45	0.72	0.58	-	-	0.56	0.70	0.46	-	-
Meuse3		0.90	0.79	-	-	-	0.84	0.80	-	-	-
Meuse4		0.47	0.82	-	-	-	0.47	0.82	-	-	-
Moselle	*	0.92	0.98	0.96	0.95	0.99	0.91	0.98	0.96	0.94	0.99
Ognon1		0.98	0.98	0.89	-	-	0.98	0.98	0.89	-	-
Ognon3	*	0.99	0.94	-	-	-	0.98	0.93	-	-	-
Ouanne		0.40	0.66	-	-	-	0.45	0.73	-	-	-
Oust1	*	0.98	0.97	-	-	-	0.98	0.96	-	-	-



Tronçon	Simul. retenue	Crit. de Nash-Sutcliffe en calage					Crit. de Nash-Sutcliffe en contrôle				
		Aval	Int.1	Int.2	Int.3	Int.4	Aval	Int.1	Int.2	Int.3	Int.4
Oust2	*	0.98	0.97	-	-	-	0.97	0.96	-	-	-
Sarre		0.98	0.93	-	-	-	0.97	0.92	-	-	-
Sarthe	*	0.96	0.29	-	-	-	0.92	0.15	-	-	-
Savoireuse	*	0.97	0.88	-	-	-	0.97	0.88	-	-	-
Seille		0.35	0.63	-	-	-	0.26	0.57	-	-	-
Seine1		0.99	0.91	-	-	-	0.99	0.90	-	-	-
Serein1	*	0.97	0.96	-	-	-	0.97	0.96	-	-	-
Serein2	*	0.94	0.97	0.93	-	-	0.94	0.97	0.93	-	-
Serein3	*	0.93	0.83	-	-	-	0.93	0.83	-	-	-
Sèvre	*	0.91	0.02	-	-	-	0.89	0.01	-	-	-
Tarn	*	1.00	0.99	-	-	-	0.99	0.99	-	-	-

**Tab. F.2** : Critères de Nash-Sutcliffe obtenus après calage du modèle hydraulique simplifié sur les débits calculés par SIC. La deuxième colonne du tableau indique par une astérisque les tronçons sur lesquels le débit de pointe calculé par SIC à la station aval s'écarte de moins de 50% du débit observé.

## **Annexe G**

**Paramètres et critères de Nash-Sutcliffe  
obtenus avec un modèle couplé selon  
une configuration P2U2**



Tronçon	Paramètres du modèle couplé Calage sur la période 1995–2000					Paramètres du modèle couplé Calage sur la période 2000–2005				
	S	IGF	R	TB	C	S	IGF	R	TB	C
	(mm)	(mm)	(mm)	(h)	(m/s)	(mm)	(mm)	(mm)	(h)	(m/s)
Adour	0.88	0.87	-	-	-	0.86	0.85	-	-	-
Alagnon	0.82	0.63	-	-	-	0.81	0.63	-	-	-
Armançon1	0.90	0.85	0.84	-	-	0.89	0.84	0.83	-	-
Armançon2	0.95	0.94	-	-	-	0.95	0.94	-	-	-
Aveyron1	0.90	0.84	0.87	-	-	0.89	0.85	0.87	-	-
Aveyron2	0.93	0.92	-	-	-	0.92	0.92	-	-	-
Aveyron3	0.90	0.86	-	-	-	0.87	0.84	-	-	-
Chiers	0.90	0.78	-	-	-	0.90	0.77	-	-	-
Dore	0.80	0.67	-	-	-	0.78	0.65	-	-	-
Doubs1	0.90	0.77	0.81	0.84	0.83	0.89	0.76	0.79	0.83	0.81
Doubs2	0.87	0.72	0.74	0.77	0.83	0.85	0.70	0.73	0.76	0.81
Dronne	0.93	0.64	-	-	-	0.93	0.72	-	-	-
Essonne	0.48	0.42	-	-	-	0.44	0.41	-	-	-
Eure	0.70	0.80	-	-	-	0.63	0.80	-	-	-
Falleron	0.88	0.85	-	-	-	0.88	0.85	-	-	-
GdeCreuse	0.86	0.87	-	-	-	0.86	0.86	-	-	-
HelpeMi	0.83	0.62	-	-	-	0.81	0.59	-	-	-
Illinois	0.90	0.89	-	-	-	0.88	0.88	-	-	-
Isle1	0.89	0.78	0.75	0.78	-	0.83	0.76	0.72	0.75	-
Isle2	0.92	0.96	-	-	-	0.89	0.96	-	-	-
Isle3	0.91	0.87	0.88	-	-	0.87	0.84	0.86	-	-
Isle4	0.89	0.91	-	-	-	0.86	0.89	-	-	-
Lignon	0.83	0.80	-	-	-	0.82	0.80	-	-	-
Loing	0.90	0.73	0.86	-	-	0.88	0.73	0.85	-	-
Loue1	0.92	0.90	-	-	-	0.92	0.90	-	-	-
Loue2	0.94	0.92	-	-	-	0.93	0.92	-	-	-
Madon	0.87	0.70	-	-	-	0.83	0.63	-	-	-
Mayenne1	0.94	0.87	-	-	-	0.93	0.89	-	-	-
Mayenne2	0.95	0.95	-	-	-	0.95	0.95	-	-	-
Meurthe	0.88	0.94	0.88	-	-	0.81	0.94	0.87	-	-
Meuse1	0.88	0.81	0.79	0.82	0.86	0.86	0.81	0.79	0.82	0.87
Meuse2	0.90	0.81	0.88	-	-	0.89	0.81	0.89	-	-
Meuse3	0.93	0.87	-	-	-	0.93	0.87	-	-	-
Meuse4	0.94	0.96	-	-	-	0.94	0.96	-	-	-
Moselle	0.92	0.76	0.75	0.79	0.88	0.92	0.75	0.75	0.79	0.88
Ognon1	0.91	0.83	0.82	-	-	0.91	0.83	0.82	-	-

Tronçon	Paramètres du modèle couplé Calage sur la période 1995–2000					Paramètres du modèle couplé Calage sur la période 2000–2005				
	S	IGF	R	TB	C	S	IGF	R	TB	C
	(mm)	(mm)	(mm)	(h)	(m/s)	(mm)	(mm)	(mm)	(h)	(m/s)
Ognon3	0.95	0.96	-	-	-	0.95	0.96	-	-	-
Ouanne	0.90	0.84	-	-	-	0.89	0.85	-	-	-
Oust1	0.94	0.89	-	-	-	0.93	0.89	-	-	-
Oust2	0.95	0.95	-	-	-	0.94	0.95	-	-	-
Sarre	0.90	0.76	-	-	-	0.88	0.76	-	-	-
Sarthe	0.90	0.85	-	-	-	0.89	0.84	-	-	-
Savoireuse	0.93	0.88	-	-	-	0.91	0.88	-	-	-
Seille	0.88	0.86	-	-	-	0.87	0.85	-	-	-
Seine1	0.93	0.88	-	-	-	0.92	0.87	-	-	-
Serein1	0.92	0.86	-	-	-	0.91	0.85	-	-	-
Serein2	0.92	0.81	0.90	-	-	0.90	0.82	0.89	-	-
Serein3	0.95	0.96	-	-	-	0.94	0.96	-	-	-
Sèvre	0.92	0.84	-	-	-	0.91	0.85	-	-	-
Tarn	0.92	0.87	-	-	-	0.91	0.87	-	-	-

**Tab. G.1** : Paramètres du modèle couplé obtenus après calage sur les débits observés à l'aval du tronçon d'un modèle couplé selon une configuration P2U2.

Tronçon	Crit. de Nash-Sutcliffe en calage					Crit. de Nash-Sutcliffe en contrôle				
	Aval	Int.1	Int.2	Int.3	Int.4	Aval	Int.1	Int.2	Int.3	Int.4
Adour	0.88	0.87	-	-	-	0.86	0.85	-	-	-
Alagnon	0.82	0.63	-	-	-	0.81	0.63	-	-	-
Armançon1	0.90	0.84	0.85	-	-	0.89	0.83	0.84	-	-
Armançon2	0.95	0.94	-	-	-	0.95	0.94	-	-	-
Aveyron1	0.90	0.87	0.84	-	-	0.89	0.87	0.85	-	-
Aveyron2	0.93	0.92	-	-	-	0.92	0.92	-	-	-
Aveyron3	0.90	0.86	-	-	-	0.87	0.84	-	-	-
Chiers	0.90	0.78	-	-	-	0.90	0.77	-	-	-
Dore	0.80	0.67	-	-	-	0.78	0.65	-	-	-
Doubs1	0.90	0.81	0.84	0.83	0.77	0.89	0.79	0.83	0.81	0.76
Doubs2	0.87	0.83	0.77	0.74	0.72	0.85	0.81	0.76	0.73	0.70
Dronne	0.93	0.64	-	-	-	0.93	0.72	-	-	-
Essonne	0.48	0.42	-	-	-	0.44	0.41	-	-	-
Eure	0.70	0.80	-	-	-	0.63	0.80	-	-	-
Falleron	0.88	0.85	-	-	-	0.88	0.85	-	-	-
GdeCreuse	0.86	0.87	-	-	-	0.86	0.86	-	-	-
HelpeMi	0.83	0.62	-	-	-	0.81	0.59	-	-	-
Illinois	0.90	0.89	-	-	-	0.88	0.88	-	-	-
Isle1	0.89	0.75	0.78	0.78	-	0.83	0.72	0.75	0.76	-
Isle2	0.92	0.96	-	-	-	0.89	0.96	-	-	-
Isle3	0.91	0.87	0.88	-	-	0.87	0.84	0.86	-	-
Isle4	0.89	0.91	-	-	-	0.86	0.89	-	-	-
Lignon	0.83	0.80	-	-	-	0.82	0.80	-	-	-
Loing	0.90	0.86	0.73	-	-	0.88	0.85	0.73	-	-
Loue1	0.92	0.90	-	-	-	0.92	0.90	-	-	-
Loue2	0.94	0.92	-	-	-	0.93	0.92	-	-	-
Madon	0.87	0.70	-	-	-	0.83	0.63	-	-	-
Mayenne1	0.94	0.87	-	-	-	0.93	0.89	-	-	-
Mayenne2	0.95	0.95	-	-	-	0.95	0.95	-	-	-
Meurthe	0.88	0.88	0.94	-	-	0.81	0.87	0.94	-	-
Meuse1	0.88	0.86	0.82	0.79	0.81	0.86	0.87	0.82	0.79	0.81
Meuse2	0.90	0.81	0.88	-	-	0.89	0.81	0.89	-	-
Meuse3	0.93	0.87	-	-	-	0.93	0.87	-	-	-
Meuse4	0.94	0.96	-	-	-	0.94	0.96	-	-	-
Moselle	0.92	0.79	0.75	0.88	0.76	0.92	0.79	0.75	0.88	0.75
Ognon1	0.91	0.82	0.83	-	-	0.91	0.82	0.83	-	-
Ognon3	0.95	0.96	-	-	-	0.95	0.96	-	-	-
Ouanne	0.90	0.84	-	-	-	0.89	0.85	-	-	-

Tronçon	Crit. de Nash-Sutcliffe en calage					Crit. de Nash-Sutcliffe en contrôle				
	Aval	Int.1	Int.2	Int.3	Int.4	Aval	Int.1	Int.2	Int.3	Int.4
Oust1	0.94	0.89	-	-	-	0.93	0.89	-	-	-
Oust2	0.95	0.95	-	-	-	0.94	0.95	-	-	-
Sarre	0.90	0.76	-	-	-	0.88	0.76	-	-	-
Sarthe	0.90	0.85	-	-	-	0.89	0.84	-	-	-
Savoureuse	0.93	0.88	-	-	-	0.91	0.88	-	-	-
Seille	0.88	0.86	-	-	-	0.87	0.85	-	-	-
Seine1	0.93	0.88	-	-	-	0.92	0.87	-	-	-
Serein1	0.92	0.86	-	-	-	0.91	0.85	-	-	-
Serein2	0.92	0.81	0.90	-	-	0.90	0.82	0.89	-	-
Serein3	0.95	0.96	-	-	-	0.94	0.96	-	-	-
Sèvre	0.92	0.84	-	-	-	0.91	0.85	-	-	-
Tarn	0.92	0.87	-	-	-	0.91	0.87	-	-	-

**Tab. G.2** : Critères de Nash-Sutcliffe en calage et contrôle avec un modèle couplé selon une configuration P2U2. Les performances sont indiquées sur les stations aval et intérieures.

## **Annexe H**

# **Towards robust methods to couple lumped rainfall–runoff models and hydraulic models : A sensitivity analysis on the Illinois River**





# Towards robust methods to couple lumped rainfall–runoff models and hydraulic models: A sensitivity analysis on the Illinois River

Julien Lerat <sup>a</sup>, Charles Perrin <sup>a,\*</sup>, Vazken Andréassian <sup>a</sup>,

Cécile Loumagne <sup>a</sup>, Pierre Ribstein <sup>b</sup>

<sup>a</sup>*Cemagref, Hydrosystems research unit, Parc de Tourvoie, 92163 Antony Cedex,  
France*

<sup>b</sup>*UPMC Univ Paris 06, UMR 7619 Sisyphe, Case 105, 4 Place Jussieu, 75252  
Paris, Cedex 05, France*

---

## Abstract

Accurate prediction of a flood inundation area constitutes an essential part of a flood forecasting system. When a river reach receives important lateral inflows, flood inundation modelling requires the joint application of a hydrological model to calculate lateral inflows and a hydraulic model to calculate water levels along the river reach. In this study, we compared different strategies to couple the GR4J lumped rainfall-runoff model and the linearised diffusive wave propagation model. These strategies introduced variations in the nature of the connections between the two models using combinations of point and uniformly distributed lateral injections. The coupled model was then applied to the Illinois River case study for which 10 years of hourly data were made available within the Distributed Model Intercomparison Project, now in phase 2. The simulations were assessed at the downstream

end of the reach and at two interior points considered to be ungauged during the calibration process.

The results first show that including uniformly distributed inflows made the coupled model more robust and stable than only using point flow input. A similar level of performance was reached with models using point inflows only, but at the cost of more uncertain parameters and less stable model performance when changing test periods. Second, identifying the optimal number of tributaries to be modelled individually by the hydrological model was easier when a combination of uniformly distributed and point inflows was used. In this case, model performance was less sensitive to the number of tributaries used and the inclusion of two or three tributaries appeared sufficient to obtain satisfactory performance for the simulations on the main channel. Last, the results on the main channel differed from those obtained on tributaries: overall performance was better on the main channel and required a lower degree of lateral inflow resolution, which suggests that upstream flow measurements provide much more valuable information for flow simulation on ungauged points.

*Key words:*

Hydrological Model, Hydraulic Model, Model Coupling, Lateral Inflows,  
Semi-Distribution

---

## 1 Introduction

The United States National Weather Service (NWS) initiated the Distributed Model Intercomparison Project (DMIP), now in phase 2, to enhance the use of distributed rainfall-runoff (RR) models in the context of real-time flood

---

\* Corresponding author.

*Email address:* [charles.perrin@cemagref.fr](mailto:charles.perrin@cemagref.fr) (Charles Perrin).

5 forecasting (Smith et al., 2009, this issue). Within a flood forecasting system, such models can be connected to a hydraulic model in order to calculate the extension of the inundation area and facilitate the dissemination of flood warnings.

Although distributed models are more and more widely used, they are still  
10 subject to problems such as data requirements or parameter identifiability, which may limit their robustness and their adequacy for operational purposes. Besides, it has not been clearly demonstrated that their greater complexity (in comparison to simpler approaches) contributes additional model efficiency (Michaud and Sorooshian, 1994; Refsgaard and Knudsen, 1996;  
15 Savenije, 2001; Smith et al., 2004; Te Linde et al., 2008). Therefore the use of lumped RR models still remains a valuable alternative in the analysis of rainfall-runoff transformation at the catchment scale (Sivapalan et al., 2003; Young, 2003) and for proposing robust methods to couple these models with hydraulic models.

20 Lumped RR models can be considered conceptual, whereas hydraulic models are often viewed as physically based. Connecting these two kinds of model raises a number of scientific and technical issues, as will be discussed hereafter. However, the scientific literature is surprisingly lacking in studies focusing on model coupling, although several authors (Klemes, 1983; Robinson and  
25 Sivapalan, 1995) have pointed out the importance of doing so. As indicated by Robinson and Sivapalan (1995): “the work towards finding connections between the physically based and conceptual models has been inadequate, although this is precisely what is required for the advancement of hydrological modeling for predictive purposes.”

30 As a result, there are no clear guidelines on this issue available for services that  
routinely develop and use such models (Mike Smith, personal communication).  
This article investigates this issue by focusing on two main questions:

(1) What type of lateral injections should be used? Point or uniformly distributed? In various hydraulic software packages such as HEC-RAS (US-  
35 ACE, 2002) and MIKE11 (Havnø et al., 1995), lateral inflows can be defined as point or uniformly distributed. Point inflows correspond to injections occurring at confluences between the main river reach and its tributaries. Uniformly distributed inflows encompass all water fluxes between the river reach and its neighbourhood. This second type of inflow  
40 is a very common concept for hydraulic engineers but remains difficult to grasp for hydrologists: it can represent contributions from small tributaries grouped together, distributed contributions from lateral hillslopes, bank storage effects or exchanges with groundwater (Birkhead and James, 2002). A review of the literature in Section 2 shows that few hydrologists  
45 have developed semi-distributed models that can handle both types of lateral conditions.

(2) How many lateral tributaries should be accounted for? If we use lumped models to calculate lateral contributions, we need to identify a set of tributaries that will be modelled independently. The question is not easy to  
50 answer because it is well known that more detailed models do not always show better performance (Beven, 1996; Refsgaard, 1997; Boyle et al., 2001; Das et al., 2008). The impact of spatial resolution on model performance has been thoroughly studied for distributed and semi-distributed models (Wood et al., 1988; Liang et al., 2004), but, to the authors' knowl-  
55 edge, no article deals explicitly with the question of lateral inflow resolu-

tion for a hydraulic model.

These two questions were investigated on a 95-km reach of the Illinois River located within the DMIP 2 study area (see Figure 1 and Section 3) for which hourly rainfall and streamflow data were available (see DMIP 2 website, [www.weather.gov/oh/hrl/dmip/2/](http://www.weather.gov/oh/hrl/dmip/2/)). On this river reach, two gauging stations are located between the upstream and downstream ends of the reach: one is located on the Illinois River and the other on a tributary (Flint Creek) close to its confluence with the Illinois River. This gauging network provides the opportunity to evaluate model performance (1) at the downstream end of the reach (calibration target), (2) on a point located within the reach and (3) on a tributary that provides a substantial lateral contribution.

Although flood forecasting was mentioned previously, this paper will only deal with flow simulation. Assimilation routines such as the Kalman filter updating scheme can strongly influence the models' behavior and could blur our understanding of the role of the different model components. Therefore model updating and streamflow data assimilation algorithms are not considered here.

The main objective of the study was to provide a sensitivity analysis of the performance of a flow simulation model (coupling a lumped RR model and a propagation model) to the type and spatial resolution of inflows produced by the RR model. We chose specific models for this study and tested them on the single case of the Illinois River. However, the sensitivity analysis only focused on model coupling strategies without modifying the model's structure. As a result, the study should be relevant to other semi-distributed models including a lumped RR module connected to a routing module.

Section 2 presents a review of the literature. A short description of the Illinois

catchment, used as a case study, is provided in Section 3. Then, the various options considered in model coupling are presented in Section 4. Last, Section 5 details and discusses the results obtained.

## 2 Questions Related to Coupling Rainfall-Runoff and Hydraulic Models

85

Coupling RR models and fully dynamic hydraulic models has not been frequently reported in the literature. Knebl et al. (2005), Moramarco et al. (2005), Whiteaker et al. (2006) and Lian et al. (2007) present examples of such coupling but they do not address the two issues raised in the intro-  
90 duction: the formulation of lateral injections in the hydraulic model as point and/or uniformly distributed inflows and the level of spatial aggregation of these injections.

### *2.1 Point vs uniformly distributed lateral flow injections*

Since the pioneering work of Hayami (1951), several authors have used simpli-  
95 fications of the Saint-Venant system to derive analytical formulations of point and uniformly distributed lateral inflows (Moussa, 1996; Moramarco et al., 1999; Fan and Li, 2006). Moussa (1996) presented an analytical solution obtained by a linearisation of the diffusive wave equation and the Laplace transform and integrated this solution into a semi-distributed RR model (Moussa,  
100 1997) that handles both types of injections. Another example of this approach is given by Koren et al. (2004), who used uniformly distributed lateral inflow boundary conditions in their distributed model.

Apart from these few examples, the majority of the studies in which a semi-distributed model is applied do not distinguish between point and distributed lateral inflows (Krysanova et al., 1999; Boyle et al., 2001; Onyando et al., 2003; Ajami et al., 2004; Zhang et al., 2004). When coupling RR models with a full hydraulic model, this point becomes critical since the two types of injections are not equivalent when numerically solving the Saint-Venant equations: point inflows introduce discontinuities in the mass conservation equation that can lead to numerical instabilities. Conversely, uniformly distributed lateral inflows fit well with the partial derivative equation system.

## *2.2 What Level of Spatial Aggregation Should Be Chosen?*

Many authors discuss the appropriate level of spatial discretisation in a RR modelling context, i.e. the number of sub-catchments or the size of computational grid that should be used to maximise model performance. Refsgaard and Knudsen (1996), on three catchments in Zimbabwe ranging from 240 to 1090 km<sup>2</sup>, as well as Ajami et al. (2004) on the Illinois basin at Watts (1645 km<sup>2</sup>), did not find significant improvement when shifting from a lumped model to a semi-distributed model for catchment outlet simulations. With similar tools and objectives, Boyle et al. (2001) reported a substantial gain in performance when shifting from a lumped to a three-sub-catchment semi-distributed model, but no additional gain could be achieved with an eight-sub-catchment distribution on the Blue River catchment (1227 km<sup>2</sup>). Butts et al. (2004) report similar results based on coupling lumped RR models and different routing schemes including a fully dynamic model on the same catchment. This point is important here since it suggests the existence of a plateau in model perfor-



mance when model distribution is refined. This is further investigated here for lateral inflow distribution.

Another important point discussed by Boyle et al. (2001) is the comparison between the distribution of model parameters and rainfall inputs. They concluded that the distribution of rainfall inputs is a critical part of semi-distributed RR models. This was later confirmed by Ajami et al. (2004), Andréassian et al. (2004) and Zhang et al. (2004). In all these studies, the impact of parameter distribution appeared as a second-order factor. This point will not be further investigated in this article and we will define coupling strategies based on homogeneous parameter sets, as detailed in Section 4.

### 3 Study area and data

The Illinois River (in Arkansas and Oklahoma) was selected as a case study. Figure 1.a presents the location of the river reach: the upstream end is located at the Savoy gauging station and the downstream end at the Tahlequah gauging station, with a total length of 95 km. The catchment area varies from 434 km<sup>2</sup> at Savoy up to 2459 km<sup>2</sup> at Tahlequah. As a result, the area drained by the river reach between the two stations totals 2025 km<sup>2</sup>.

Figure 1.b shows the position of the six main tributaries. Their respective catchment area quickly decreases from 532 km<sup>2</sup> for the largest tributary to 42 km<sup>2</sup> for the sixth smallest one (Figure 1.c). The area of all remaining tributaries totals 682 km<sup>2</sup>. Hence the study reach receives a few large tributaries and many small ones. This is confirmed by the changes in the drained area from the Savoy station up to the Tahlequah station along the main river chan-

150 nel (see Figure 1.d).

All the data processed to feed and calibrate the models were provided by the Hydrology Laboratory of the National Weather Service (see Smith et al., 2009, this issue).

- The sub-catchment area and boundaries were calculated from the 15 arc-  
155 second digital elevation model (DEM) processed by the National Operational Hydrologic Remote Sensing Center.
- Ten years of hourly mean areal rainfall were calculated by intersecting NEXRAD gridded data and sub-catchment boundaries as defined by the DEM.
- 160 • Ten years of hourly streamflow data were provided by the USGS for the Tahlequah, Savoy, Siloam Springs (situated at the middle of the river reach between Savoy and Tahlequah) stations and the Kansas station located on Flint Creek. Flint Creek is the second largest tributary (number 2 on Figure 1.b) to the main river reach. Note that data on interior points were pro-  
165 vided by the National Weather Service at the end of the DMIP 2 project, after the simulations had been submitted to this experiment by the participants. We did not use them to generate simulations for the Oklahoma experiment (see Smith et al., 2009, this issue).
- Twelve mean monthly values of potential evapotranspiration (PE) were ex-  
170 tracted from NOAA seasonal maps covering the whole Tahlequah catchment.

The event-based statistics on flow simulations were calculated on 15 events selected in the list provided by the National Weather Service (Reed et al., 2004). These events were chosen to be common for the four gauging stations:

175 Savoy, Kansas, Siloam Springs and Tahlequah. The selected events are listed  
in Table 1.

## 4 Options Available to Couple Lumped Rainfall-Runoff Models and Hydraulic Models

In this section, we present the different options to couple lumped RR models  
180 simulating lateral inflows contributions to the main river, and a hydraulic  
model. Figure 2 shows the scheme applied to couple the two models: for the  
sake of simplicity, we now consider a river reach between two gauging stations.  
This reach receives several tributaries. Propagation along the reach is handled  
by a hydraulic model and lateral contributions are calculated by lumped RR  
185 models using mean areal rainfall on lateral sub-catchments. The coupled model  
is only calibrated against measured streamflows at the downstream end of the  
reach (here the Tahlequah station).

Here measured flows at the upstream station (Savoy) were used as an upstream  
boundary condition for the hydraulic model. This differs significantly from the  
190 DMIP project protocol where no streamflow data should be used upstream of  
the calibration point. We used a measured upstream boundary condition to  
avoid introducing additional errors coming from upstream simulations and to  
concentrate on the river reach itself.

### *4.1 Description of the two coupling options*

195 As indicated in the previous sections, the first question investigated in this  
paper focuses on the formulation of lateral inflows as point or uniformly dis-

tributed. Accordingly, the different coupling options will be split in two:

- (1) *Options that consider both types of inflows*: in these options, contributions from a number of tributaries are injected into the hydraulic model in the form of point inflows located at their confluences with the main river. The contribution from the remaining area (called the “intermediate area” on Figure 2) is injected as uniformly distributed lateral inflows covering the whole river reach. All these contributions are simulated by the RR models.
- (2) *Options that do not consider uniformly distributed lateral inflows*: In these options, only point lateral inflows are considered. Hence, the contribution from the intermediate area, injected in the form of a uniformly distributed inflow in the previous option, is not taken into account here. To avoid an underestimation of calculated streamflows in this option, each tributary contribution is multiplied by a scaling factor  $\alpha$  according to the following equation.

$$Q_i^* = \alpha Q_i$$
$$\alpha = \frac{S_{Down} - S_{Up}}{\sum_{i=1}^N S_i}$$

where  $Q_i$  is the contribution from the  $i^{th}$  tributary calculated by the RR model,  $Q_i^*$  the point inflow injected in the hydraulic model,  $S_i$  is the catchment area of the  $i^{th}$  tributary,  $S_{Up}$  and  $S_{Down}$  are the areas of the upstream and downstream gauging station catchment, respectively, and  $N$  is the total number of tributaries considered in this configuration.  $S_{Down} - S_{Up}$  represents the total area drained by the river reach between the two stations.

220 The second option might appear coarse, especially with one or two tributaries  
as lateral inflows: the actual contribution from these sub-catchments may be  
excessively increased by the scaling factor, resulting in unbalanced simulations  
over the river reach. However, eliminating uniformly distributed inflows does  
not leave many options to properly reproduce the distribution of inflows along  
225 the river reach with a defined number of injections. As a result, the second op-  
tion should be regarded here as a comparative reference rather than a reliable  
solution in coupling RR and hydraulic models.

The spatial aggregation of lateral inputs constitutes the second important  
aspect investigated in this study: for each option presented previously, the  
230 number of contributions coming from tributaries in the form of point lateral  
inflow is gradually increased from 1 to 6. Figure 3 shows the first four discreti-  
sation levels. Tributaries are considered by decreasing order of catchment size  
at the confluence with the main channel, as shown in Figure 1.b. The rationale  
behind this ordering is to start with the main lateral contribution and to pro-  
235 gressively refine the definition of point lateral inflows. Of course, catchment  
size may poorly reflect the magnitude of contributions from the tributaries,  
as small catchments with impermeable soils may bring more water than large  
ones. This point will be discussed in Section 5.2.

Note that the simulations at the Kansas station cannot be calculated by the  
240 coupled model when the configuration does not explicitly include tributary  
no. 2 as a point inflow. Kansas is located near the catchment outlet of this  
tributary; the simulation at this point is then conditioned by the existence of  
the corresponding contribution.

## 4.2 Lumped Rainfall–Runoff Model

245 We used the continuous lumped GR4J RR model to calculate lateral inflows. This model was applied over a wide range of hydro-climatic conditions (Perrin et al., 2003) and used in the MOPEX experiment of rainfall-runoff models intercomparison (Andréassian et al., 2006). Streamflows are calculated from mean areal rainfall and potential evapotranspiration (PE) time series. The  
250 calculations are made in three steps: first, the effective rainfall is calculated with a zero capacity interception store and a soil moisture accounting store. Second, this effective rainfall is split into two components: one routes 90% of effective rainfall with a unit hydrograph  $UH1$  and a nonlinear routing store; the other routes the remaining 10% with a second unit hydrograph  $UH2$ .  
255 Third, an intercatchment groundwater flow function is computed to account for water gains or losses stemming from interactions with neighbouring catchments or groundwater and is added to both components. The final discharge at the catchment outlet is calculated as the sum of both flow components. Figure 4 presents the overall model scheme. Perrin et al. (2003) provide further  
260 mathematical details. The four parameters to be calibrated are the following.

- (1)  $S$ , the capacity of the soil moisture store (in millimetres).
- (2)  $IGF$ , the parameter that controls the intercatchment groundwater flows (in millimetres). Positive values indicate water imports from groundwater or neighbouring catchments; negative values indicate water exports.
- 265 (3)  $R$ , the capacity of the routing store (in millimetres).
- (4)  $TB$ , the time base of the unit hydrograph (in hours). This parameter controls the time lag between effective rainfall and runoff peaks.

### 4.3 Linearised Diffusive Wave Hydraulic Model

We selected the linear diffusive wave as the propagation model in this study.

270 Under some assumptions, the Saint-Venant system combining continuity equations of mass and momentum can be simplified. The inertia terms of the momentum equation can be neglected if they are small compared to the channel bed slope leading to the diffusive wave approximation. Flow motion is then described by the following equation (Moussa, 1996):

275

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \left( \frac{\partial Q}{\partial x} - q \right) - D \left( \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} - \frac{\partial q}{\partial x} \right) = 0 \quad (1)$$

with  $t$  the time,  $x$  the abscissa along the river reach,  $Q(x, t)$  the discharge,  $q(x, t)$  the lateral inflows,  $C$  the wave celerity and  $D$  the diffusion coefficient.

If the equation is further linearised around a reference regime,  $C$  and  $D$  can be considered to be constant. Hayami (1951) identified an analytical solution

280 for this equation in the case where  $q = 0$ . This solution takes the form of a convolution product applied to an input  $I(t) = Q(0, t) - Q(0, 0)$  and giving an output  $O(t) = Q(L, t) - Q(L, 0)$  as:

$$O(t) = \int_0^t I(t - \tau) K(\tau) d\tau$$

$$K(t) = \frac{L}{2\sqrt{\pi D}} \frac{\exp \left[ \frac{CL}{4D} \left( 2 - \frac{L}{Ct} - \frac{Ct}{L} \right) \right]}{t^{3/2}}$$

where  $L$  is the length of the river reach,  $K$  the convolution kernel and  $\tau$

285 a dummy variable. In the case of uniformly distributed lateral inflows (i.e.  $q(x, t) = q(t)$ ), Moussa (1996) identified the following analytical solution for the same equation:

$$O(t) = \Psi(t) + \int_0^t [I(t - \tau) - \Psi(t)] K(\tau) d\tau \quad (2)$$

with:  $\Psi(t) = L \int_0^t q(t) d\tau$

This solution was applied by several authors (Baptista and Michel, 1989; Corradini, 1991; Moramarco et al., 2005) to model propagation in natural river channels. It has two main limitations. First, the analytical solution of Equation 1 is valid only for constant values of  $C$  and  $D$ , which reduces its precision compared to a fully dynamic model. Second, it does not handle downstream boundary conditions and hence neglects all backwater effects.

Compared to other simplified routing schemes, it has the following advantages. First, it accepts point and uniformly distributed lateral inflows, which is of primary importance in this study. Second, it can calculate flows along the entire reach allowing interior simulations to be evaluated (see Section 4.5). Finally, the convolution product makes model execution very fast. This greatly facilitates calibration of the coupled models that may require a significant number of iterations.

Although the linearised diffusive wave is based on the Saint-Venant equations, it is clear that this solution is not equivalent to a fully dynamic model. So it should be necessary to check that similar results are obtained with refined hydraulic models. This point will not be investigated in this paper. The work of Butts et al. (2004) provides an encouraging example on the usefulness of simplified routing schemes: they compared two routing procedures in a semi-distributed model and found that a Muskingum-Cunge routing model was equivalent to a full dynamic model. This suggests that the benefits of com-



plex hydraulic models are not so important in semi-distributed hydrological modelling.

#### 4.4 *Model Inputs and Parameterisation*

The selected coupled model (Figure 2) relies on (i) a single hydraulic model on the main river reach, (ii) a number of lumped RR models applied to the sub-catchments providing point lateral inflows to the river reach and (iii) an additional lumped RR model applied on the remaining area providing uniformly distributed inflows. To calibrate all these components together, we need to define which rainfall inputs will feed the RR models and how to parameterize the overall scheme.

Since this study focused on the two questions of lateral inflow definition and discretisation, we did not explore modelling options that introduce different rainfall inputs and different levels of parameterisation complexity. The results presented in the literature agree on the value of rainfall input distribution over parameter distribution (see e.g. Ajami et al., 2004; Andréassian et al., 2004; Zhang et al., 2004). Accordingly, the modelling scheme adopted here relies on the following elements:

- Mean areal rainfall is calculated from gridded rainfall data (see Section 3) for each sub-catchment. This means that  $N$  distinct hourly rainfall time series are used as input to the  $N$  lateral sub-catchment models.
- The same set of GR4J parameters is used for all sub-catchments. As a result, only six parameters have to be calibrated: the four parameters of the GR4J model and the two parameters of the linearised diffusive wave

model. The main advantage of this parameterisation scheme is to maintain the same number of calibrated parameters for all coupling options. As a result, differences in performance cannot be attributed to variations in the number of degrees of freedom.

The estimation of parameter values of lumped RR models requires calibration because they generally do not have measurable counterparts in the field. Conversely, the hydraulic model selected here may be considered to be physically based, with measurable parameters. Nonetheless, we calibrated its two parameters (C and D) for two reasons. First, relations to calculate celerity and diffusion from channel geometry and Manning roughness exist (Baptista and Michel, 1989), but they only apply to rectangular or prismatic channels. These relations cannot be used in natural rivers such as those considered here. Second, it is interesting to check whether calibration leads to acceptable hydraulic parameters.

#### *4.5 Model Calibration and Validation*

As presented in Figure 2, coupled models are calibrated to match only calculated and observed streamflows time series at the downstream end of the river reach (at the Tahlequah station). Data from the intermediary gauging stations (Siloam Springs and Kansas) were never used in the calibration phase. Model inputs were streamflows measured at the upstream gauging station (Savoy) as well as areal rainfall and potential evapotranspiration obtained on each lateral sub-catchments.

The different model configurations were calibrated with a Levenberg-Marquardt

algorithm using the Nash and Sutcliffe (Nash and Sutcliffe, 1970) efficiency criterion ( $NSE$ ) calculated at the Tahlequah station as a single objective function. The models were tested following a split sample test (Klemes, 1986) using the two sub-periods defined in the DMIP protocol (Smith et al., 2009) including 1 year of warm-up (sub-period P1 started on 1995-10-01 and ended on 2002-09-30, sub-period P2 started on 2001-10-01 and ended on 2006-09-30). The models were calibrated on the first period and validated on the second one, and then the role of the two periods was reversed to evaluate the models in validation mode on all data at hand. The mean statistics obtained over the two validation and calibration tests, were considered for performance analysis.

For each period,  $NSE$  as well as statistics on 15 flood events (see Section 3) were calculated on three gauging stations: at the downstream end of the reach (Tahlequah), on an interior point located at the middle of the reach (Siloam Springs) and on one tributary (Kansas).

Event-based statistics were calculated according to Smith et al. (2004):

$$\text{Absolute peak error (\%): } E_P = \frac{\sum_{k=1}^{N_e} |Q_{Pk} - Q_{PSk}|}{N_e \times Q_{PAVG}} \times 100 \quad (3)$$

$$\text{Absolute peak time error (h): } E_T = \frac{\sum_{k=1}^{N_e} |T_{Pk} - T_{PSk}|}{N_e} \quad (4)$$

where  $N_e$  is the number of events (15 here),  $Q_{Pk}$  is the observed peak discharge of the  $k^{th}$  event ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),  $Q_{PSk}$  is the simulated peak,  $Q_{PAVG}$  is the averaged observed peak discharge over the  $N_e$  events,  $T_{Pk}$  is the observed time to the  $k^{th}$  peak,  $T_{PSk}$  is the simulated time to the  $k^{th}$  peak.

Note that the models were calibrated only on downstream flows. The two other stations are considered ungauged for calibration, with blind simulations, so

that the robustness of the method can be tested on these points.

## 5 Results and Discussion

380 This section discusses the results obtained by applying the coupled model  
with two different formulations and six levels of lateral inflows injection. The  
objective was to quantify the sensitivity of the model's results to different  
coupling options. The presentation of the results focuses first on identifying  
the best type of lateral inflow injection and second on the optimal spatial  
385 aggregation for these inflows.

### 5.1 *What type of lateral injections should be used? Point vs uniformly distributed strategies*

#### 5.1.1 *Model Performance*

Starting from the observation that hydraulic models use both types of lateral  
390 inflows, we compared the respective merits of the two coupling options presented  
in Section 4: the first option integrates point and uniformly distributed inflows,  
whereas the second option uses only point inflows. Figures 6, 7 and 8 show the  
three performance criteria ( $NSE$ ,  $E_P$  and  $E_T$ , as defined in Section 4) for the  
two lateral inflow formulations and six levels of inflow aggregation with  
395 1 to 6 tributaries considered.

The results show that both coupling options lead to similar performance. Table 2  
summarises the best level of performance that can be expected from the two options  
regardless of their spatial distribution. At the Tahlequah sta-

tion, option 1 including point and distributed inflows provided slightly better  
400 values for the three criteria. At the Siloam Springs station, the same option  
was better on  $NSE$  and  $E_T$  but worse on  $E_P$ . At the Kansas station, it was  
significantly better for  $NSE$  and  $E_T$  but worse for  $E_P$ . Therefore, option 1  
is better but does not outperform option 2. This result was quite a surprise:  
lower performance was expected for the point inflow options. Indeed, there are  
405 important differences between the two injection strategies and option 1 did  
appear much more realistic. Even when six tributaries were introduced in the  
modelling scheme, the intermediate area covered 682 km<sup>2</sup> out of the 2025 km<sup>2</sup>  
drained by the river reach (see Figure 1.b). This intermediate area was not  
taken into account in option 2, which could have caused significant differences  
410 in performance with option 1, but the results did not confirm this possibility.

Simulations at the Kansas station are of poorer quality than at the Siloam  
Springs and Tahlequah stations: the figures given in Table 2 reveal that  $NSE$   
is lower by 0.1 points and  $E_P$  is greater by 10%. This clearly indicate that  
simulating flow on tributaries is more difficult than on the river reach itself.  
415 We should not forget that along the main river channel, we combined two  
data: propagated observed upstream flows and lateral inflows calculated by  
the RR models. On tributaries, simulations made by the RR models only rely  
on rainfall data. This result may indicate that simulating flow on ungauged  
catchments may be significantly improved when both observed upstream dis-  
420 charges and rainfall are available rather than only rainfall.

A detailed analysis of simulated hydrographs confirms the previous state-  
ments. An example is given in Figure 5 with the observed and simulated  
hydrographs in validation mode at the Tahlequah, Siloam Springs and Kansas  
stations for the 3 events having the largest peakflows in Tahlequah (events

no. 2, 7 and 11, see Table 1). Options 1 and 2 were considered with a spatial resolution including two tributaries. In general, the two injection options led to similar hydrographs with a slight advantage for option 1, as can be noted in Figure 5.b, 5.c, 5.d and 5.e.

Although both strategies are close in terms of performance criteria, they are not similarly robust: the drop in performance between calibration and validation was smaller for option 1, which is therefore more robust. This is clearly shown by the  $NSE$  values obtained at the Tahlequah (see Figure 6.a and Figure 6.b) and Siloam Springs (see Figure 6.c and Figure 6.d) stations.  $NSE$  values show similar values in calibration and validation mode for option 1, whereas they deteriorated in validation for option 2. Hence, using uniformly distributed inflows strengthens the model's robustness.

### 5.1.2 Model Parameters

Figure 9 presents the values of the six calibrated parameters for all the coupling options. Since they characterise the propagation along the river channel, celerity and diffusion should not be dependent on the lateral inflows configuration. Celerity ( $C$ ) seems to follow this expected behaviour with limited variations between the various configurations (see Figure 9.i and 9.j). However, when the diffusion coefficient ( $D$ ) was calibrated in the point inflow scenario, its value decreased with the increase in the number of tributaries (see Figure 9.l). Indeed, when a limited number of tributaries was used within the point inflows option, lateral contributions were concentrated in a few points, leading to peaky inflow hydrographs. High values of the diffusion coefficient are then required to attenuate the routed hydrograph and obtain acceptable

downstream simulations. Conversely, this parameter (see Figure 9.k) remains  
450 stable with uniformly distributed inflows whatever the spatial configuration  
may be.

Moreover, the coupled model was alternatively calibrated on each sub-period.  
One could analyse the stability of the parameters between sub-periods, which  
is another useful criterion to judge calibration quality. For three of the GR4J  
455 parameters, namely *IGF* (see Figure 9.c and 9.d), *R* (Figure 9.e and 9.f) and  
*TB* (Figure 9.g and 9.h), uniformly distributed inflows reduced the uncer-  
tainty of parameter estimation. The values obtained on both sub-periods are  
in better agreement when this type of inflow was used than with the point  
inflow scenario.

460 To summarise, although both lateral injection strategies appeared equivalent  
in terms of performance on this case study, further analysis revealed important  
differences: uniformly distributed inflow increases the stability of the results  
and the parameters, which is of primary importance when applying the model  
in operational conditions. Hence this type of configuration should be preferred  
465 to set up a hydraulic model on the Illinois River.

## 5.2 *How Many Lateral Tributaries Should Be Accounted For?*

### 5.2.1 *Influence of the number of tributaries*

Figures 6, 7 and 8 indicate that the two options of lateral inflow injections  
differ in performance when additional tributaries are inserted.

470 Option 1, which uses both types of injections, shows moderately improved

performance between low (one tributary) and high (six tributaries) inflow resolution: at the Tahlequah (see Figure 6.b) and Siloam Springs stations (see Figure 6.d), the Nash-Sutcliffe efficiency ( $NSE$ ) in validation mode improved by less than 0.02. The same observation applies to peak errors ( $E_P$ ) and peak  
475 time errors ( $E_T$ ) for Tahlequah (see Figures 7.b and 8.b). Conversely,  $E_P$  at Siloam Springs and the three criteria at Kansas showed greater variations.

The case of the Kansas station is interesting in that it confirms the idea that the simulations on tributaries require different configurations compared to the ones on the main channel. The insertion of 4 tributaries is required to reach  
480 the maximum level of performance with option 1 (see Figure 6.f). It should be noted that the simulations on the second tributary, where Kansas is located, benefited from the insertion of smaller tributaries (tributaries 3 and 4) whereas this additional refinement had not provided significant performance gain for the simulations at Siloam Springs and Tahlequah.

485 In the case of option 1, the main result is that optimal lateral inflow resolution depends on the location of the simulation point. With target points on the main channel, resolution may be lower (only two or three point inflows are needed) than for points located on tributaries. As indicated in the previous section, simulations on tributaries are generated on the sole basis of rainfall  
490 inputs, whereas on the main channel, routed upstream flows can be used as an additional source of information. This could explain why fine resolutions are less necessary when simulating on the river reach itself.

With the second option that uses only point inflows, it is more difficult to identify an optimal lateral inflow resolution because the results do not vary  
495 monotonically. Unexpected results were obtained, such as the drop in the  $NSE$



criterion by 0.04 at Siloam Springs when adding the third tributary (Figure 6) and the 5% drop in  $EP$  at Tahlequah when adding the second tributary. More surprisingly, the best performance is not always obtained with the highest level of inflow resolution: the best  $NSE$  and  $EP$  in validation mode at Tahlequah  
500 comes with the second tributary. It appears that, with the point inflow option, introducing additional tributaries that are modelled individually may degrade the quality of simulations.

### 5.2.2 Influence of the choice of tributaries

The previous results raise the question of tributary ordering: as indicated in  
505 Section 4, tributaries are ordered by catchment area to first introduce large contributions and then refine by adding smaller ones. The results mentioned previously reveal that this strategy might not be optimal, at least for option 2. To check this point, we compared this strategy with all possible combinations of a fixed number of tributaries selected among the six identified on  
510 Figure 1. The performance criteria were then calculated for each combination and compared with the value obtained with the initial catchment ordering strategy.

Figure 10 shows the mean  $NSE$  values over the two sub-periods obtained in validation mode obtained after calibrating the coupled model with all possible  
515 combinations of three tributaries. Similar figures would be obtained with another number of tributaries.

This figure helps us address the difficult question of choosing the right set of tributaries. The results of the two injection options are classified by decreasing  $NSE$  values. Rank 1 gives the best option for the coupled model. In addition,

520 circles and squares indicate the position of the combinations using tributaries  
by catchment area order, which was the hypothesis made in the previous  
sections.

This figure confirms what had already been pointed out regarding the two  
injection options. First, including uniformly distributed inflows makes the  
525 coupled model less dependent on the choice of tributaries injected as point  
inflows: on all the graphs, curves related to option 1 show smaller loss of per-  
formance when sub-optimal configurations were selected compared to option  
2. For example, with three point injections at the Tahlequah station (see Fig-  
ure 10.a), *NSE* showed very limited variations for the different combinations  
530 with option 1 but dropped by more than 0.15 for option 2.

Second, the hypothesis of integrating tributaries as point inflows by order  
of catchment area seems valid for option 1 but not for option 2: the circles  
representing the model performance using tributaries ordered by catchment  
area rank first on most graphs. This confirms the value of catchment area  
535 order for option 1. Conversely, this order is seriously challenged in option 2.  
As a result, the comparison presented in Section 5.1 is probably not very fair to  
option 2 because better simulations can be achieved with alternative tributary  
combinations. The results of option 2 improved, but Figure 10 reveals that  
they never overtook those of option 1.

540 Third, this confirms the different behaviour for simulations on points located  
on the main channel and on the tributary: in this second case, even option 1  
is sensitive to the choice of tributaries.

The analysis illustrated in Figure 10 provides a second important result: the  
optimal selection of point inflow tributaries was easier when uniformly dis-

545 tributed lateral inflows were taken into account. Conversely, the point inflow  
option required studying a large number of tributary combinations to identify  
the optimal one.

## 6 Conclusion

This article has investigated the coupling of lumped rainfall-runoff and hy-  
550 draulic models. The motivation was to clarify the methods to be used for  
generating inflows to the hydraulic model and to quantify the impact of dif-  
ferent options available when such tools are used to simulate flows on a river  
reach. Two important questions were addressed: (1) How should RR models  
be connected to hydraulic models? Should the connections be point or uni-  
555 formly distributed? (2) How many point connections should be introduced to  
reach an acceptable level of performance? These questions were investigated  
by applying the GR4J lumped RR model and the linearised diffusive wave  
routing model on a 95-km reach of the Illinois River within the DMIP 2 study  
area. Coupled models were calibrated with two options in lateral injections  
560 (point inflows only or point and uniformly distributed inflows combined) and  
six levels of injection resolution (one to six tributaries).

The main findings of this study can be summarised as follows:

- Uniformly distributed inflows lead to more robust and stable coupled mod-  
els. A similar level of performance can be reached with models using point in-  
565 flows only, but less stable performance and parameters between sub-periods  
were observed, with increased risks of undesired parameter compensations.
- The identification of the optimal number of tributaries is easier when a

combination of uniformly distributed and point inflows is used. In this case, model performance was not very sensitive to this factor and the inclusion of two or three tributaries appeared sufficient for simulating flow on the main channel. In contrast, this selection can be much more difficult with point inflow models because a large number of combinations need to be tested to identify the optimal one.

- The simulation on the main channel differed from the simulation on one tributary: the overall performance is higher on the main channel and requires a lesser degree of lateral inflow resolution. The best performance on the tributary was obtained when the highest number of tributaries were included in the model.

The authors acknowledge that the methods analysed in this article should be tested on a larger number of catchments to reach more general conclusions. The extension of these results to a database of 50 catchments located in France was investigated by Lerat (2009), who obtained similar conclusions, to be reported in the near future.

This work opens several perspectives that may clarify the methods used in coupling rainfall-runoff models and hydraulic models. First, we used a linearised diffusive wave model based on a simplification of the Saint-Venant equation system. The methods presented in this paper should now be applied with a fully dynamic model. Second, we did not investigate the impact of rainfall input quality and the complexity of model parameterisation. Finally, the long-term objective of this study was to propose robust methods to apply coupled models to flood forecasting. This paper only covered the simulation mode without using assimilation algorithms. The forecasting mode will be the next step and the results will be reported in due course.

## References

- 595 Ajami, N., Gupta, H., Wagener, T., Sorooshian, S., 2004. Calibration of a semi-distributed hydrologic model for streamflow estimation along a river system. *J. Hydrol.* 298 (1-4), 112–135.
- Andréassian, V., Oddos, A., Michel, C., Anctil, F., Perrin, C., Loumagne, C., 2004. Impact of spatial aggregation of inputs and parameters on the efficiency of rainfall-runoff models: A theoretical study using chimera watersheds. *Water Resour. Res.* 40 (5).
- 600 Andréassian, V., Bergström, S., Chahinian, N., Duan, Q., Gusev, Y., Littlewood, I., Mathevet, T., Michel, C., Montanari, A., Moretti, G., et al., 2006. Catalogue of the models used in MOPEX 2004/2005. IAHS publication 307, 41–93.
- 605 Baptista, M., Michel, C., 1989. Une utilisation simple du modèle hayami en hydrologie. *La Houille Blanche* 2, 123–130.
- Beven, K., 1996. The limits of splitting: Hydrology. *The Science of the Total Environment* 183 (1-2), 89–97.
- 610 Birkhead, A. L., James, C. S., 2002. Muskingum river routing with dynamic bank storage. *J. Hydrol.* 264 (1-4), 113–132.
- Boyle, D. P., Gupta, H. V., Sorooshian, S., Koren, V., Zhang, Z., Smith, M., 2001. Toward improved streamflow forecasts: Value of semidistributed modeling. *Water Resour. Res.* 37 (11), 2749–2759.
- 615 Butts, M. B., Payne, J. T., Kristensen, M., Madsen, H., 2004. An evaluation of the impact of model structure on hydrological modelling uncertainty for streamflow simulation. *J. Hydrol.* 298 (1-4), 242–266.
- Corradini, C., 1991. Evaluation of alternative configurations of basin elements for on-line flood forecasting. *Water Resources Bulletin* 27 (3), 407–418.

- 620 Das, T., Bárdossy, A., Zehe, E., He, Y., 2008. Comparison of conceptual model performance using different representations of spatial variability. *J. Hydrol.* 356 (1-2), 106–118.
- Fan, P., Li, J. C., 2006. Diffusive wave solutions for open channel flows with uniform and concentrated lateral inflow. *Advances in Water Resources* 29 (7), 1000–1019.
- 625 Havnø, K., Madsen, M. N., Dørge, J., 1995. Mike 11 - a generalized river modelling package. In: Singh, V. P. (Ed.), *Computer Models of Watershed Hydrology*. Water Resources Publications, Highlands Ranch, USA, pp. 733–782.
- 630 Hayami, S., 1951. On the propagation of flood waves. *Bulletin, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Japan* 1.
- Klemes, V., 1983. Conceptualization and scale in hydrology. *J. Hydrol.* 65 (1-3), 1–23.
- Klemes, V., 1986. Operational testing of hydrological simulation models. *Hydrol. Sciences Journal* 31 (1), 13–24.
- 635 Knebl, M. R., Yang, Z., Hutchison, K., Maidment, D. R., 2005. Regional scale flood modeling using NEXRAD rainfall, GIS, and HEC-HMS/ RAS: A case study for the San Antonio River Basin Summer 2002 storm event. *Journal of Environmental Management* 75 (4 SPEC. ISS.), 325–336.
- 640 Koren, V., Reed, S., Smith, M., Zhang, Z., Seo, D.-J., 2004. Hydrology laboratory research modeling system (HL-RMS) of the US national weather service. *J. Hydrol.* 291 (3-4), 297–318.
- Krysanova, V., Bronstert, A., Muller-Wohlfeil, D., 1999. Modelling river discharge for large drainage basins: from lumped to distributed approach. *Hydrol. Sciences Journal* 44 (2), 313–331.
- 645 Lerat, J., 2009. Quels apports hydrologiques pour les modèles hydrauliques?

- Vers un modèle intégré de simulation des crues (in French). Ph.D. thesis, Université Pierre et Marie Curie.
- Lian, Y., Chan, I., Singh, J., Demissie, M., Knapp, V., Xie, H., 2007. Coupling  
650 of hydrologic and hydraulic models for the illinois river basin. *J. Hydrol.*  
344 (3-4), 210–222.
- Liang, X., Guo, J., Leung, L. R., 2004. Assessment of the effects of spatial  
resolutions on daily water flux simulations. *J. Hydrol.* 298 (1-4), 287–310.
- Michaud, J., Sorooshian, S., 1994. Comparison of simple versus complex dis-  
655 tributed runoff models on a midsized semiarid watershed. *Water Resour.*  
*Res.* 30 (3), 593–605.
- Moramarco, T., Fan, Y., Bras, R. L., 1999. Analytical solution for chan-  
nel routing with uniform lateral inflow. *Journal of Hydraulic Engineering*  
125 (7), 707–713.
- 660 Moramarco, T., Melone, F., Singh, V. P., 2005. Assessment of flooding in  
urbanized ungauged basins: A case study in the upper tiber area, italy.  
*Hydrol. Processes* 19 (10), 1909–1924.
- Moussa, R., 1996. Analytical hayami solution for the diffusive wave flood rout-  
ing problem with lateral inflow. *Hydrol. Processes* 10 (9), 1209–1227.
- 665 Moussa, R., 1997. Geomorphological transfer function calculated from digital  
elevation models for distributed hydrological modelling. *Hydrol. Processes*  
11, 429–449.
- Nash, J. E., Sutcliffe, J. V., 1970. River flow forecasting through conceptual  
models. part 1: a discussion of principles. *J. Hydrol.* 10 (3), 282–290.
- 670 Onyando, J. O., Schumann, A. H., Schultz, G. A., 2003. Simulation of flood  
hydrographs based on lumped and semi-distributed models for two tropical  
catchments in kenya. *Hydrol. Sciences Journal* 48 (4), 511–524.
- Perrin, C., Michel, C., Andréassian, V., 2003. Improvement of a parsimonious

- model for streamflow simulation. *J. Hydrol.* 279 (1-4), 275–289.
- 675 Reed, S., Koren, V., Smith, M., Zhang, Z., Moreda, F., Seo, D.-J., 2004. Overall distributed model intercomparison project results. *J. Hydrol.* 298 (1-4), 27–60.
- Refsgaard, J., 1997. Parameterisation, calibration and validation of distributed hydrological models. *J. Hydrol.* 198 (1-4), 69–97.
- 680 Refsgaard, J. C., Knudsen, J., 1996. Operational validation and intercomparison of different types of hydrological models. *Water Resour. Res.* 32 (7), 2189–2202.
- Robinson, J., Sivapalan, M., 1995. Catchment-scale runoff generation model by aggregation and similarity analyses. *Hydrol. Processes* 9.
- 685 Savenije, H., 2001. Equifinality, a blessing in disguise? *Hydrol. Processes* 15 (14).
- Sivapalan, M., Blöschl, G., Zhang, L., Vertessy, R., 2003. Downward approach to hydrological prediction. *Hydrol. Processes* 17 (11), 2101–2111.
- Smith, M., Koren, V., Reed, S., Zhang, Z., Zhang, Y., Moreda, F., Cui, Z., 690 Mizukami, N., Sheldon, S., 2009. The Distributed Model Intercomparison Project: Phase 2 Motivation and Experiment Design. *J. Hydrol.* in press.
- Smith, M. B., Seo, D. ., Koren, V. I., Reed, S. M., Zhang, Z., Duan, Q., Moreda, F., Cong, S., 2004. The distributed model intercomparison project (dmip): Motivation and experiment design. *J. Hydrol.* 298 (1-4), 4–26.
- 695 Te Linde, A., Aerts, J., Hurkmans, R., Eberle, M., 2008. Comparing model performance of two rainfall-runoff models in the Rhine basin using different atmospheric forcing data sets. *Hydrology and Earth System Sciences* 12 (3), 943–957.
- USACE, 2002. HEC-RAS River Analysis System: Hydraulic Reference Manual. Tech. rep., US Army Corps of Engineers.
- 700



- Whiteaker, T. L., Robayo, O., Maidment, D. R., Obenour, D., 2006. From a nexrad rainfall map to a flood inundation map. *Journal of Hydrologic Engineering* 11 (1), 37–45.
- Wood, E. F., Sivapalan, M., Beven, K., Band, L., 1988. Effects of spatial  
705 variability and scale with implications to hydrologic modeling. *J. Hydrol.* 102 (1-4), 29–47.
- Young, P., 2003. Top-down and data-based mechanistic modelling of rainfall-flow dynamics at the catchment scale. *Hydrol. Processes* 17 (11).
- Zhang, Z., Koren, V., Smith, M., Reed, S., Wang, D., 2004. Use of next gen-  
710 eration weather radar data and basin disaggregation to improve continuous hydrograph simulations. *Journal of Hydrologic Engineering* 9, 103–115.

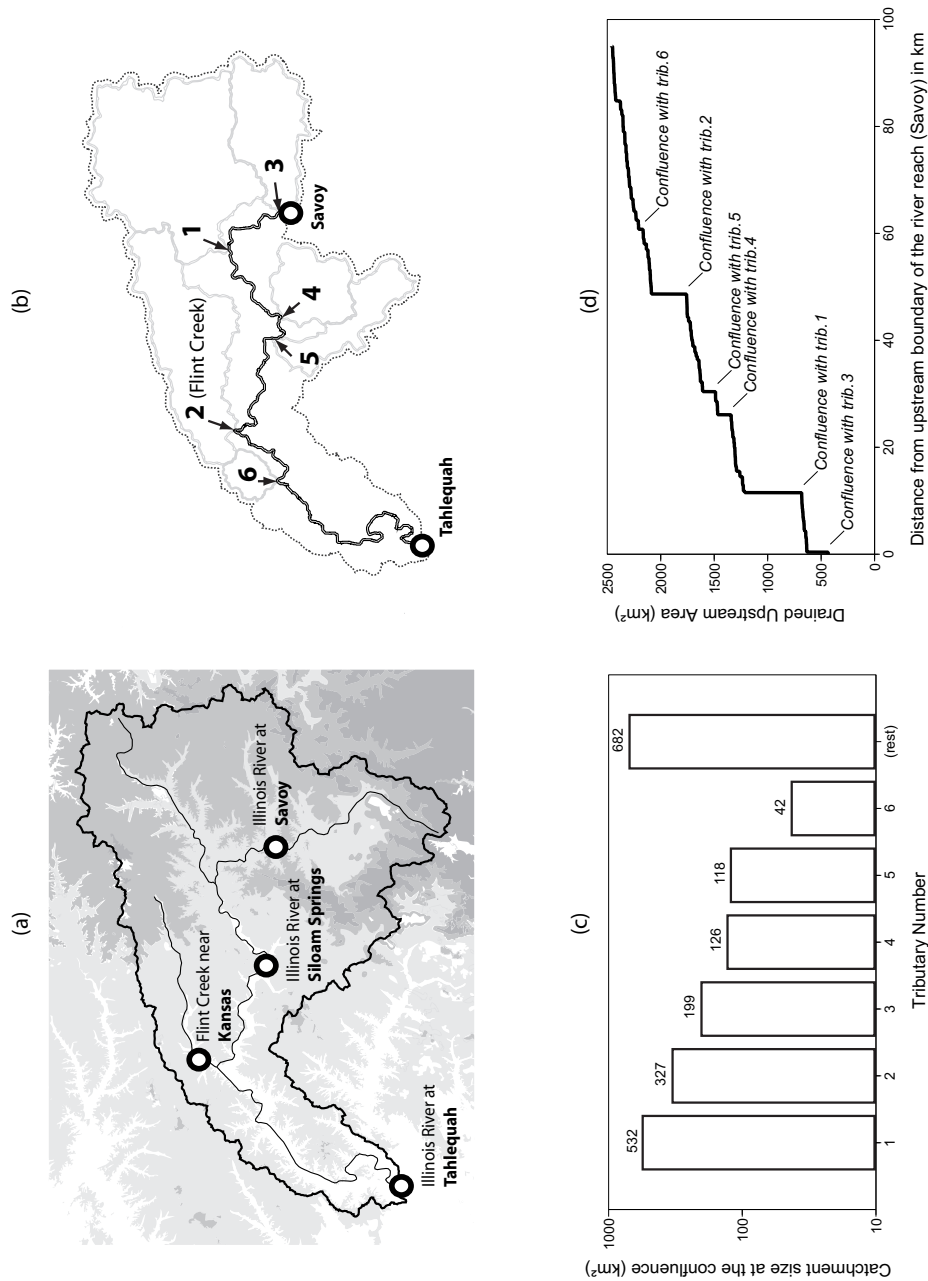


Fig. 1. (a) Location of the different stations: the upstream boundary of the river reach is located on the Illinois River at Savoy and the downstream end at Tahlequah. Interior simulations were analysed on the main channel at Siloam Springs and on a tributary of the Illinois River (Flint Creek) at Kansas. (b) Catchment boundaries of the six largest tributaries. (c) Catchment area (in  $\text{km}^2$ ). (d) Changes in the drained area from the Savoy station to the Tahlequah station plotted against the hydraulic distance from the Savoy station.

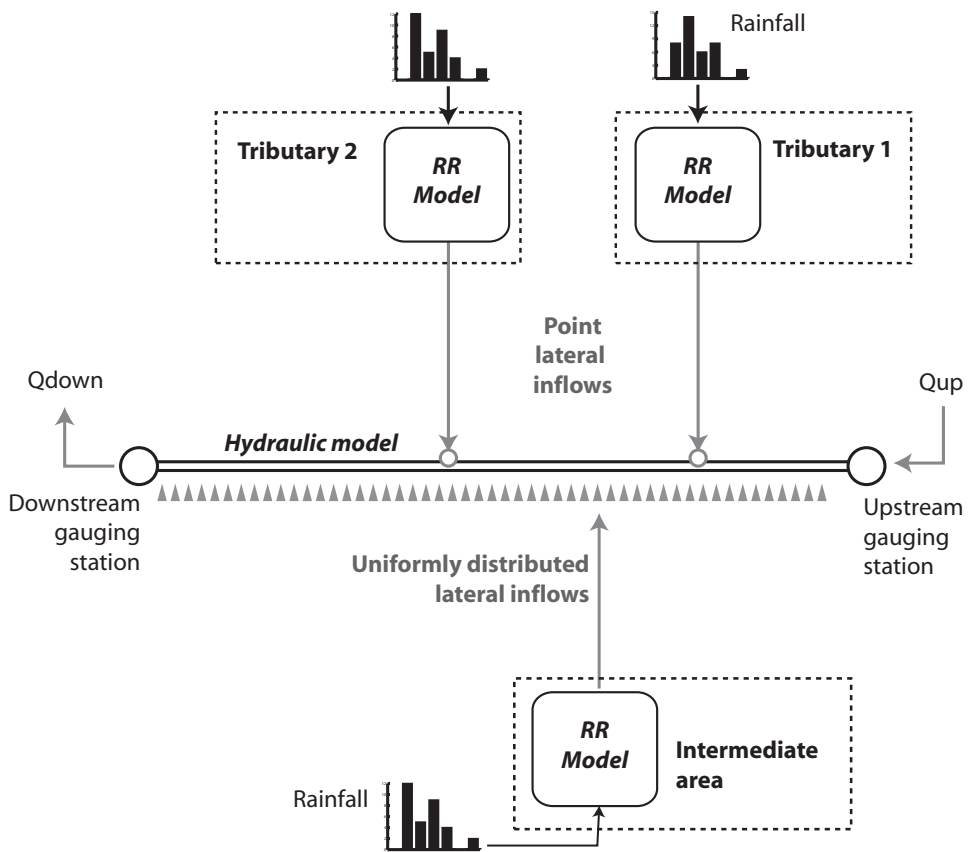


Fig. 2. Scheme applied to couple the lumped rainfall-runoff model and the hydraulic model.

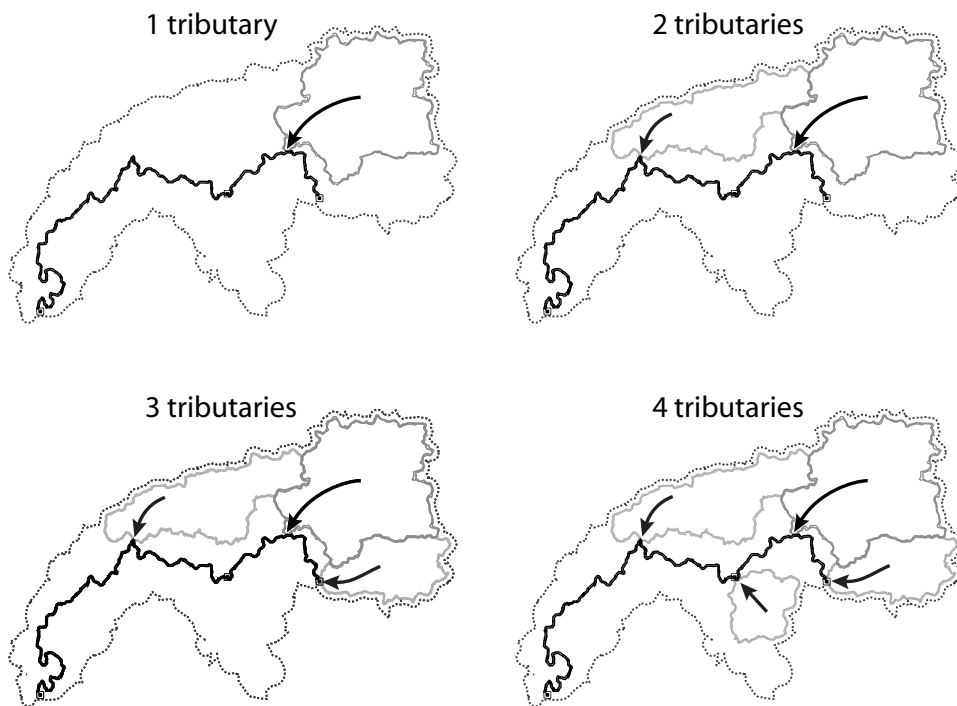


Fig. 3. Different options regarding the spatial discretisation of lateral inflows. Tributaries are progressively inserted as point lateral inflows by order of decreasing catchment area. The figure shows the introduction of the first four tributaries

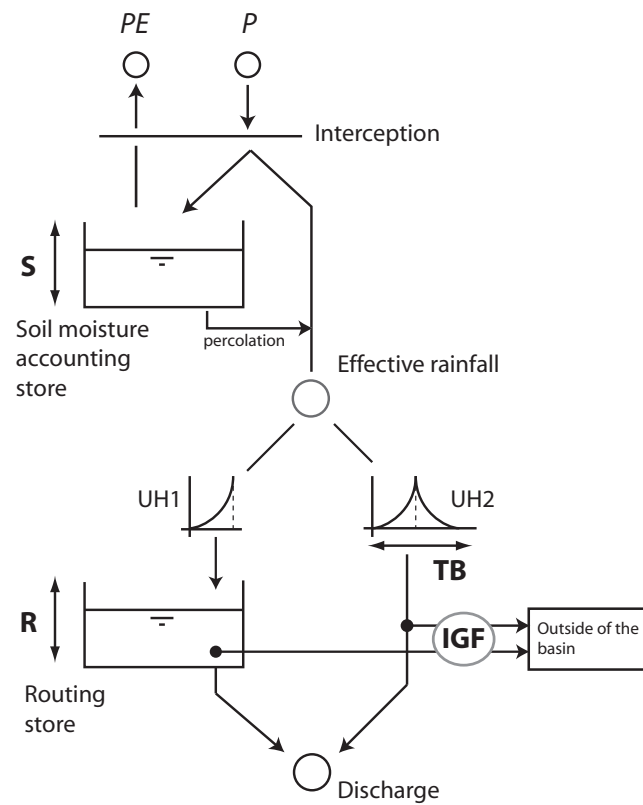


Fig. 4. GR4J rainfall-runoff model scheme ( $P$ : precipitation;  $PE$ : potential evapotranspiration;  $S$ ,  $R$ ,  $TB$  and  $IGF$ : the 4 model parameters)

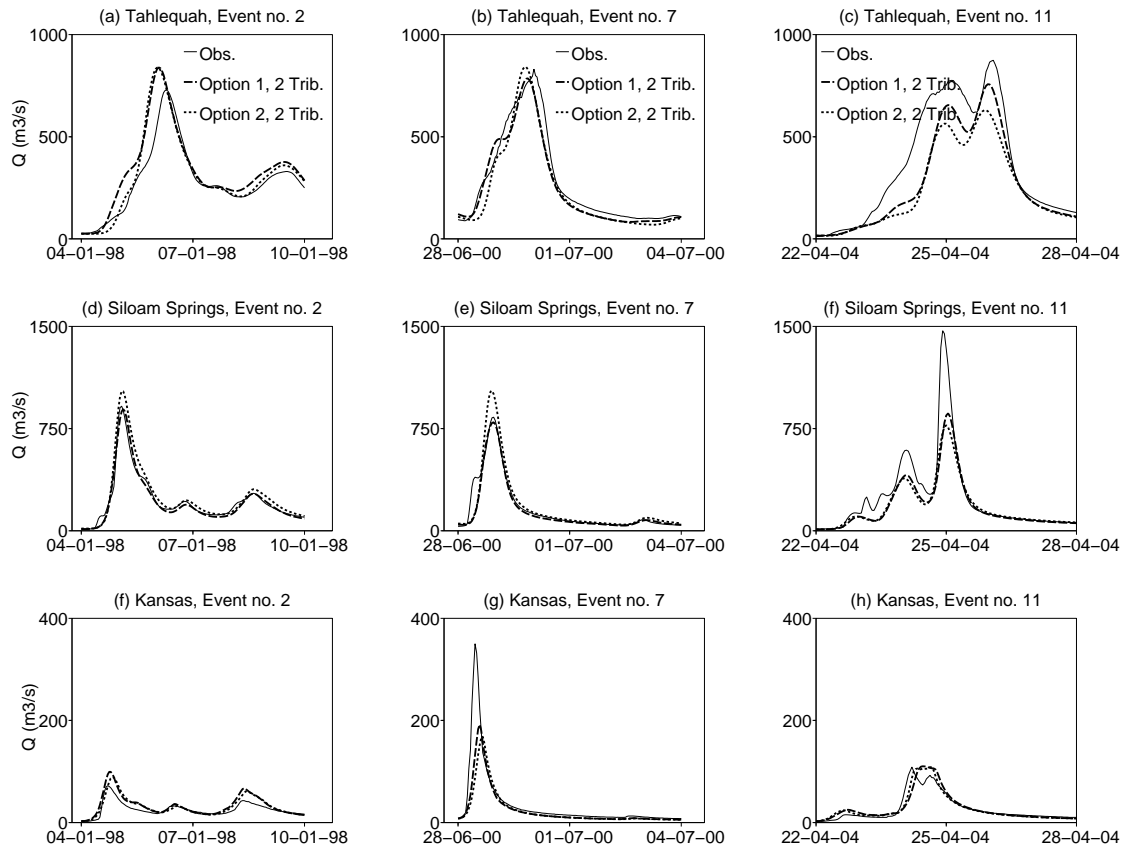


Fig. 5. Observed and simulated hydrographs in validation mode for the events (no. 2, no. 7 and no. 11) having the three largest peakflows at Tahlequah station (729, 831 and 874 m<sup>3</sup>/s respectively; see Table 1). Two options were considered for lateral inflow injections: option 1 makes use of point and uniformly distributed inflows, option 2 uses only point inflows. Both options were applied with a spatial configuration including two tributaries modelled individually.

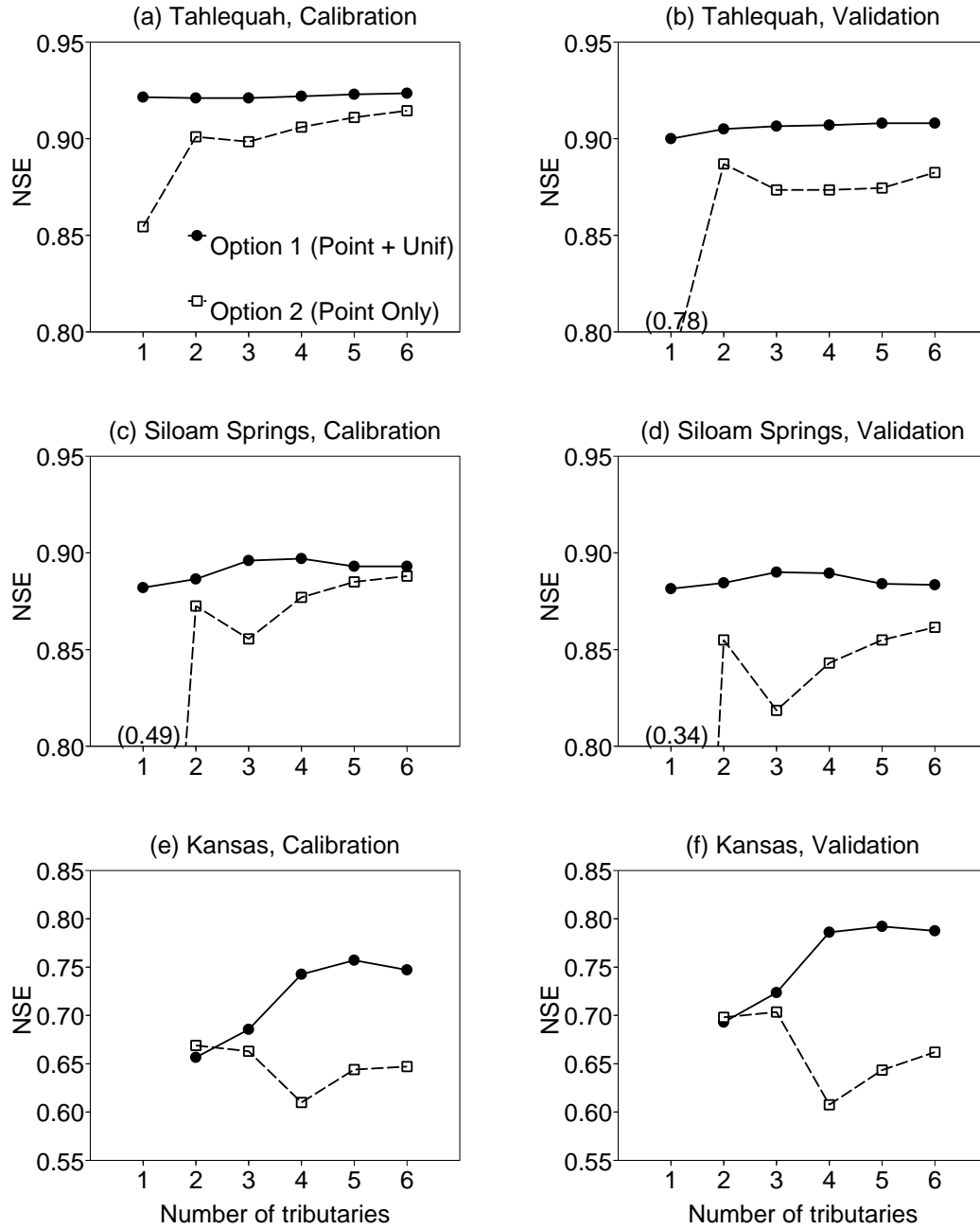


Fig. 6. Nash-Sutcliffe efficiencies (NSE) averaged over the two sub-periods in calibration and validation mode at the Tahlequah (downstream end of the reach), Siloam Springs (interior of the reach) and Kansas (tributary) stations with an increasing number of tributaries modelled individually. Two options were considered for lateral inflow injections: option 1 makes use of point and uniformly distributed inflows, option 2 uses only point inflows. The criteria were not calculated at the Kansas station for the configuration having only one tributary (see section 4).

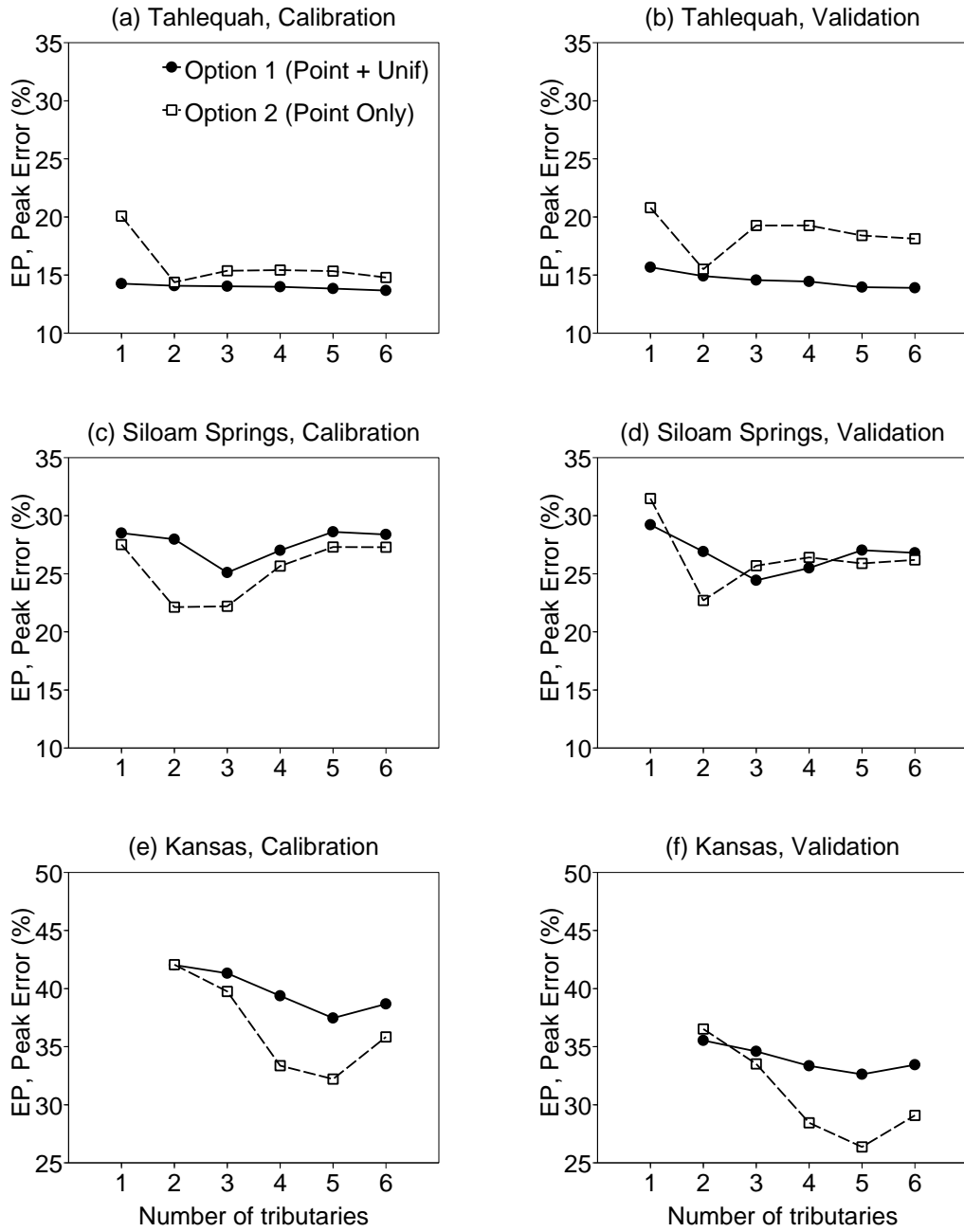


Fig. 7. Mean peak error ( $E_P$ ) averaged over the two sub-periods in calibration and validation mode at the Tahlequah (downstream end of the reach), Siloam Springs (interior of the reach) and Kansas (tributary) stations with an increasing number of tributaries modelled individually. The mean peak error was calculated on the 15 events listed in Table 1. The criteria were not calculated at the Kansas station for the configuration having only one tributary (see Section 4).



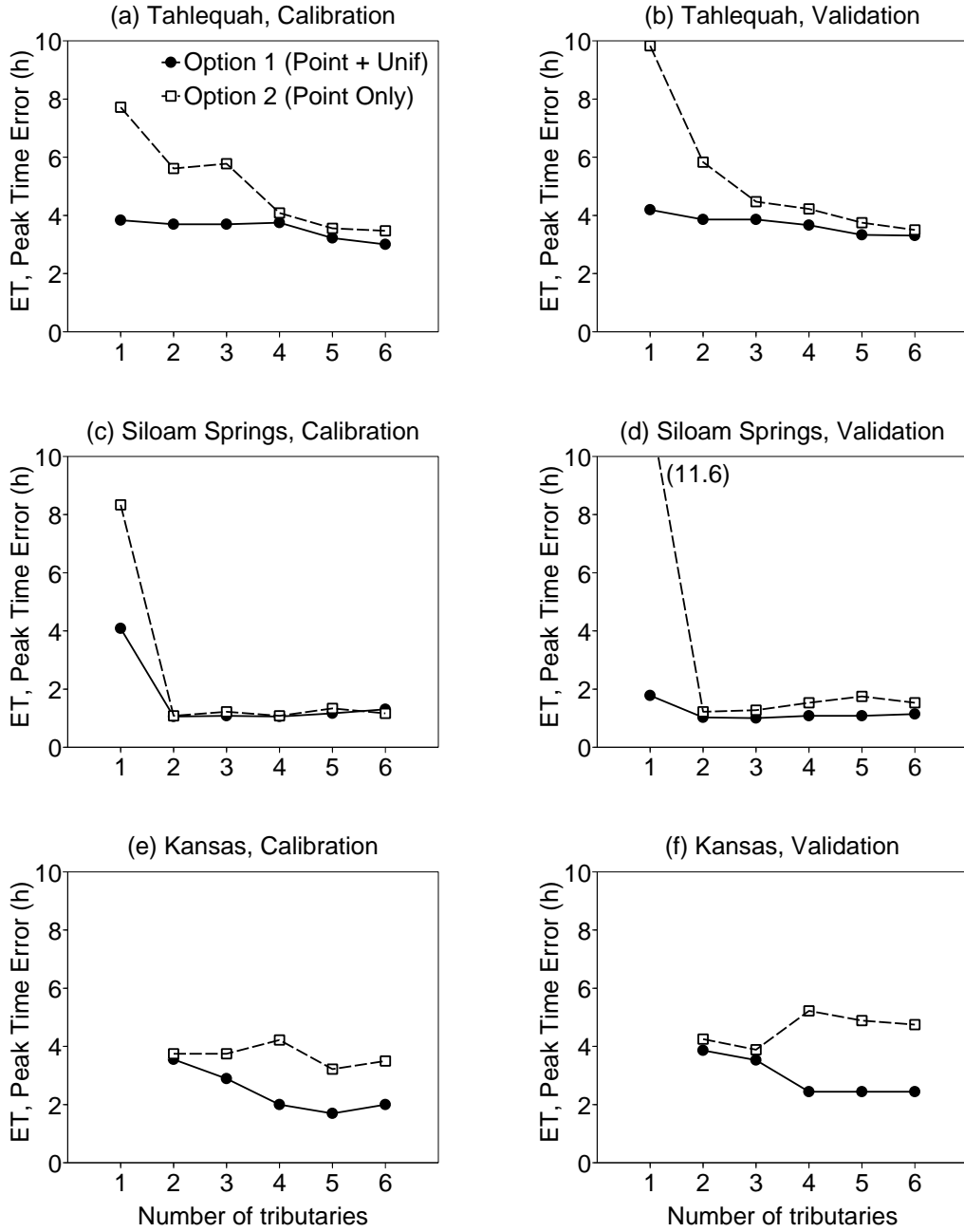


Fig. 8. Mean peak time error ( $E_T$ ) averaged over the two sub-periods in calibration and validation mode at the Tahlequah (downstream end of the reach), Siloam Springs (interior of the reach) and Kansas (tributary) stations with an increasing number of tributaries modelled individually. The mean peak time error was calculated on the 15 events listed in Table 1. The criteria were not calculated at the Kansas station for the configuration having only one tributary (see section 4).

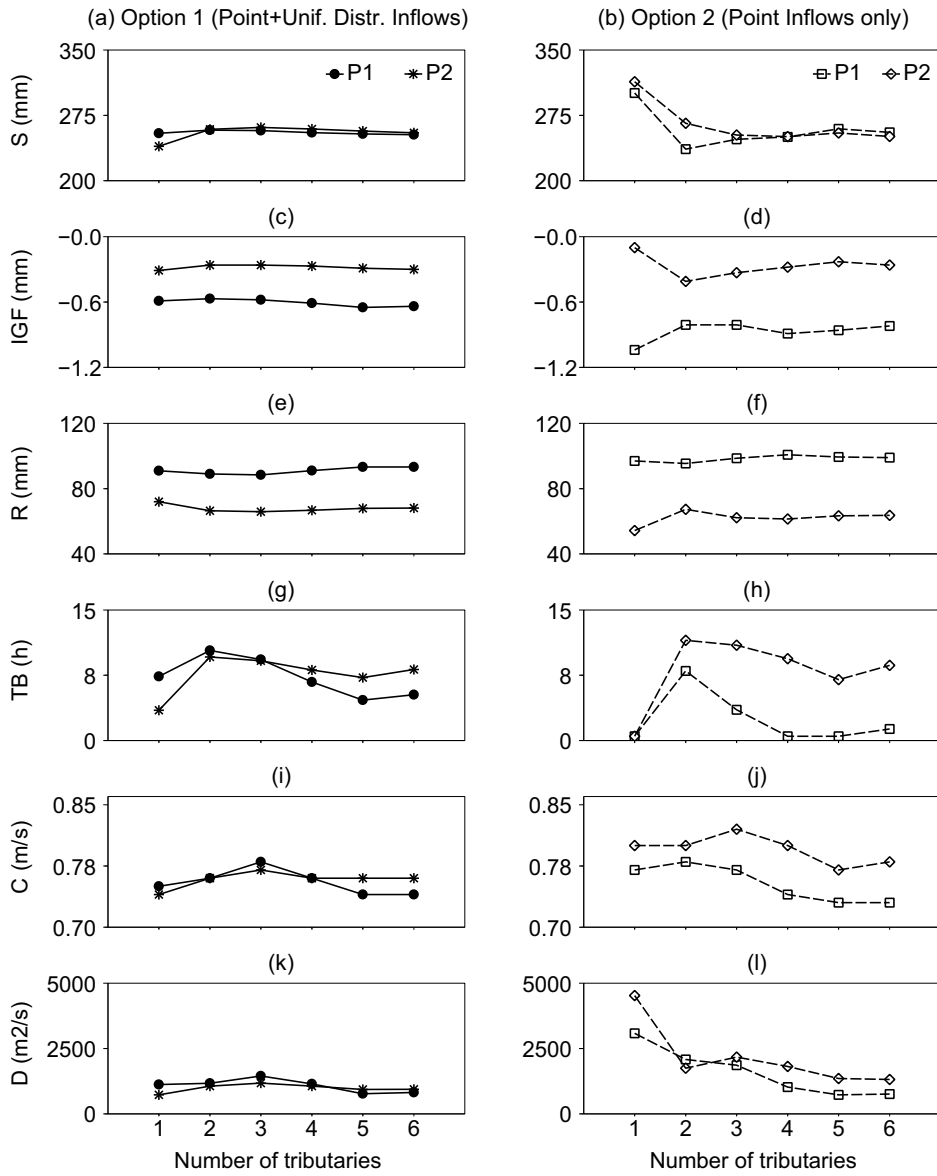


Fig. 9. The parameters of the combined model obtained after a calibration on the two sub-periods P1 (1995-10-01 to 2002-09-30) and P2 (2001-10-01 to 2006-09-30) with varying levels of lateral inflow discretisation and two options in lateral injection types. The first four parameters are those of the GR4J lumped RR model ( $S$ ,  $IGF$ ,  $R$  and  $TB$ ) and the last two are those of the linearised diffusive wave model ( $C$  and  $D$ ).

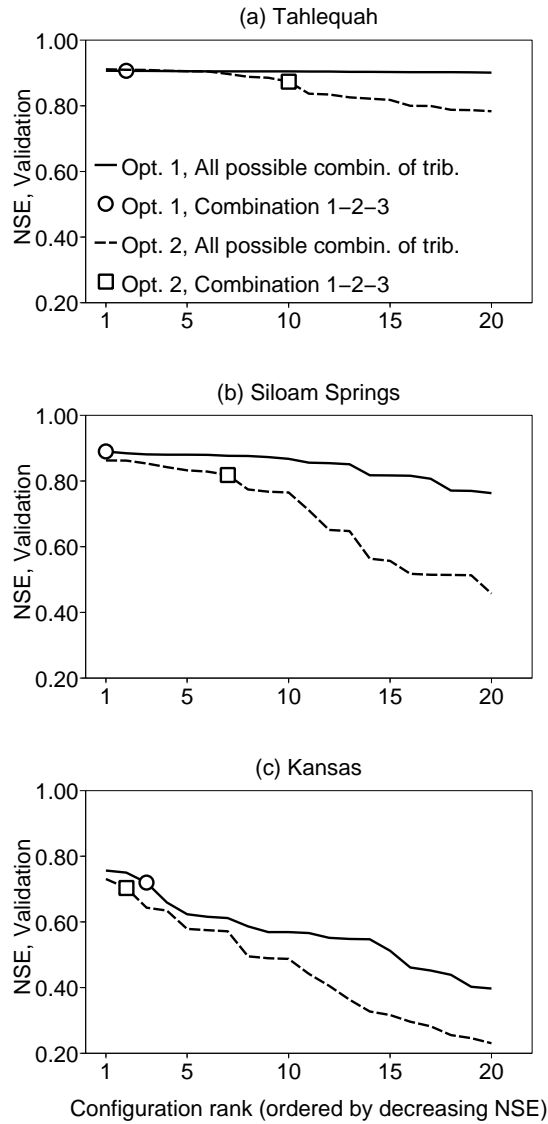


Fig. 10. The Nash-Sutcliffe efficiencies (NSE) averaged over the two sub-periods in validation mode for the Tahlequah, Siloam Springs and Kansas stations with all possible combinations of three tributaries as point inflows and the two options of lateral inflows injection. Circles ( $\circ$ ) and squares ( $\square$ ) indicate the performance of options 1 and 2, respectively, with tributaries considered by order of catchment area (configuration including the tributaries coded 1, 2 and 3 on Figure 1).

Event Nb.	Start	End	Peak flow	Peak flow
			Savoy (m <sup>3</sup> /s)	Tahlequah (m <sup>3</sup> /s)
1	1997-02-20 07:00	1997-02-26 18:00	274	597
2	1998-01-04 01:00	1998-01-12 03:00	823	729
3	1999-02-06 16:00	1999-02-11 21:00	150	276
4	1999-05-04 02:00	1999-05-10 04:00	184	370
5	1999-06-30 05:00	1999-07-05 10:00	350	556
6	2000-06-17 05:00	2000-06-21 00:00	271	483
7	2000-06-28 04:00	2000-07-02 13:00	580	831
8	2001-12-15 22:00	2001-12-21 21:00	243	557
9	2002-04-07 19:00	2002-04-12 21:00	303	561
10	2004-03-03 15:00	2004-03-08 19:00	54	279
11	2004-04-21 19:00	2004-04-29 07:00	1034	874
12	2004-07-02 17:00	2004-07-07 21:00	232	515
13	2004-10-31 22:00	2004-11-04 23:00	100	267
14	2005-01-03 02:00	2005-01-09 19:00	203	600
15	2005-01-12 15:00	2005-01-16 21:00	195	433

Table 1

List of events used to compute the event-based statistics

Station	Performance criteria in validation mode					
	NSE		$E_P$ (%)		$E_T$ (h)	
	Option 1	Option 2	Option 1	Option 2	Option 1	Option 2
	(Pt+Unif)	(Pt)	(Pt+Unif)	(Pt)	(Pt+Unif)	(Pt)
Tahlequah	0.91	0.89	13.9	15.5	3.3	3.5
Siloam Springs	0.89	0.86	24.4	22.7	1.0	1.2
Kansas	0.79	0.70	32.6	26.4	2.4	3.9

Table 2

Comparison of Nash-Sutcliffe efficiency ( $NSE$ ), absolute peak error ( $E_P$ ) and absolute peak time error ( $E_T$ ) with two options for lateral inflow injections: option 1 makes use of point and uniformly distributed inflows, option 2 uses only point inflows. Each value is the best criteria among the six configurations of lateral inflow distribution. The results for all lateral configurations are presented in Figures 6, 7 and 8.

## **Annexe I**

**Are good measurements more valuable than good models ? Quantifying the value of upstream flow data for downstream simulations**



# Are good measurements more valuable than good models? Quantifying the value of upstream flow data for downstream simulations

J. Lerat, V. Andréassian, C. Perrin, and C. Loumagne

---

CEMAGREF, Hydrosystems and Bioprocesses Research Unit, Parc de Tourvoie BP 44, 92163 Antony Cedex, France. (corresponding author: [julien.lerat@cemagref.fr](mailto:julien.lerat@cemagref.fr))



**Abstract.** This paper deals with the introduction of streamflows measured on an upstream interior point as an additional input in a semidistributed hydrological model. Most studies in the literature indicate that this procedure can improve the simulations of streamflow at the catchment outlet. This paper aims at quantifying this potential performance gain in three situations. First, upstream flow measurements are introduced as a straightforward model input in parallel with rainfall and potential evapotranspiration during the calibration and validation phase. Results are analyzed to identify the conditions for these data to influence downstream simulations significantly. Second, upstream flow measurements are corrupted to assess the sensitivity of the procedure to upstream biases. Last, our semidistributed model is calibrated with upstream flow measurements but run in validation mode with flows calculated from an upstream sub-model to check if the performance gain mentioned previously still holds in these degraded conditions.

The results of the different experiments show that (i) the ratio between the high-flow magnitude on the upstream and downstream stations constitutes the key driver to explain the impact of upstream flows on downstream simulations, (ii) substantial corruption of upstream data does not destabilize the semidistributed model, but rather can even be beneficial when this corruption induces an overestimation of upstream flow measurements. This unexpected result can be explained by the increased weight taken by these overestimated flow values in the modeling scheme, which artificially reduces the need for rainfall-runoff modeling on the remaining part of the catchment.

(iii) Finally, a replacement of upstream measurements by calculated values from an upstream rainfall-runoff model proved unsuccessful. The knowledge on upstream flows gained during the calibration process appeared insufficient  
30 to simulate downstream flows in validation mode.

## 1. Introduction

### 1.1. Back to good old principles

Existing hydrological models, either distributed or lumped, aim at calculating river flow at a catchment outlet using rainfall and potential evapotranspiration as inputs. Often, when the catchment studied is large or when it is densely monitored, gaging stations exist upstream of the target outlet. What benefit can be expected from this additional information in hydrological modeling? although all hydrologists agree that upstream flow observations can provide valuable information for downstream flow modeling, there is no consensus on how this additional information should be integrated in the modeling process, nor the advantages and limits it can have.

Several authors [e.g., Corradini, 1991, Michaud et al., 1994, Feyen et al., 2008] report significant improvements in downstream simulations when upstream discharges are accounted for in the modeling scheme.

However, streamflow measurements do not correspond to classical hydrological models inputs, simply because hydrologists are used to regarding streamflows as a model output [Sivapalan et al., 2003]. Moreover, the use of measured upstream flows introduces additional constraints by limiting simulations to periods where these data are available, meaning that the model cannot be applied to assess future flow conditions.

Last, the quality of stream flow measurements can also raise problems, especially when the upstream station's rating curve is uncertain [Clarke, 1999, Petersen-Øverleir, 2004].

If upstream flow measurements are to be used as an additional input to hydrological models, their impact on model performance should be quantified, and the potential for

improved downstream flow simulations should be balanced with the limitations mentioned previously. This paper addresses how upstream flow measurements influence downstream simulations in three different situations showing a gradually decreasing availability of these data:

- 55 1. With upstream flow data of acceptable quality, we investigate the conditions for upstream discharges necessary to significantly improve downstream simulations,
2. With low quality upstream flow data, we assess the sensitivity of downstream simulations to these upstream errors,
3. With limited upstream flow data, we check whether the performance gain mentioned  
60 previously still holds when measured values are replaced by values calculated by an upstream submodel. “Good measurements are more valuable than good models” was the motto of many old practionners, and at a time where there is a strong tendency to replace measurements by simulations [Silberstein, 2006], we revisit this motto in the context of semidistributed hydrological modeling.

## 1.2. Experimental scheme based on nested catchments

65 Investigations were conducted with different versions of a semidistributed model applied on pairs of nested gaging stations, allowing an explicit use of upstream flow measurements. We used a total of 192 pairs, covering a wide range of hydrological and climatic conditions and daily time series over a 10-year period (1995–2005). Three models with different levels of integration of upstream flow measurements were compared on our dataset:

- 70 1. A model (of the downstream station) was calibrated and run using only simulated upstream flows. This model will be considered as the benchmark model to which the

two other models will be compared. It represents what can be achieved in a classical semidistributed scheme.

2. A model (of the downstream station) called UP-Meas was calibrated and run in  
75 validation mode with measured upstream discharges.

3. A model (of the downstream station) called UP-Sim was calibrated using measured upstream flows but run in validation mode with simulated upstream flows.

We also tested the impact of introducing errors in the upstream flows. The analysis of the results is organised as follows: (i) the comparison between the benchmark and  
80 the UP-Meas model on a large catchment data set gives insight on the conditions for upstream flow measurements to significantly influence downstream simulations; (ii) the impact of the upstream flow quality is investigated by calibrating the UP-Meas model with corrupted upstream flows, as described in section 5.2; and (iii) the comparison between  
the benchmark and model UP-Sim quantifies the performance changes when upstream  
85 flow measurements are replaced by the output of an upstream submodel.

section 5
-----------

### 1.3. Notations and precisions

The two nested stations divide the whole catchment (TOTAL) into an upstream part (UP) and an intermediate area (INT) drained between the outlets of UP and TOTAL catchments. Therefore, the discharges at the outlet of the TOTAL catchment are calculated with a model having five possible inputs (see Figure 1):

Figure 1
----------

90 1. Mean areal rainfall  $P_{UP}$  and potential evapotranspiration  $PE_{UP}$  on the upstream subcatchment UP,

2. Measured discharge  $Q_{UP}$  at the UP sub-catchment outlet,

3. Mean areal rainfall  $P_{INT}$  and potential evapotranspiration  $PE_{INT}$  on the intermediate area INT.

95 At the upstream station, corrupted and simulated flows will be noted  $\tilde{Q}_{UP}$  and  $\hat{Q}_{UP}$  respectively.

Note that this paper only investigates flow simulation, not flow forecasting; therefore model updating and streamflow data assimilation algorithms are not considered here. Note also that the question studied in this paper applies equally to all types of spatially explicit  
100 hydrological models but for the sake of simplicity we will consider the simplest possible scheme, i.e., a downstream catchment (TOTAL) with a single upstream subcatchment (UP) as shown in Figure 1.

Figure 1

In section 2, we review the existing practices on the use of upstream flow in rainfall-runoff models, as described in the literature. Section 3 details the three model versions  
105 mentionned previously. Section 4 describes the catchment database on which the three models are applied. The results of the comparison between the three models are analyzed in section 5.

## 2. Importance of upstream flow measurements in rainfall-runoff models

Integrating upstream discharges in rainfall-runoff models has two main interests. First, streamflow data on interior points provide spatial information on the hydrological pro-  
110 cesses, which may significantly improve the calibration when the model is distributed or semidistributed. Using upstream discharges in the calibration process can greatly reduce the risk of overparametrization by adding internal constraints on flow simulations. Jakeman and Hornberger [1993] and Perrin et al. [2001] discuss this issue of model overparametrization. Upstream discharges can be introduced through simultaneous calibra-

115 tion on all discharge time-series via multi-objective functions [Madsen, 2003] or with a sequential calibration on all individual subcatchments [Andersen et al., 2001, Das et al., 2008]. Whatever strategy is adopted, the literature converges toward a unanimous consensus: using upstream discharge data improves the simulations obtained with distributed and semidistributed models [Corradini, 1991, Michaud and Sorooshian, 1994]. However, 120 several questions remain unanswered:

1. Many papers agree on the value of upstream flow measurements based on the analysis of isolated case studies, but they do not provide elements to generalize this result. What are the limits of this influence for an upstream station? Hydrological good sense would suggest that the further upstream the station, the lesser its impact on downstream 125 simulations. However, we lack a reference to estimate this impact quantitatively. Hence, the first objective of this paper is to detail the conditions necessary for measured upstream flows to influence downstream simulations significantly.

2. The impact of atmospheric data quality on model performance has been thoroughly studied by many authors. For example, Oudin et al. [2006] analyzed the impact of biased 130 and randomly corrupted rainfall and potential evapotranspiration data on the performance of lumped rainfall-runoff models. Only a few papers deal with the impact of the quality of discharge data [Shrestha et al., 2007]. Moreover, these papers analyze situations where discharges constitute the calibration target and not a model input. The influence of upstream flow data quality, when used as a model input, remains an open question and 135 constitutes the second objective of this paper.

3. As mentioned in the introduction, using upstream discharges makes the modeler dependent on another input, which restricts the applicability of the models. A simple

solution to overcome this limitation is to calibrate an upstream rainfall-runoff model and feed the downstream model with upstream simulations when no measurement is available (we assume here that model application is not limited by precipitation data availability). This procedure corresponds to the sequential calibration of a two-subcatchment semidistributed model and defines different sets of parameters within the modelled catchment. Unfortunately, using a model on the upstream subcatchment introduces errors and the performance gain we mentioned previously may not hold up under these degraded conditions. Indeed, several authors [Boyle et al., 2001, Ajami et al., 2004] have shown that even where flow conditions are spatially variable, using spatially varying parameters for submodels did not provide significant simulation improvement over simple homogeneous parametrization schemes. Other authors presented opposite views [Feyen et al. , 2008]. In a previous study, Andréassian et al. [2004] showed that rainfall input distribution (and to a lesser extent parameter distribution) was beneficial for downstream flow simulations, but this result was obtained on watersheds with artificially exaggerated heterogeneity and does not hold on actual catchments. The debate will not move forward unless a comparison is made on a large and varied catchment set. Thus, the third objective of our paper is to generalize the conclusions of the above-cited authors with the help of a large set of catchments.

### 3. A two-subcatchment model to investigate the value of upstream flow data

In this section, we present three versions of the semidistributed daily rainfall-runoff model applied on 192 nested catchments (see section 4) showing a wide variety of configurations.

section 4
-----------



### 3.1. Three versions of the model using upstream flow data differently

The model splits the TOTAL catchment into an upstream subcatchment UP and an intermediate area INT, as presented in Figure 1. It consists of (1) a lumped rainfall-runoff operator to generate runoff from mean areal rainfall and potential evapotranspiration (PE) on the two nested catchments (see section 3.2) and (2) a routing operator to propagate upstream flows toward the catchment outlet (see section 3.3). Three versions of the model are tested (see Figure 2), as indicated in the introduction:

1. A benchmark model is calibrated and run in validation mode without using upstream flow measurements (neither in the calibration nor in the validation mode).

2. The UP-Meas model is calibrated and run in validation mode using upstream flow measurements. This model is used to investigate the conditions under which upstream flow measurement can significantly influence downstream simulations and to test the sensitivity of downstream simulations to the quality of upstream flow data.

3. The UP-Sim model is calibrated using measured upstream flow but run in validation mode with upstream flows simulated by an upstream submodel. This model is used to check the performance changes when upstream flow measurements must be replaced with calculated values.

In the benchmark model, downstream flows are calculated from mean areal rainfall and PE on the UP subcatchment ( $P_{UP}$  and  $PE_{UP}$  respectively) and INT intermediate area ( $P_{INT}$  and  $PE_{INT}$  respectively) as follows:

$$\hat{Q}_{TOTAL} = RR(\theta, P_{INT}, PE_{INT}) + ROUT(\rho, \hat{Q}_{UP}) \quad (1)$$

$$\hat{Q}_{UP} = RR(\theta, P_{UP}, PE_{UP})$$

where  $\hat{Q}_{TOTAL}$  is the calculated discharge at the TOTAL catchment outlet,  $RR$  is the rainfall-runoff operator,  $ROUT$  is the routing operator,  $\theta$  is a unique parameter set applied to the  $RR$  model on the two areas UP and INT, and  $\rho$  is the parameter set of the routing operator.

For the benchmark model, we constrained the parameters of the  $RR$  models to be identical on the UP and INT areas to avoid compensations between the two  $RR$  models. Systematic tests (not presented here) were conducted with higher degrees of freedom in the parameterization of  $RR$  models, but we found that the configuration with identical parameters for the two subcatchments was the one providing the best simulations on both UP and TOTAL gaging stations.

Note that upstream flows that are calculated by this model constitute truly blind simulations, without any calibration against observed data at the UP station (see section 3.4).

With similar notations, the UP-Meas model calculates downstream discharges as:

$$\hat{Q}_{TOTAL} = RR(\theta', P_{INT}, PE_{INT}) + ROUT(\rho', Q_{UP}) \quad (2)$$

Compared to equation 1, the model uses upstream measured discharges  $Q_{UP}$  instead of values calculated by an upstream model ( $\hat{Q}_{UP}$ ). In this case, calibrated parameters are limited to the  $RR$  parameters  $\theta'$  on the intermediate area  $INT$  and the  $ROUT$  parameters  $\rho'$ . Using measured upstream flow data, this model excludes the upstream subcatchment from the modeling scheme.

section 3

equation

The third model, UP-Sim, constitutes an intermediate solution between the two previous models by calculating downstream discharges as:

$$\hat{Q}_{TOTAL} = RR(\theta', P_{INT}, PE_{INT}) + ROUT(\rho', \hat{Q}_{UP}) \quad (3)$$

$$\hat{Q}_{UP} = RR(\theta'', P_{UP}, PE_{UP})$$

The UP-Sim model uses two *RR* modules to calculate runoff from the UP and INT area.

The parameters of the *RR* model on the intermediate area INT,  $\theta'$ , and the parameters of the *ROUT* model,  $\rho'$ , are identical to those of the UP-Meas model (these parameters are not re-calibrated in UP-Sim). Parameters for the *RR* model on the *UP* subcatchment,  $\theta''$ , are calibrated independently against measured streamflows from the UP gaging station. Hence, the UP-Sim model exploits upstream discharges indirectly via calibration of the *RR* model on UP.

The characteristics of the three previous models are summarized in Table 2.

<b>Table 2</b>
----------------

In the two following sections, we briefly describe the *RR* and *ROUT* components of our semidistributed model.

### 3.2. Rainfall-runoff model

We used GR4J, a continuous lumped rainfall-runoff model, to calculate runoff on the subcatchment UP and the intermediate area INT. This model was applied over a wide range of hydroclimatic conditions [Perrin et al, 2003, Le Moine et al., 2007]. Figure 3 presents the overall model scheme (see Perrin et al. [2003] for more mathematical details). This model has four free parameters:

1.  $S$ , the capacity of the soil moisture accounting store (in millimeters),

2. *IGF*, the parameter that controls the intercatchment groundwater flow (in millimeters),
3. *R*, the capacity of the non-linear routing store (in millimeters),
4. *TB*, the time base of the unit hydrograph (in days).

### 3.3. Routing model

The propagation model used to route the upstream flows toward the catchment outlet is based on a resolution of the diffusive wave equation first introduced by Hayami [1951]. With the hypothesis that the wave celerity and the diffusion remain constant, Hayami [1951] proposed an analytical solution of this equation in the form of the following convolution product:

$$O(t) = \int_0^t I(t - \tau)K(\tau)d\tau \quad (4)$$

with:  $I(t) = Q(0, t) - Q(0, 0)$

$$O(t) = Q(L, t) - Q(L, 0)$$

$$K(t) = \frac{L}{2\sqrt{\pi D}} \frac{\exp\left[\frac{CL}{4D}\left(2 - \frac{L}{Ct} - \frac{Ct}{L}\right)\right]}{t^{3/2}}$$

where  $L$  is the length of the river reach,  $Q(0, t)$  and  $Q(L, t)$  the flows at the upstream and downstream points of the river reach at time  $t$ ,  $C$  the wave celerity, and  $D$  the diffusion coefficient. This model was applied by several authors [Baptista and Michel, 1989; Corradini, 1991; Moramarco et al., 2005; Moussa, 2008] to propagate streamflow in natural river channels. Sensitivity tests (not presented here) revealed that the diffusion parameter  $D$

for simulations at the daily time-step has a low influence on model performance compared to the wave celerity  $C$ . Therefore,  $D$  was fixed to a single value of 3000 m<sup>2</sup>. This value was identified by trial and error and provided optimal performance on our sample of 192 catchments. It is consistent with values obtained in the above-mentioned literature.

As a result, the celerity  $C$  is the only parameter of the routing model that is calibrated in vectors  $\rho$  and  $\rho'$  mentioned in equations 1 and 2.

### 3.4. Calibration and validation procedure

The calibration algorithm is identical for the three tested models and aims at adjusting parameters to minimize the mean squared error (MSE) between calculated and observed flow. First, a regular sampling of the parameter space is applied by selecting several initial values for each parameter. Then all possible combinations of parameters are generated and the MSE is calculated for all the parameters sets. The set having the lowest MSE is finally retained as a starting point for a local Levenberg-Marquardt minimization algorithm [Marquardt, 1963].

Three initial values were identified for each of the four GR4J model parameters from the distributions obtained after calibration on a large set of French catchments [Le Moine et al., 2007]. For the celerity ( $C$ ) of the diffusive wave model, three initial values of 0.5, 1 and 1.5 m/s were selected in agreement with the literature [Moussa, 2008].

A standard split-sample test is applied [Klemes, 1986] with two equal and contiguous subperiods. Calibration is alternatively performed on each subperiods. The model's performance is assessed in calibration and validation mode with the Nash-Sutcliffe efficiency [Nash and Sutcliffe, 1970] (called here classical efficiency, CEff) comparing the

mean squared error of flow  $\hat{Q}^{Mod}$  calculated by a model  $Mod$  with the observed variance:

$$CEff(Mod) = 1 - \frac{\sum_t (\hat{Q}_t^{Mod} - Q_t)^2}{\sum_t (\bar{Q} - Q_t)^2} \quad (5)$$

250 A second formulation is used to better compare the performance of the benchmark model  $Bench$  with the performance of an alternative model  $Mod$ , as advocated by Seibert [2001]:

$$REff(Mod/Bench) = 1 - \sqrt{\frac{\sum_t (\hat{Q}_t^{Mod} - Q_t)^2}{\sum_t (\hat{Q}_t^{Bench} - Q_t)^2}} \quad (6)$$

This second formulation, called relative efficiency (REff), measures the reduction of the root mean squared error when shifting from one model to another. It gives a more meaningful estimation of the performance improvement than the comparison of CEff values:

255 identical differences between two values of the CEff criteria can reflect very different situations depending on the value of CEff for the benchmark. An improvement of CEff from 0.5 for the benchmark to 0.55 for the alternative model is not equivalent to an improvement from 0.9 to 0.95. In the first case, the relative improvement is small (REff=0.05), whereas it is large in the second (REff=0.3).

260 Both criteria vary between  $-\infty$  and 1. A value of 1 corresponds to a perfect simulation.

As indicated in section 3 and Figure 2, calibrated parameters are not identical for the three tested models used:

1. In the benchmark model, five parameters are calibrated: four parameters for the rainfall-runoff model ( $RR$ ) on the subcatchment UP and the intermediate area INT (parameter sets are kept identical on both subcatchments) and one for the routing model ( $ROUT$ ). The benchmark model is calibrated against streamflow measured at the downstream gaging station TOTAL.

section 3
-----------

Figure 2
----------

2. In the UP-Meas model, five parameters are calibrated: four parameters for the *RR* model on the INT intermediate area and one for the *ROUT* model. The UP-Meas model is calibrated against streamflows measured at the downstream gaging station TOTAL.

3. In the UP-Sim model, we use the results of the UP-Meas model calibration for its five parameters, and separately calibrate the four parameters of the RR model on the UP subcatchment against the streamflows observed on the UP gaging station.

#### 4. Database from 192 nested catchments

This section presents the database of 192 nested catchments used to test the models described in section 3. Catchment locations are shown in Figure 4. This catchment set provides a robust basis for the statistical analysis of these experiments. Data were extracted from the database gathered by Le Moine et al. [2007] (unregulated catchments free from significant snow influence).

Following the scheme presented in Figure 1, daily series of six variables were collected on each catchment pair for a 10 year period from 1995 to 2005:

1. Streamflow at UP and TOTAL gaging stations extracted from the French HYDRO database,

2. Rainfall and potential evapotranspiration (PE) on upstream and intermediate area provided by Météo-France.

Table 1 summarizes the main characteristics of this dataset: catchments are small to medium size with a mean area of 260 km<sup>2</sup> for the upstream catchment and 1770 km<sup>2</sup> for the TOTAL catchment. The intermediate area contribution is always significant, with a mean surface ratio  $S_{UP}/S_{TOTAL}$  of 22%. Climatic conditions are typical of European

section 3
-----------

Figure 4
----------

Figure 1
----------

Table 1
---------

humid catchments, with mean precipitation and PE on TOTAL of 970 mm and 660 mm,  
290 respectively.

## 5. Results

In this section, we analyze the results of the three models applied to the 192 nested catchments at the daily time-step.

Table 3 presents the statistics of the classical Nash-Sutcliffe efficiency (CEff) for the three models in calibration and validation modes on UP and TOTAL stations. Statistics  
295 are calculated over the 384 subperiods (two subperiods for each of the 192 catchment pairs).

The results for all models on this table indicate that the calibration can be considered as robust with a limited decrease in performance between the calibration and validation modes.

All models provide satisfactory results in calibration and validation mode on the down-  
300 stream point TOTAL with a 25% quantile of CEff greater than 0.8. Figure 4 locates catchments with lower performance: around the Parisian basin where groundwater contribution is poorly handled by the rainfall-runoff model (CEff criteria below 0.7 in validation mode). A similar level of performance is obtained on small catchments in the upper Loire  
305 basin and around the Mediterranean coast, where faster catchment response times are difficult to model at the daily time-step.

Model performance is lower at the upstream point UP for both the benchmark and the UP-Sim model (performance of the UP-Meas is not evaluated on this point because measured upstream flow constitutes one of the inputs of this model). The UP-Sim model  
310 presents a much better performance than the benchmark on this point, which is not sur-

**Table 3****Figure 4**



prising considering that the benchmark model does not exploit upstream flow information during the calibration process.

In the following sections, we analyze the results of the different models in light of the three questions concerning (1) the upstream flow's influence on downstream simulations, (2) the influence of errors on upstream flow measurements and (3) the changes in performance when measured upstream flow is replaced with a calculated value from an upstream submodel.

### 5.1. What are the conditions necessary for upstream flow measurements to impact downstream simulations?

With this first question, our objective is to specify the conditions for measured upstream flows to significantly improve downstream simulations. Here, we compare the results obtained with the benchmark model with the results obtained with the UP-Meas model.

Table 3 clearly confirms the value of measured upstream flows: simulations on the downstream point TOTAL are clearly improved when comparing the performance of the benchmark with the UP-Meas model, which explicitly uses these data. Mean classical efficiency (CEff) in validation mode rises from 0.82 for the benchmark model to 0.87 for the UP-Meas model. Similar behavior can be observed for all percentiles of the CEff distribution over the 384 periods. This result was expected: it confirms the well-known advantage in using measured upstream boundary conditions in a semidistributed model.

To push our analysis a step further, we tried to explain the values of the relative efficiency REff(UP-Meas/Benchmark) by physical descriptors of the nested catchments UP and TOTAL. Among a large number of hydrological, hydrogeological and morphological indicators, the only descriptors that were found useful are related to the relative runoff

<b>Table 3</b>
----------------

amplitude between the UP and TOTAL gaging stations. Figure 5 shows the REff efficiencies plotted against three of these descriptors: (a) the surface ratio between UP and TOTAL catchments, (b) the ratio between the mean annual discharge on UP and TOTAL stations, and (c) the ratio between the 99<sup>th</sup> percentile of the discharge time-series on UP and TOTAL stations. This last indicator gives the ratio between high flows on the two stations. The choice of the 99<sup>th</sup> percentile appeared as the best compromise between lower percentiles that do not capture the appropriate flood regimes and higher percentiles that are influenced by sampling problems on extreme values.

**Figure 5**

Figure 5 clearly shows that REff(UP-Meas/Benchmark) increases when upstream flow measurements constitute a significant part of the downstream flows. Large measured upstream contributions reduce the importance of errors introduced by the UP-Meas model on the intermediate area INT. As a result, the downstream simulation improves. It is remarkable that the REff criterion does not converge toward 1 (perfect simulation) when the different descriptors tend toward 1 (corresponding to a nested station located immediately upstream of the downstream station): when upstream contribution increases substantially, any inconsistency in the upstream flow data will have a critical impact on the downstream simulation and the performance gain becomes more uncertain. This was noted in several cases (outliers showing null or negative REff values with a 99<sup>th</sup> percentile discharge ratio close to 1, see Figure 5 (c)). Upstream flow data quality appears to be an important factor in our analysis; it will be studied in greater detail in section 5.2.

**Figure 5**

Linear regressions between the descriptors and REff values were performed as indicated in Figure 5: the coefficient of correlation increases from 0.62 with the surface ratio up to 0.67 with the 99<sup>th</sup> percentile discharge ratio. Note that a combination of several descriptors

**Figure 5**

355 did not lead to improved correlations. Since the catchment surface constitutes a poor estimator of runoff, it is natural that the surface ratio provides the lowest correlation coefficient. The 99<sup>th</sup> percentile discharge ratio was found to be more informative than the mean annual discharge ratio, which can be explained by the heteroscedastic nature of rainfall-runoff model residuals: the largest errors occur during high-flow events; therefore, 360 a significant upstream contribution during these very periods reduces these errors and has an important effect on the overall mean squared error.

## 5.2. What happens when upstream flow measurements decrease in quality ?

In this section, we analyze the changes in performance using the UP-Meas model when it is calibrated with corrupted upstream flow data. The error model used to corrupt them assumes that the error associated with streamflow measurements comes from rating curve 365 uncertainties [Shrestha et al., 2007]. If we represent this curve by a power transformation of the form  $Q = a \times H^b$ , where  $Q$  is the streamflow,  $H$  the water level, and  $a$  and  $b$  the rating curve parameters, a corrupted streamflow would be calculated by  $\tilde{Q} = \tilde{a} \times H^{\tilde{b}}$  where  $\tilde{a}$  and  $\tilde{b}$  are the corrupted parameter. Hence,  $\tilde{Q} = \frac{\tilde{a}}{a^{\tilde{b}/b}} \times Q^{\tilde{b}/b} = \alpha \times Q^\beta$  which is again a power transformation with two parameters  $\alpha$  and  $\beta$ . Therefore we have applied 370 this two-parameter power transform on initial upstream flow data.

Corruption was focused on high flows because they are the best variable to explain the influence of upstream flow measurements on downstream simulations according to the results obtained in the previous section. The final corruption transformation is the following:

$$\tilde{Q}_{UP}(j) = \begin{cases} Q_{UP}(j) & \text{if } Q_{UP}(j) < \text{median}(Q_{UP}), \\ \alpha \times Q_{UP}(j)^\beta & \text{if } Q_{UP}(j) \geq \text{median}(Q_{UP}). \end{cases}$$

where  $median(Q_{UP})$  is the median of the upstream streamflow time series and  $\alpha$  and  $\beta$  are the two coefficients of the transformation. They are chosen to preserve the initial median for the sake of continuity and to modify the 99<sup>th</sup> percentile by known perturbation of -50%, -25%, +25% and +50%. An example of this corruption is presented in Figure 6.

**Figure 6**

375 Note that the benchmark model is not affected by upstream flow corruption because it does not use upstream flow data as an input.

Figure 7 shows the statistics of the relative efficiencies REff(UP-Meas/Benchmark) in validation mode for different levels of corruption. First, we see that substantial corruption of upstream flow measurements does not destabilize the UP-Meas model's performance. The model is still better than the benchmark, with positive values for all the statistics of the REff criteria. This result reinforces the value of upstream flow measurements because they still contribute to a significant performance gain on downstream simulations when the corruption level rises up to 50%.

**Figure 7**

Second, the UP-Meas model slightly improves with positive corruption of upstream flow data (+25% and +50%). This result is unexpected in that it was expected that upstream flow corruption could only degrade downstream simulations. How can this result be interpreted? First, upstream flows may be systematically underestimated. In this case, the positive corruption compensates this underestimation. This is difficult to believe considering the size and the variety of our nested catchment data set. Moreover, it would imply that the flow data are only biased toward underestimation, whereas overestimation is also probable.

Second, the increase in upstream flows induced by the positive corruption scenario modifies the balance between the propagation component and the rainfall-runoff component.

Figure 8 shows the distribution of the five parameters of the UP-Meas model associated with different corruption configurations. The parameters controlling the water balance in the RR module (soil moisture accounting store capacity,  $S$ , and exchange parameter,  $IGF$ ) compensate the excess of water coming from the upstream catchment UP:  $S$  increases to retain more water in the soil moisture reservoir and  $IGF$  decreases to artificially export more water outside of the catchment. Thus the corruption is a way to increase the relative weight of measurements in downstream simulations if we accept that errors associated with the propagation component are small compared to the errors of the rainfall-runoff component. This is coherent with the superiority of the UP-Meas model over the benchmark.

In conclusion, the information provided by upstream flow measurements can be even more useful than what was observed in the previous section: a systematic and artificial increase of its weight in the semidistributed modeling scheme via our corruption strategy proved to be beneficial. Of course, a limited number of cases exist where the upstream flow data is not of appropriate quality and this procedure could prove counter-productive, as we indicated in the previous section (outliers on the Figure 5). An efficient way to increase the upstream flow measurement weight would be to parameterize it using a multiplying factor on upstream flows in the UP-Meas model. Calibration of this parameter could then eliminate the cases of uninformative upstream flows. This goes beyond the scope of this paper but will be done in future work.

**Figure 8****Figure 5**

### 5.3. What happens when the model is run with calculated upstream flow instead of measured values?

The two previous sections have shown the critical value of upstream flow measurements in a semidistributed model. Unfortunately, these data are not always available, especially during the validation period where we want our models to be able to extrapolate without any flow measurements. In this section, we compare the results of the benchmark and the UP-Sim models.

Table 3 shows that simulations improve significantly on the UP stations from benchmark to UP-Sim but not on the downstream point TOTAL. It is striking that CEff statistics on the TOTAL station are nearly identical for both models. Indeed, one would have expected simulations on both points to benefit from the use of upstream flow measurements during the calibration process of UP-Sim.

This counter-intuitive result, however, confirms some results which had been considered rather paradoxical in the literature: Boyle et al. [2001] and Ajami et al., [2004] found that the distribution of the parameters over several subcatchments did not improve the simulations compared to a simple uniform parameterization scheme (as in our benchmark model). The fact that we used upstream flow measurements during the calibration process, which was not the case in the studies of Boyle et al.[2001] and Ajami et al.[2004], was even a further advantage for the parameter-distributed strategy (UP-Sim model), but it did not change the conclusion.

Figure 9 provides insights into this result by comparing simulations of the benchmark and the UP-Sim model on the example of the Vienne river (tributary of the Loire river in the center of France). Figure 9 shows the simulations of the two models on the downstream point TOTAL and their breakdown into two components as per equations 1 and 3: the

**Table 3****Figure 9**

contribution from the intermediate area INT and the routed upstream runoff from the upstream subcatchment. The third panel of Figure 9 shows the difference between similar components from the two models.

Figure 9 reveals that both simulations are nearly identical (differences on TOTAL lower than  $2 \text{ m}^3/\text{s}$ ) with compensations between the two components: lower routed upstream flows from the benchmark model (negative difference on  $ROUT(\hat{Q}_{UP})$  on Figure 9) is compensated by higher intermediate runoff ( $RR(P_{INT}, PE_{INT})$  on the same figure). The use of upstream flow data during the calibration adds internal consistency to the UP-Sim model with better simulations on the UP point compared to the benchmark (see Table 3), ... but this is not sufficient to increase the quality of downstream simulations on the TOTAL point. The additional value of the knowledge on upstream flows used during the calibration process appeared negligible to simulate downstream flows with our semidistributed model. This result reveals how difficult it is to increase the quality of spatially explicit models: potential compensations between the components may overcome the marginal value of additional internal information.

**Figure 9**

**Table 3**

## 6. Conclusion

In this work, we have studied the value of upstream flow measurements to simulate downstream flow with a semidistributed model. Several experiments were conducted to verify the well-known advantage of including upstream flow data in spatially explicit hydrological models. The key results are:

1. With a test on 192 nested catchments in a temperate climate showing a wide diversity of configurations, we confirmed the advantage of using upstream flow measurements as an additional input. Comparing a model using this input and a benchmark model run

without it revealed a nearly systematic gain in the Nash-Sutcliffe criteria in validation mode. Of course, exceptions exist where the introduction of upstream flow measurements fail to improve downstream simulations but these cases were very limited.

2. The ratio between upstream and downstream flows appeared as the key driver for this performance gain. Simple relationships between different formulations of this ratio were proposed to give a preliminary estimate of the expected performance gain.

3. A surprising result was obtained while conducting a sensitivity analysis on the quality of upstream flow data: the corruption of these data with a power transform that increases the high upstream flow regime lead to a significant performance gain. It was found that this artificial increase induced a reduction of the rainfall-runoff component to the profit of the routing component and thus an increase in the upstream flow measurement weight in the downstream simulation. The value of upstream flow measurements then appeared higher than the rainfall data to simulate streamflows at a catchment outlet.

4. A final experiment was conducted to investigate situations where these upstream flow measurements are no longer available in validation mode. Strikingly, all performance gains obtained previously were annihilated due to compensations between the different components of the model. This conclusion revealed how difficult it is to build spatially explicit hydrological model in the absence of measurements of internal streamflow.

To continue this work, we are particularly interested in testing different strategies to weight upstream flow measurements in the semidistributed model, and to extract as much information as possible from this additional input. Also, tests could be enlarged to finer time-steps where flow routing becomes more complex and could introduce additional errors that were not significant in our experiments.



**Acknowledgments.** We gratefully acknowledge the help of Nicolas Le Moine of Cemagref (Antony) for his help in formatting the hydrological and meteorological data, and the contribution of Météo-France for providing the rainfall data used in this study.

## References

- Ajami, N., H. Gupta, T. Wagener, and S. Sorooshian (2004), Calibration of a semi-distributed hydrologic model for streamflow estimation along a river system, *J. Hydrol.*, 298(1-4), 112–135.
- Andersen, J., J. C. Refsgaard, and K. H. Jensen (2001), Distributed hydrological modelling of the senegal river basin - model construction and validation, *J. Hydrol.*, 247(3-4), 200–214.
- Andréassian, V., A. Oddos, C. Michel, F. Anctil, C. Perrin, and C. Loumagne (2004), Impact of spatial aggregation of inputs and parameters on the efficiency of rainfall-runoff models: A theoretical study using chimera watersheds, *Water Resour. Res.*, 40(5).
- Baptista, M., and C. Michel (1989), Une utilisation simple du modèle hayami en hydrologie, *La Houille Blanche*, 2, 123–130.
- Boyle, D. P., H. V. Gupta, S. Sorooshian, V. Koren, Z. Zhang, and M. Smith (2001), Toward improved streamflow forecasts: Value of semidistributed modeling, *Water Resour. Res.*, 37(11), 2749–2759.
- Clarke, R. T. (1999), Uncertainty in the estimation of mean annual flood due to rating-curve indefiniton, *J. Hydrol.*, 222(1-4), 185–190.
- Corradini, C. (1991), Evaluation of alternative configurations of basin elements for on-line flood forecasting, *Water Resources Bulletin*, 27(3), 407–418.

- Das, T., A. Bardossy, E. Zehe, and Y. He (2008), Comparison of conceptual model performance using different representations of spatial variability, *J. Hydrol.*, article in Press.
- 505 Feyen, L., M. Kalas, and A. Vrugt (2008), Semi-distributed parameter optimization and uncertainty assessment for large-scale streamflow simulation using global optimization, *Hydrol. Sciences Journal*, *53*(2), 293–308.
- Hayami, S. (1951), On the propagation of flood waves, *Bulletin, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Japan*, *1*.
- 510 Jakeman, A., and G. Hornberger (1993), How much complexity is warranted in a rainfall-runoff model ?, *Water Resour. Res.*, *29*(8), 2637–2649.
- Klemes, V. (1986), Operational testing of hydrological simulation models, *Hydrol. Sciences Journal*, *31*(1), 13–24.
- Le Moine, N., V. Andréassian, C. Perrin, and C. Michel (2007), How can rainfall-runoff  
515 models handle intercatchment groundwater flows? theoretical study based on 1040 french catchments, *Water Resour. Res.*, *43*(2), 227–242.
- Madsen, H. (2003), Parameter estimation in distributed hydrological catchment modelling using automatic calibration with multiple objectives, *Advances in Water Resources*, *26*(2), 205–216.
- 520 Marquardt, D. W. (1963), An algorithm for least-squares estimation of nonlinear parameters, *Journal of the Society for Industrial and Applied Mathematics*, *11*(2), 431–441.
- Michaud, J., and S. Sorooshian (1994), Comparison of simple versus complex distributed runoff models on a midsized semiarid watershed, *Water Resour. Res.*, *30*(3), 593–605.
- Moramarco, T., F. Melone, and V. P. Singh (2005), Assessment of flooding in urbanized  
525 ungauged basins: A case study in the upper tiber area, italy, *Hydrol. Processes*, *19*(10),

1909–1924.

Moussa, R. (2008), Effect of channel network topology, basin segmentation and rainfall spatial distribution on the geomorphologic instantaneous unit hydrograph transfer function, *Hydrol. Processes*, *22*(3), 395–419.

530 Nash, J. E., and J. V. Sutcliffe (1970), River flow forecasting through conceptual models. part 1: a discussion of principles, *J. Hydrol.*, *10*(3), 282–290.

Oudin, L., C. Perrin, T. Mathevet, V. Andréassian, and C. Michel (2006), Impact of biased and randomly corrupted inputs on the efficiency and the parameters of watershed models, *J. Hydrol.*, *320*(1-2), 62–83.

535 Perrin, C., C. Michel, and V. Andréassian (2001), Does a large number of parameters enhance model performance? comparative assessment of common catchment model structures on 429 catchments, *J. Hydrol.*, *242*(3-4), 275–301.

Perrin, C., C. Michel, and V. Andréassian (2003), Improvement of a parsimonious model for streamflow simulation, *J. Hydrol.*, *279*(1-4), 275–289.

540 Petersen-Øverleir, A. (2004), Accounting for heteroscedasticity in rating curve estimates, *J. Hydrol.*, *292*(1-4), 173–181.

Seibert, J. (2001), On the need for benchmarks in hydrological modelling, *Hydrol. Processes*, *15*(6), 1063–1064.

545 Shrestha, R. R., A. Bárdossy, and F. Nestmann (2007), Analysis and propagation of uncertainties due to the stage-discharge relationship: A fuzzy set approach, *Hydrol. Sciences Journal*, *52*(4), 595–610.

Silberstein, R. P. (2006), Hydrological models are so good, do we still need data?, *Env. Modelling and Software*, *21*(9), 1340–1352.

Sivapalan, M., et al. (2003), Iahs decade on predictions in ungauged basins (pub), 2003-  
550 2012: Shaping an exciting future for the hydrological sciences, *Hydrol. Sciences Journal*,  
48(6), 857–880.

**Table 1.** Characteristics of the 192 catchment dataset

Characteristic	Percentile 25 <sup>th</sup>	Median	Mean	Percentile 75 <sup>th</sup>
<i>Distance between stations along the river</i>				
Distance UP - TOTAL (km)	18	34	52	71
<i>Catchment area</i>				
UP (km <sup>2</sup> )	78	170	258	334
TOTAL (km <sup>2</sup> )	534	1160	1771	2288
Ratio $S_{UP}/S_{TOTAL}$ (%)	7	17	22	33
<i>Annual discharge (mm)</i>				
Station UP	300	395	480	530
Station TOTAL	310	385	425	490
<i>Annual precipitation (mm)</i>				
Catchment UP	860	940	1000	1080
Catchment TOTAL	860	930	970	1040
<i>Annual PE (mm)</i>				
Catchment UP	620	650	650	680
Catchment TOTAL	630	660	660	690

**Table 2.** The three semidistributed models tested.  $\theta$ ,  $\theta'$  and  $\theta''$  are parameter sets for the rainfall-runoff model.  $\rho$  and  $\rho'$  are parameter sets for the routing model.

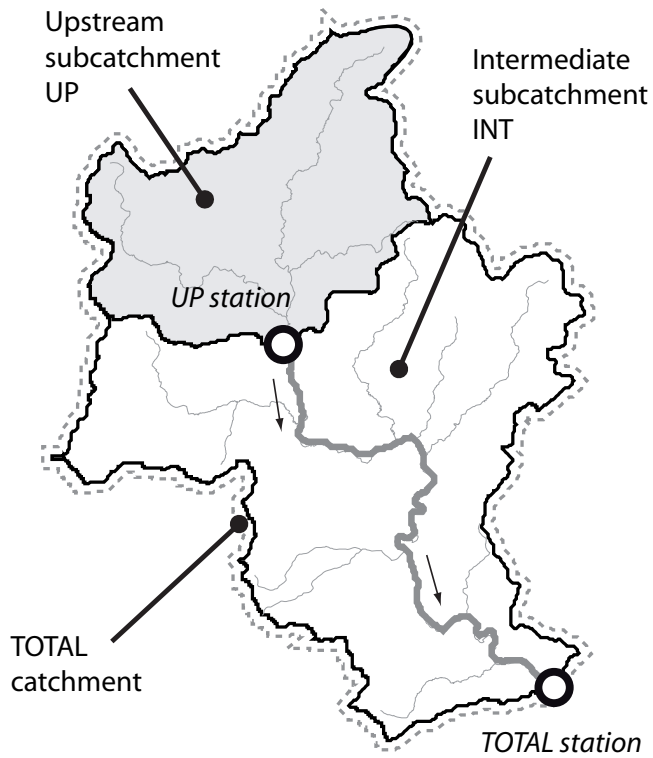
Model	Parameters on the UP sub-catch.	Parameters on the INT interm. area	Inputs
Benchmark	$\theta$	$\theta$ $\rho$	$P_{UP}, P_{INT}$
UP-Meas	-	$\theta'$ $\rho'$	$P_{UP}, P_{INT}$
UP-Sim	$\theta''$	$\theta'$ $\rho'$	$P_{UP}, P_{INT}$

**Table 3.** Performance of models in calibration and validation modes over the 192 catchments (Classical Nash-Sutcliffe efficiency CEff on 384 periods). Efficiency of upstream simulations cannot be calculated for the UP-Meas model because the model uses measured upstream discharges as input (see Figure 2).

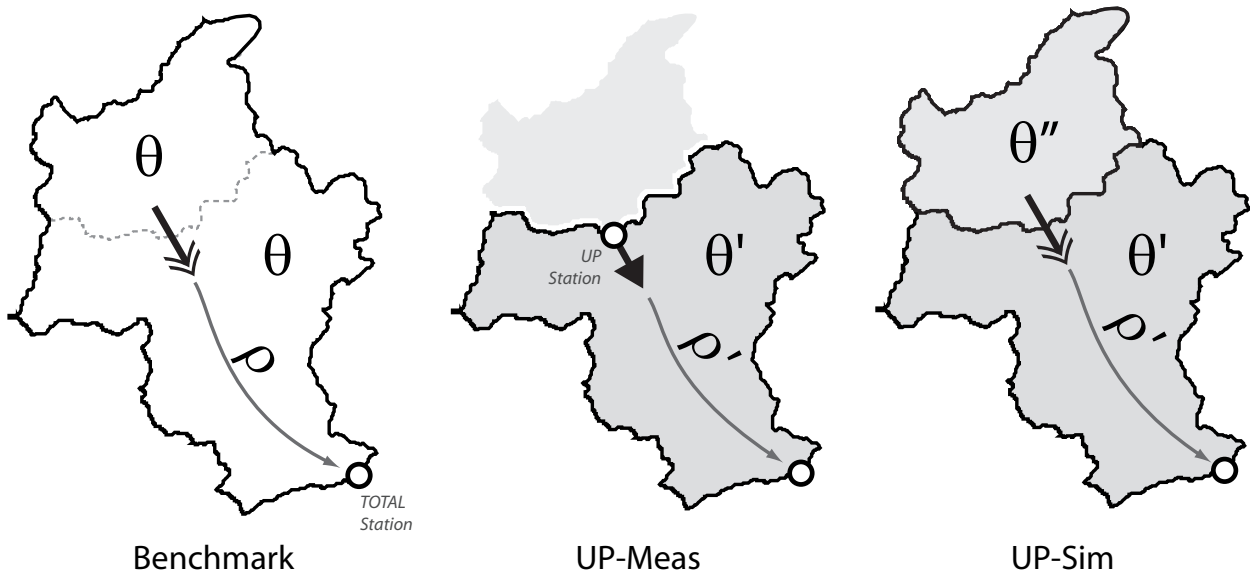
Models	Benchmark		UP-Meas		UP-Sim	
Inputs	$P_{UP}, E_{UP},$ $P_{INT}, E_{INT}$		$Q_{UP},$ $P_{INT}, E_{INT}$		$P_{UP}, E_{UP},$ $P_{INT}, E_{INT}$	
	Cal.	Ver.	Cal.	Ver.	Cal.	Ver.
<i>Upstream simulations (UP)</i>						
25% quantile	0.47	0.46	-	-	0.73	0.70
<b>Mean</b>	0.59	<b>0.57</b>	-	-	0.79	<b>0.75</b>
Median	0.69	0.68	-	-	0.83	0.79
75% quantile	0.80	0.77	-	-	0.88	0.85
<i>Downstream simulations (TOTAL)</i>						
25% quantile	0.82	0.79	0.87	0.84	0.81	0.78
<b>Mean</b>	0.86	<b>0.83</b>	0.90	<b>0.88</b>	0.84	<b>0.81</b>
Median	0.88	0.86	0.92	0.90	0.88	0.86
75% quantile	0.92	0.90	0.94	0.93	0.92	0.91

**Table 4.** Results of the linear regression between the physical descriptors and the relative efficiency REff(UP-Meas/Benchmark) in validation mode.

Descriptor	Regression formula (least square)	$r^2$	Standard Deviation of residuals
Surface ratio (RS)	REff = $0.65 \times RS$	0.62	0.08
Mean Flow ratio (RQM)	REff = $0.60 \times RQM$	0.64	0.08
99% flow percentile ratio(RQ99)	REff = $0.57 \times RQ99$	0.67	0.08

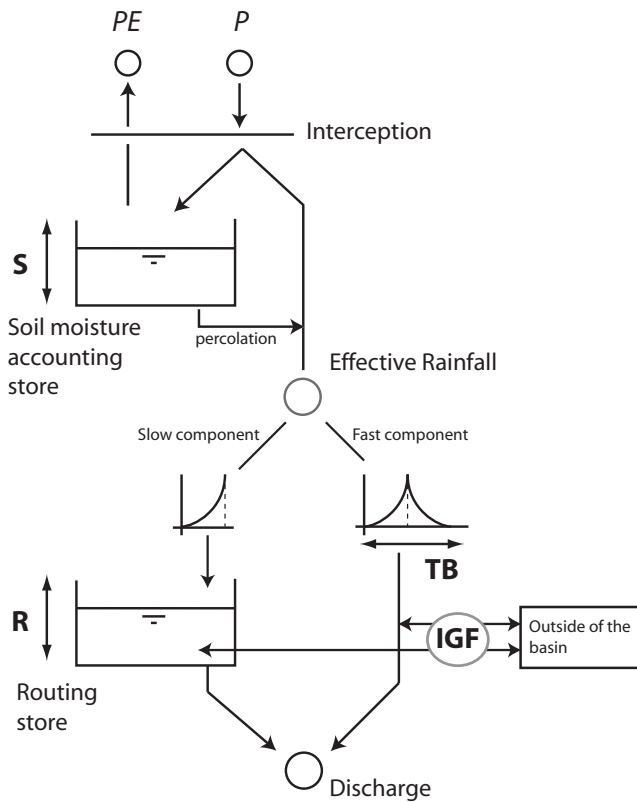


**Figure 1.** The system studied. Models are applied to calculate discharges at the outlet of the TOTAL catchment split into an upstream subcatchment UP and an intermediate area INT.

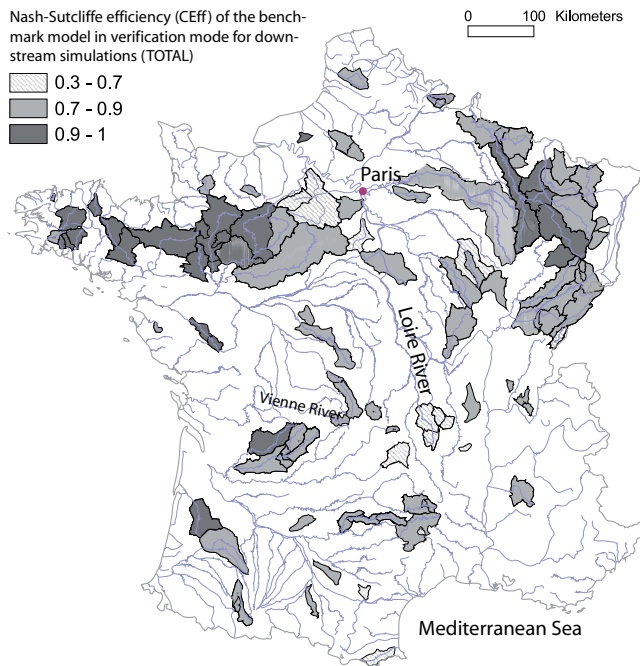


**Figure 2.** The three model configurations tested. The benchmark model is a classical semidis-tributed model that does not make use of upstream flow measurements. In the UP-Meas model, the upstream sub-model is removed and upstream flow measurements constitute the upstream input. Model UP-Sim has a structure similar to the benchmark with different parameters sets for the RR module between the UP subcatchment and the INT intermediate area.

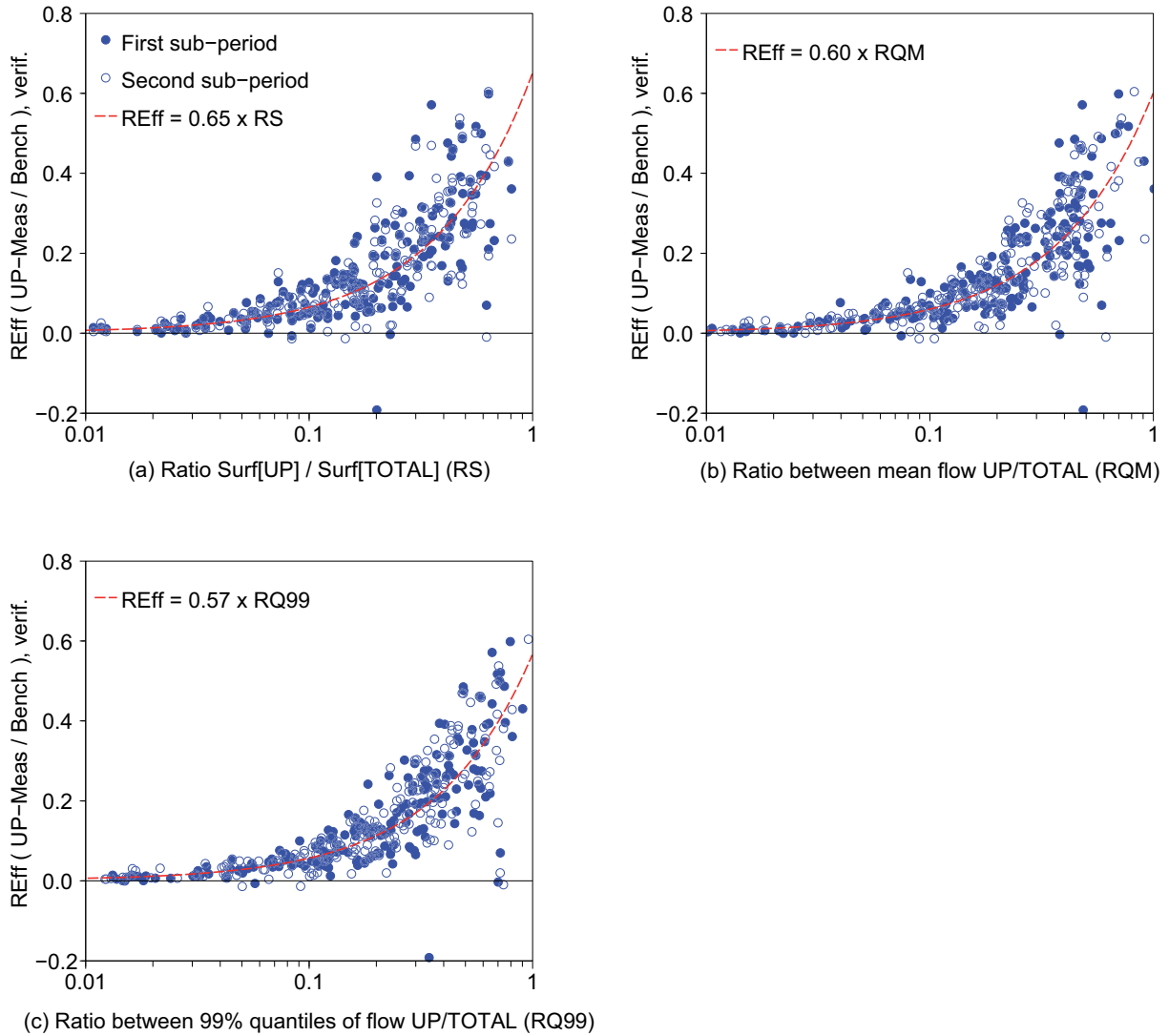




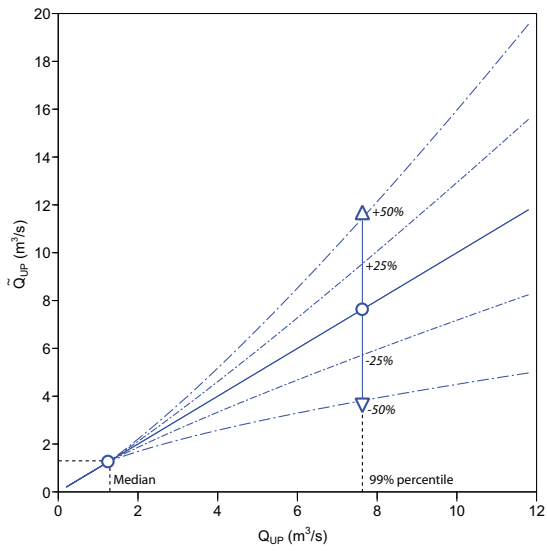
**Figure 3.** Structure of the GR4J rainfall-runoff model.  $P$  and  $PE$  stands for rainfall and potential evapotranspiration. The four parameters are  $S$ , the capacity of the soil moisture store (in millimeters),  $IGF$ , the parameter that controls the intercatchment groundwater flows (in millimeters),  $R$ , the capacity of the routing store (in millimeters), and  $TB$ , the time base of the unit hydrograph (in days).



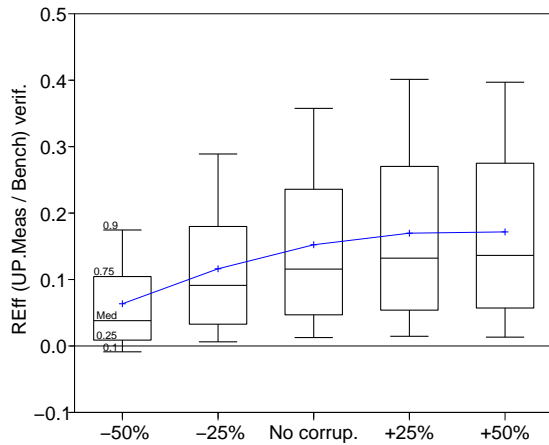
**Figure 4.** Location of the 192 catchments with the Nash-Sutcliffe efficiencies (CEff) of the benchmark model in validation mode for the downstream simulations (TOTAL gaging station).



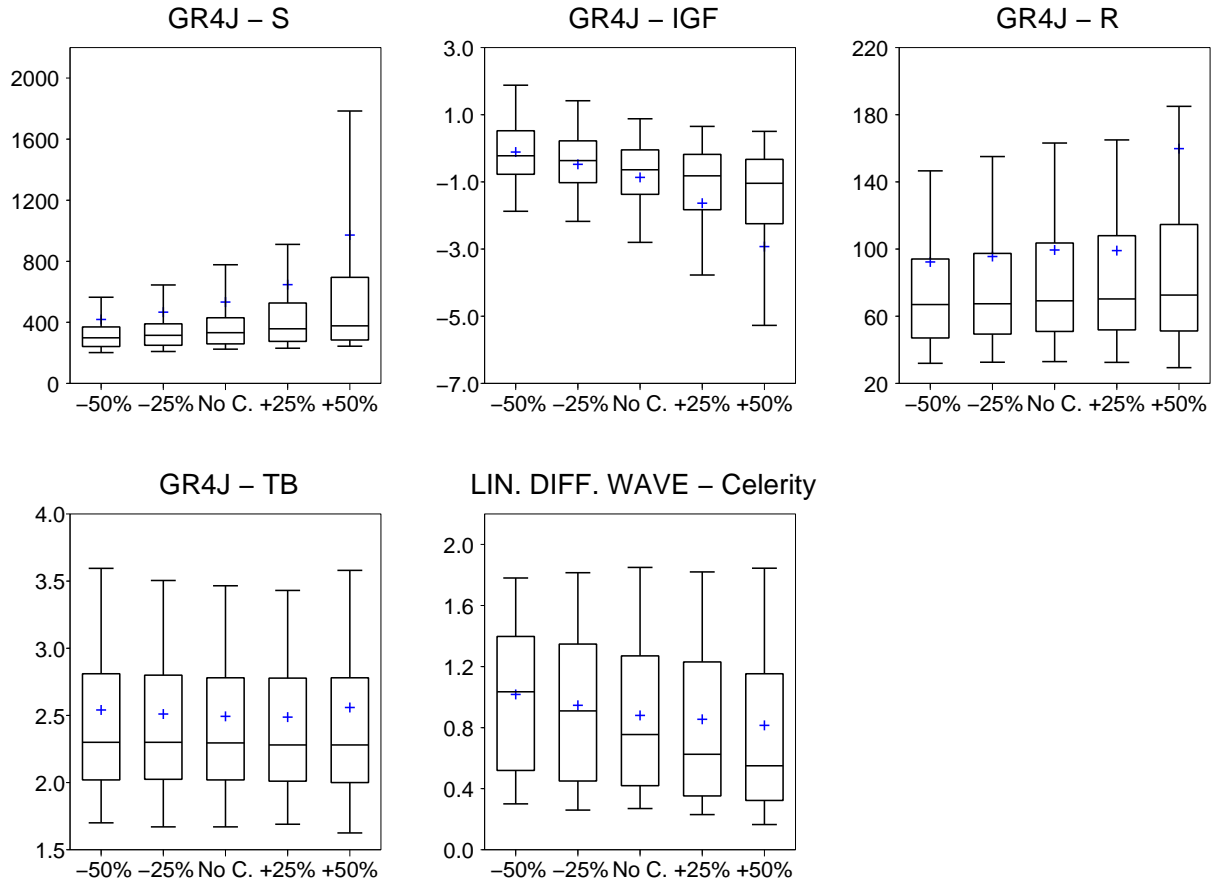
**Figure 5.** Relative efficiency REff(UP-Meas/benchmark) in validation mode plotted against three catchment descriptors: (a) the surface ratio between the UP and TOTAL catchment (noted RS), (b) the ratio between the mean annual discharge on the UP and TOTAL stations (noted RQM) and (c) the ratio between the 99<sup>th</sup> percentile of the UP and TOTAL streamflow time-series (noted RQ99). The results of the linear regressions between the descriptors and the REff criterion are indicated in Table 4.



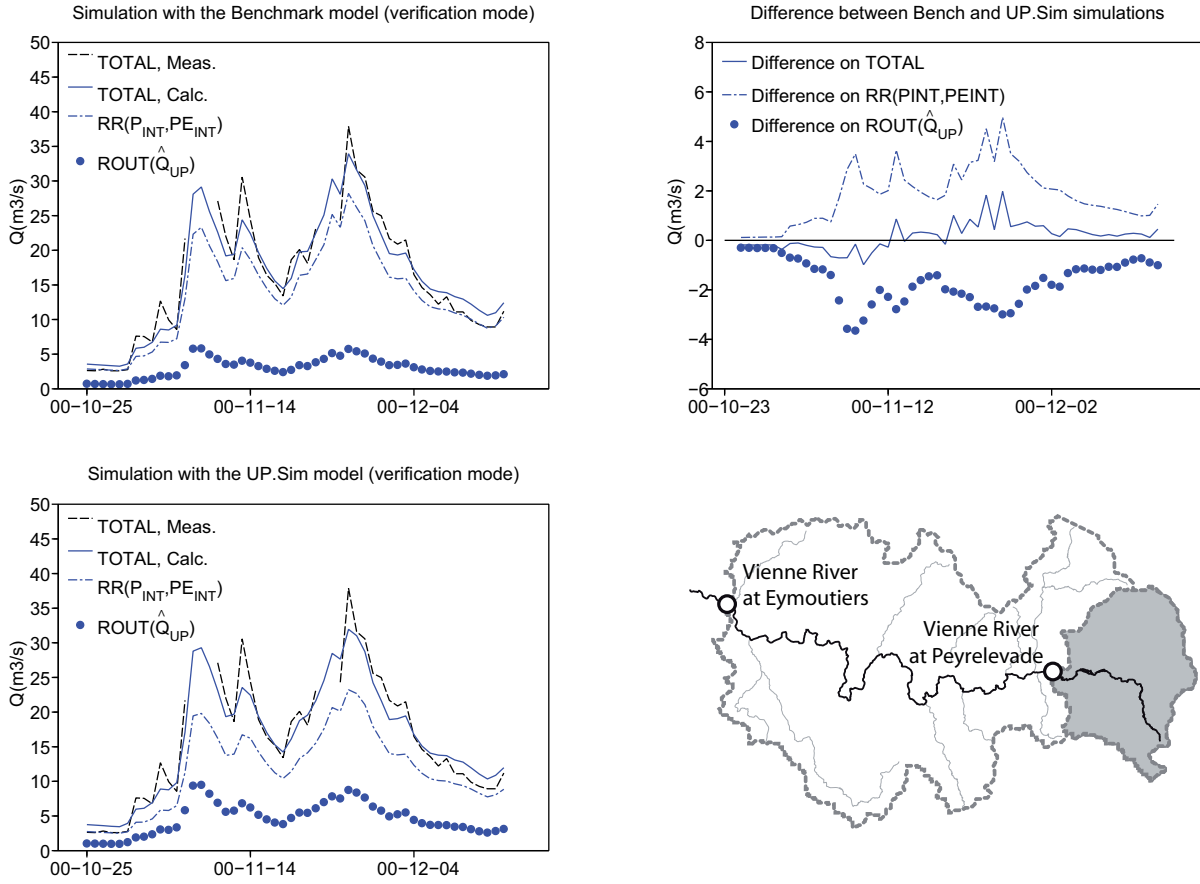
**Figure 6.** Example of upstream flow corruption from the Vienne River (tributary of the Loire river, see Figure 9) at Peyrelevade. The graph shows non-corrupted values on the x-axis ( $Q_{UP}$ ) and corrupted values on the y-axis ( $\tilde{Q}_{UP}$ ).



**Figure 7.** Statistics on relative efficiencies  $REff(UP-Meas/Bench)$  for downstream simulations (TOTAL) in validation mode. The different distributions correspond to a calibration of the UP-Meas model with corrupted upstream discharges (power transform that modifies the 99<sup>th</sup> percentile of the flow time-series by -50%, -25%, +25% and +50%). The performance with non corrupted upstream flow data is named “No Corrup.”. Boxplots show the 10<sup>th</sup>, 25<sup>th</sup>, 50<sup>th</sup>, 75<sup>th</sup>, 90<sup>th</sup> percentiles and the mean (cross) of the distribution of the criterion over the 384 subperiods.



**Figure 8.** Distribution of the five parameters (four parameters of the GR4J RR module and one celerity parameter for the diffusive wave routing module) of the UP-Meas model after a calibration using corrupted upstream flow measurements (modification of the 99<sup>th</sup> percentile of the upstream flow time series by -50%, -25%, +25% and +50%). The calibration with non corrupted upstream flow data is named “No C.”. Boxplots show the 10<sup>th</sup>, 25<sup>th</sup>, 50<sup>th</sup>, 75<sup>th</sup>, 90<sup>th</sup> percentiles and the mean (cross) of the distribution of parameter values over the 384 subperiods.



**Figure 9.** Simulations of the November 2000 flood on the Vienne river (tributary of the Loire river) between Peyrelevalade (59 km<sup>2</sup>) and Eymoutiers (369 km<sup>2</sup>) with the benchmark and the UP-Sim models. Both simulations on the downstream point TOTAL are broken down as per equations 1 and 3:  $RR(P_{INT}, PE_{INT})$  represents the runoff calculated by the rainfall-runoff component applied on the INT intermediate area,  $ROUT(\hat{Q}_{UP})$  represents the routed calculated upstream flow. This flow is calculated by the rainfall-runoff component applied on the UP subcatchment. The sum of both contributions makes the simulation on TOTAL point.





# Quels apports hydrologiques pour les modèles hydrauliques? Vers un modèle intégré de simulation des crues

## *Résumé*

Les modèles hydrauliques sont couramment utilisés pour l'aménagement des rivières et la prévention des dommages liés aux inondations. Ces modèles calculent les hauteurs d'eau et débits sur un tronçon de rivière à partir de sa géométrie et des conditions aux limites du système: débit à l'amont du tronçon, débits d'apports latéraux provenant du bassin intermédiaire et hauteurs d'eau à l'aval. Lorsque le tronçon est long, les apports latéraux deviennent conséquents tout en demeurant rarement mesurés car provenant d'affluents secondaires. L'évaluation de ces apports constitue alors une étape essentielle dans la simulation des crues sous peine de fortes sous ou surestimations des variables hydrauliques.

Cette thèse a pour objectif principal d'identifier une méthode de complexité minimale permettant de reconstituer ces apports. Nos travaux s'appuient sur un échantillon de 50 tronçons de rivière situés en France et aux Etats-Unis sur lesquels les apports latéraux ont été estimés à l'aide d'un modèle hydrologique semi-distribué connecté avec un modèle hydraulique simplifié.

Une méthode automatisée de découpage du bassin intermédiaire en sous-bassins a d'abord été élaborée afin de faciliter la construction du modèle hydrologique sur les 50 tronçons de rivière. Des tests de sensibilité ont été menés sur le nombre de sous-bassins, la nature uniforme ou distribuée des entrées de pluie et des paramètres du modèle hydrologique. Une configuration à 4 sous-bassins présentant des pluies et des paramètres uniformes s'est avérée la plus performante sur l'ensemble de l'échantillon.

Enfin, une méthode alternative de calcul des apports latéraux a été proposée utilisant une transposition du débit mesuré à l'amont et une combinaison avec le modèle hydrologique.

# Which hydrological inputs for hydraulic models? Towards an integrated model for flood simulation

## *Abstract*

Hydraulic models are frequently used in river management and flood prevention studies. These models calculate water levels and discharges on a river reach based on its geometry and its boundary conditions: the upstream discharge, the lateral inflows from the intermediary area and the downstream water level. When the river reach is long, lateral inflows become important, but they are seldom measured since they originate from minor tributaries. Their estimation is an essential phase of flood simulation because it can lead to substantial under- or over-estimation of the hydraulic variables. The main objective of this doctoral thesis is to identify a method of minimal complexity to estimate lateral inflows. Fifty river reaches in France and the United States were used as case studies on which lateral inflows were estimated with a semi-distributed hydrological model coupled with a simplified hydraulic model.

First, an automated method was developed to break the intermediary area down into sub-basins and facilitate setting-up of the semi-distributed model on the 50 river reaches. Second, the sensitivity of the model's results was analysed in terms of the number of sub-basins, the uniform or distributed nature of the rainfall inputs and of the hydrological model's parameters. A four-sub-basins configuration with a uniform rainfall input and a uniform set of parameters provided the most satisfactory results. Finally, an alternative method to calculate lateral inflows was proposed based on the transposition of the upstream flow measurements and the combination with the output of the hydrological model.