

3.3.4 Volume maximum stocké

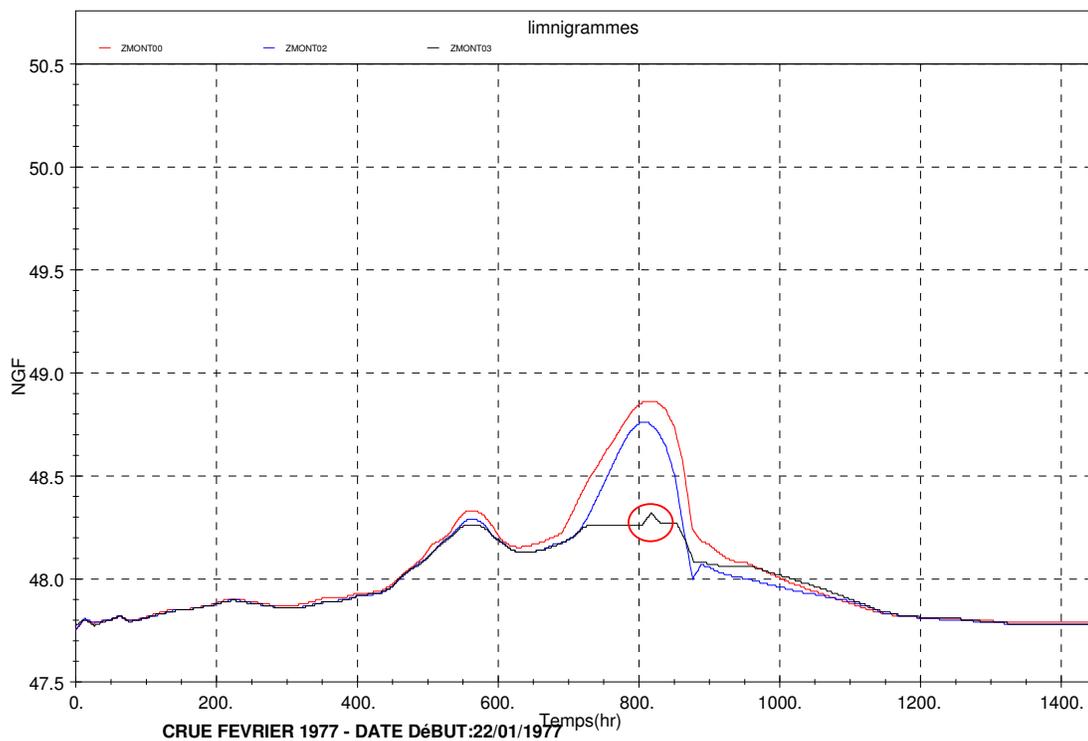
Les volumes maximaux stockés dans l'ensemble des casiers sont indiqués dans le tableau suivant.

Crue	Volume stocké (Mm ³)
j10	54.0
n10	44.6
j19	52.9
j24	51.6
n44	51.0
f45	40.7
j55	53.2
j59	51.7
f70	53.5
f77	49.0
a78	49.4
f80	38.2
j82	49.4
d82	49.4
a83	39.5
d93	35.2
j95	39.4
m99	21.2
d99	49.2
m01	46.4
Moyenne	46.0

Le remplissage des casiers de la Bassée augmente en moyenne avec l'importance de la crue. Il varie entre 40 et 50 Mm³ pour les 15 crues les plus importantes de la série testée.

Les casiers ne sont pas toujours totalement remplis pour deux raisons :

- incertitude sur la détermination de Zc1 : la détermination du début de pompage se fait à partir de l'hydrogramme à Montereau par un calcul de volume sous la courbe (cf. § 3.2.2.), ce qui détermine le débit de début de pompage Qc1. Ce débit est alors transformé en cote de début de pompage Zc1 en utilisant la courbe de tarage à Montereau interpolée à partir de celle calculée par le modèle. Toutefois, cette dernière n'est pas tout à fait biunivoque et peut par conséquent introduire un biais sur l'instant de début de pompage. Le choix d'utilisation d'une courbe de tarage interpolée et moyennée sur l'ensemble des 20 crues d'étude a été fait pour ne pas avoir de décalage trop grand sur l'instant de début de pompage. Cette incertitude peut induire des écarts de cotes à Montereau de plusieurs cm mais a peu d'influence sur l'aval du système. Dans l'idéal, un station débitmétrique devrait être mise en place à Montereau, de façon à effectuer la régulation directement sur le paramètre Qc1 au lieu de Zc1.
- régulation du pompage : le module de régulation de pompage est de type P.D. avec un pas de temps de réactualisation du débit de pompage de 1h. Ce module permet de suivre relativement bien la cote de consigne de régulation Zc1, avec des écarts ponctuels. Un volume de stockage peut alors être perdu, comme l'illustre la figure suivante. Cette incertitude peut induire des écarts de cotes à Montereau de 3 cm.



3.3.5 Pompage et vidange des casiers

3.3.5.1 Débits maxima de pompage et de vidange

Les débits maxima de pompage et de vidange sont présentés pour chaque crue dans les tableaux suivants, ainsi que les durées de pompage :

Crue	Débit de pompage maximal (m ³ /s)	Tpompage (j)
j10	200	7.0
n10	222	6.8
j19	214	5.3
j24	164	6.7
n44	159	6.8
f45	97	10.6
j55	218	5.2
j59	144	9.8
f70	185	6.5
f77	153	6.3
a78	128	10.8
f80	152	4.8
j82	181	8.8
d82	156	6.8
a83	136	6.2
d93	117	6.0
j95	117	6.9
m99	79	4.2
d99	188	6.4
m01	200	4.8
Moyenne	161	6.8

Crue	Débit de vidange maximal (m ³ /s)
j10	64
n10	64
j19	64
j24	64
n44	65
f45	64
j55	64
j59	64
f70	64
f77	64
a78	65
f80	63
j82	64
d82	64
a83	63
d93	64
j95	3
m99	61
d99	64
m01	69
Moyenne	61

Remarque : le débit de vidange pour la crue de janvier 1995 est très faible car le niveau en Seine à Montereau reste élevé durant toute la durée de la simulation et limite le débit d'évacuation gravitaire.

3.3.5.2 Temps caractéristiques de pompage et de vidange

Le temps moyen séparant le début de pompage et le pic de crue est de l'ordre de 3 jours avec un écart-type relativement resserré. Cependant, ce délai peut atteindre 1 semaine pour des crues multiples (cas de la crue d'avril 1978).

crue	temps pic	temps début pompage (h)	Delta t	Delta t (j)
j10	323	291	32	1.3
n10	516	431	85	3.5
j19	1124	1041	83	3.5
j24	293	231	62	2.6
n44	1236	1144	92	3.8
f45	483	383	100	4.2
j55	405	337	68	2.8
j59	991	925	66	2.8
f70	817	741	76	3.2
f77	813	709	104	4.3
a78	535	350	185	7.7
f80	608	538	70	2.9
j82	980	897	83	3.5
d82	479	402	77	3.2
a83	355	266	89	3.7
d93	797	699	98	4.1
j95	807	749	58	2.4
m99	714	671	43	1.8
d99	744	642	102	4.3
m01	483	432	51	2.1
			Moyenne	3.4
			Ecart type	1.3

Concernant la vidange, il est délicat d'évaluer un temps de complète vidange des casiers, car la vidange totale peut être très longue en raison du mode gravitaire de l'écoulement. Les durées de vidange à 80% et 95% ont été déterminées dans le but de mieux rendre compte des durées caractéristiques en jeu. Ces deux temps de vidange sont calculés par différence entre le temps de début de vidange et le temps pour lequel le volume de remplissage atteint respectivement 20% ou 5% de la capacité totale de stockage des casiers : soit 13 Mm³ ou 4.75 Mm³.

La cote de régulation contrôlant la vidange (Zc2 ou Zc3) est précisée ci-après pour chaque crue :

<i>crue</i>	<i>Tvidange 80% (j)</i>	<i>Tvidange 95% (j)</i>	<i>Cote de contrôle de la vidange</i>
j10	7.0	38.2	Zc3
n10	6.7	27.3	Zc2
j19	6.9	15.8	Zc2
j24	6.7	21.2	Zc2
n44	9.0	30.1	Zc2
f45	4.7	13.1	Zc2
j55	7.8	-	Zc2
j59	7.3	15.3	Zc2
f70	6.9	-	Zc2
f77	6.9	13.0	Zc2
a78	6.7	14.8	Zc2
f80	6.0	11.6	Zc2
j82	6.6	-	Zc2
d82	7.0	-	Zc2
a83	5.5	-	Zc2
d93	4.6	29.0	Zc2
j95	-	-	Zc2
m99	2.7	10.0	Zc2
d99	6.6	12.4	Zc2
m01	7.6	17.2	Zc2
Moyenne	6.5	19.2	

L'observation des limnigrammes à Montereau indique que la vidange est toujours contrôlée par la cote de régulation Zc2, à l'exception de la crue de janvier 1910 pour laquelle la cote Zc3 est le paramètre contraignant de la vidange.

Les temps de vidange à 80% sont relativement homogènes et voisins de 7 jours, alors que ceux à 95% sont beaucoup plus sensibles à la crue considérée et en particulier aux niveaux en Seine en fin de crue. En effet, la vidange gravitaire est conditionnée par les écarts de niveaux entre les zones de stockage et la Seine. Signalons que les temps de simulation ne sont pas toujours suffisants pour permettre l'évaluation des temps de vidange à 80 et 95%.

Une difficulté apparaît pour les épisodes de crues séparés par des intervalles de temps de plus de 7 jours, mais pour lesquels les débits de la Seine restent élevés entre les deux épisodes de crue. C'est le cas de l'événement de crue de décembre 1981 – janvier 1982, pour lequel la vidange des casiers après le premier remplissage reste limitée. Le volume stocké durant le premier pic de crue est de 22.6 Mm³, et la vidange entre les pics n'est que partielle avec 17.3 Mm³ vidangés.

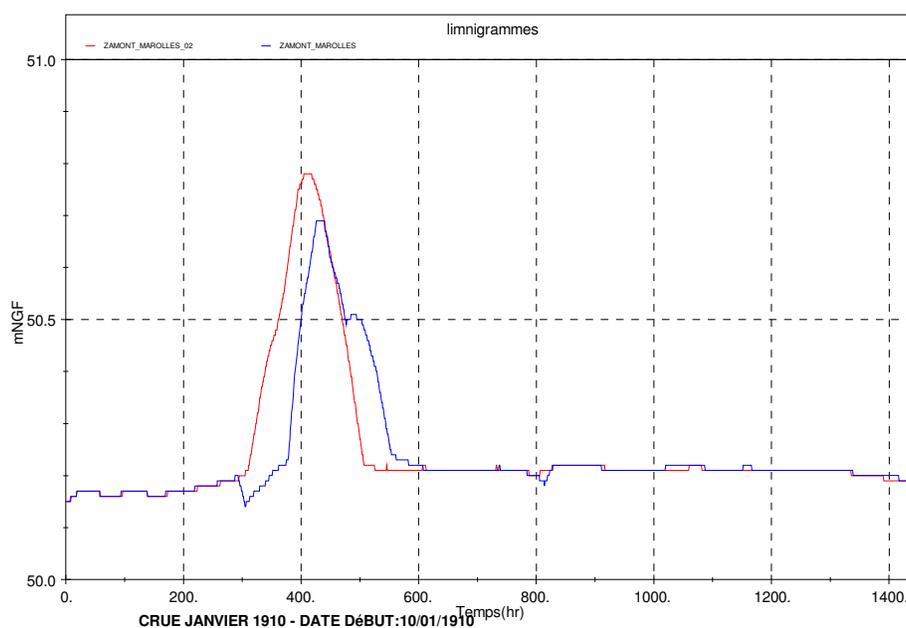
Cette contrainte de vidange montre que deux événements de crue séparés par un intervalle de temps d'un mois ne peuvent pas être considérés comme indépendants, et doivent donc être analysés comme faisant partie d'un même événement. Cette contrainte explique la méthode de détermination de la cote Zc1 pour la crue J82 dans la définition d'une gestion de référence au §3.2.2. La traduction de ce principe de gestion dans un contexte opérationnel est analysée plus spécifiquement au chapitre 5.

3.4 ANALYSE DES IMPACTS LOCAUX

3.4.1 Niveaux critiques de Seine à Marolles

Le pompage et la vidange en Seine peuvent poser des problèmes sur le tronçon de fleuve longeant l'aménagement. La vidange est régulée de manière à ne pas dépasser la cote $Z_{c3} = 50.50$ mNGF en amont immédiat du barrage de Marolles. L'aménagement n'aggrave donc pas les submersions locales.

La figure suivante présente pour la crue de janvier 1910 (la seule dont la vidange est limitée par la cote critique à Marolles), le limnigramme calculé en amont direct du barrage de Marolles avec (courbe bleue) et sans (courbe rouge) l'aménagement de la Bassée.



hydratec

Il est clair sur cette figure que l'aménagement de la Bassée ne pose pas de problème d'aggravation locale de la situation vis-à-vis du risque inondation.

Les impacts en cote sont appréciés par la fourniture en annexe et pour chaque crue des profils en long des lignes d'eau et écarts en cote entre Bray et le barrage de Marolles pour les crues de J10, J55, D99 et M01 et pour deux situations d'aménagement :

- Hydrologie influencée par les ouvrages existants,
- Hydrologie influencée par les ouvrages existants plus la Bassée.

Les surcotes locales entre Bray et le barrage de Marolles atteignent 16 cm mais la cote 50.50 mNGF n'est pas dépassée à l'amont du barrage de Marolles. Les surcotes sont maximales entre les barrages de la Grande Bosse et de Marolles.

3.4.2 Débit résiduel en Seine

Le pompage induit une diminution des débits en Seine en aval direct de l'aménagement.

Le maintien des cotes nécessaires à l'implantation des systèmes de pompage est assuré par la présence des barrages de navigation, il s'agit ici de vérifier que le débit en Seine ne devient pas localement négatif, ce qui pourrait poser de graves problèmes de stabilité des barrages de navigation. Ainsi un seuil de débit minimum à ne pas dépasser doit être défini, par exemple $20 \text{ m}^3/\text{s}$, qui est un débit laissant une marge de manœuvre s'il est atteint et ayant un sens au regard des tests réalisés sur les crues historiques (voir ci-dessous).

Les données de la Banque Hydro à la station de Bazoches-lès-Bray indiquent un débit d'étiage de période de retour 5 ans (QMNA5) de $24 \text{ m}^3/\text{s}$.

L'annexe 4 regroupe les hydrogrammes et limnigrammes de Seine calculés pour chacune des crues d'étude en quatre stations le long de la Bassée (amont de l'aménagement, aval du casier 4, amont du barrage de Marolles et aval des casiers).

Ces graphiques montrent que le débit minimum provoqué par le pompage ne descend qu'une fois sous la valeur de $24 \text{ m}^3/\text{s}$. C'est le cas de la crue de Mars 2001, toutefois cette valeur de débit reste supérieure à $20 \text{ m}^3/\text{s}$. Le pompage testé sur les crues d'étude ne pose donc pas de problème de débit résiduel insuffisant en Seine.

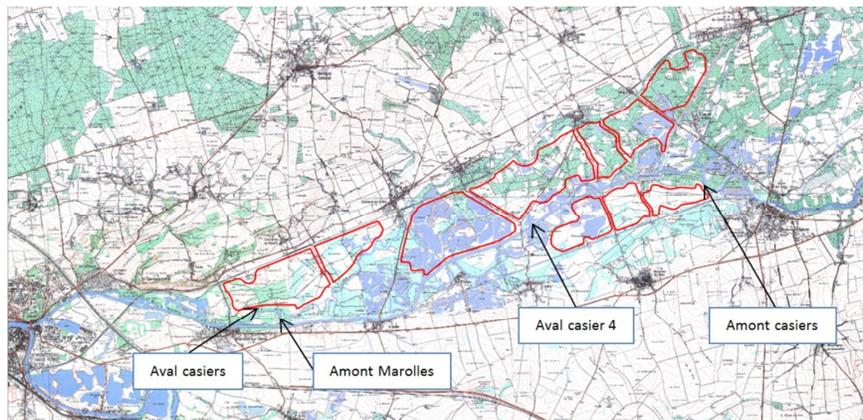
3.4.3 Impacts des endiguements de la Bassée

L'objet de ce paragraphe est l'étude de l'impact hydraulique local provoqué par l'aménagement de la Bassée en cas de dysfonctionnement total de l'ouvrage.

Deux scénarios sont comparés pour la crue de janvier 1910 :

- Le scénario « J1002 » avec barrages et sans Bassée,
- Le scénario avec barrages et avec Bassée hors de fonctionnement : « J1004 ».

Les résultats sont observés en 4 points identifiés par la figure suivante. Ils sont présentés en annexe sous forme d'hydrogrammes et limnigrammes pour chacun des scénarios étudiés.



L'impact maximal induit par l'aménagement est voisin de 5 cm.

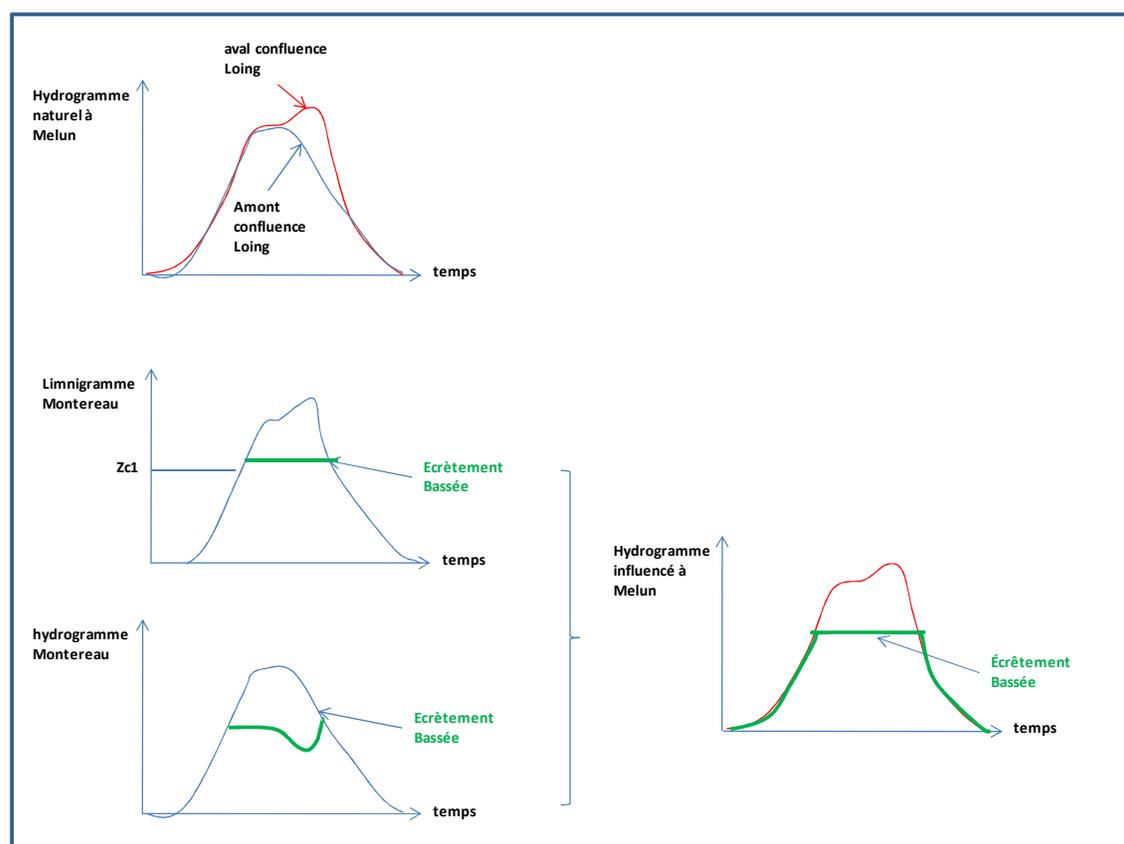
3.5 INTERET DE LA GESTION PROPOSEE VIS-A-VIS DES APPORTS DU LOING

La cote de consigne Zc_1 est calculée par corrélation avec le débit de consigne Qc_1 . Le choix de cette cote comme paramètre de régulation du pompage comporte un avantage induit appréciable vis-à-vis de l'efficacité de l'aménagement en aval du confluent du Loing : il permet en effet d'araser la pointe du Loing en plus de celle de la Seine à Montereau, car l'apport du Loing génère un remous à Montereau : l'hydrogramme du Loing n'influence pas l'hydrogramme de la Seine à Montereau, par contre de limnigramme de la Seine à Montereau est influencée par l'apport du Loing.

Une régulation de cote à Montereau se traduit en conséquence par un débit pompé plus important au moment du passage de la crue du Loing, et donc en arasement de la pointe du Loing si celle-ci coïncide avec le passage de la pointe de la crue à Montereau ; c'est le cas pour les crues doubles.

Ce mécanisme est illustré par le diagramme page suivante :

Impact de la gestion proposée sur l'écrêtement du Loing



3.6 SYNTHÈSE

Les gains calculés dans ce chapitre sont des valeurs optimales, obtenues dans un contexte idéal d'horizon hydrologique parfaitement connu. Ces gains servent de valeurs de référence à tous les autres tests. Deux résultats importants émergent de cette première analyse :

- le principe de gestion retenu n'induit aucun impact local défavorable,
- la vidange des casiers à la suite d'un remplissage peut être contrariée par les niveaux d'eau résiduels en Seine : les durées caractéristiques de vidange à 80% sont en moyenne de l'ordre de 7 jours, mais elles peuvent être beaucoup plus élevées pour certains événements multiples, induisant un volume résiduel de stockage important lors du passage de la seconde pointe de crue. Cet aspect est analysé plus spécifiquement au chapitre 5.

Dans un contexte de gestion opérationnelle les paramètres de gestion à appliquer, et notamment la détermination de la cote Zc1, doivent s'appuyer sur des calculs de prévision des apports à trois jours pour optimiser l'écrêtement de la pointe anticipée à Montereau. Ces calculs comportent une certaine part d'incertitude et peuvent en conséquence affecter les gains de référence.

L'analyse conduite à ce stade fait donc ressortir deux problématiques distinctes :

1. La qualité de la prévision des apports à courte échéance (trois à 4 jours) qui conditionnent l'écrêtement de la pointe de la crue en cours à Montereau et en aval. Cet aspect est analysé en détails au chapitre 4 ci-après.
2. La gestion du pompage pour les événements composés de plusieurs pointes de crues successives. Ces pointes sont généralement décalées de 6 jours ou plus, mais cet intervalle de temps ne permet généralement pas une vidange complète des casiers entre deux passages. Cet aspect très important en pratique peut nécessiter de moduler la cote Zc1 qui conditionne le démarrage de chaque pompage. Il est analysé au chapitre 5.

4 ETUDE DE SENSIBILITE

4.1 OBJET

L'étude de sensibilité a pour but d'évaluer la robustesse du système de gestion mis en place et d'en adapter si nécessaire les paramètres.

Les § 4.2 et 4.3 traitent des incertitudes sur l'hydrologie et la pluviométrie et leurs conséquences sur la robustesse des calculs de gestion des ouvrages en horizon hydrologique incertain.

Le § 4.4 complète ce chapitre par une analyse de sensibilité d'un certain nombre de paramètres en horizon connu, tels que le volume global de stockage ou le poids des différents casiers dans le gain global offert.

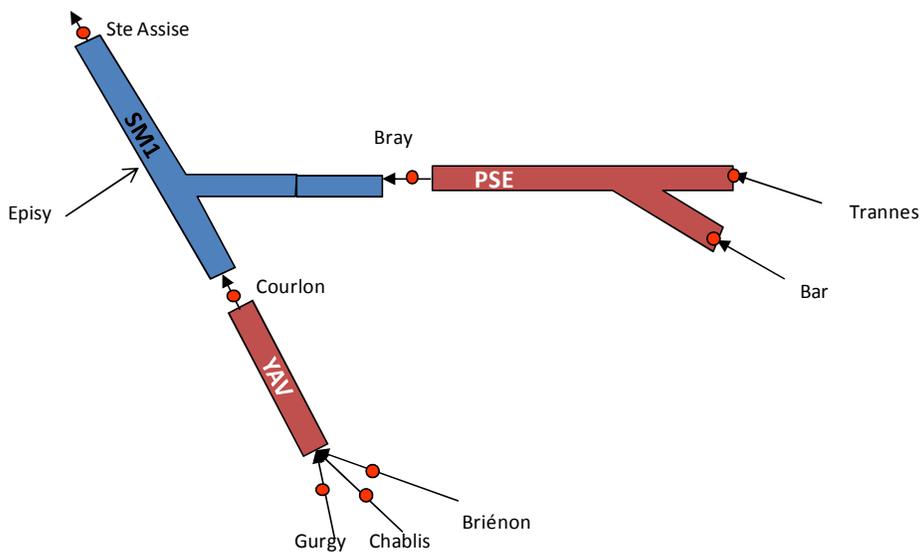
4.2 TESTS DE SENSIBILITE SUR L'HORIZON HYDROLOGIQUE INCERTAIN MAIS A PLUVIOMETRIE CONNUE

L'analyse à horizon pluviométrique connu suppose que l'état hydrologique du système est connu à un instant donné mais pas au-delà, mais que la pluviométrie est parfaitement connue sur toute la période. L'analyse à horizon hydrologique connu permet d'évaluer le modèle de prévision et de gestion de la Bassée indépendamment de la qualité des prévisions météorologiques.

4.2.1 Présentation du modèle de prévision

Le modèle de prévision est composé de modèles hydrologiques Pluie-Débit et de modèles hydrauliques.

Ce modèle est totalement découplé du modèle hydraulique de simulation de gestion mais il s'appuie sur des sous modèles hydrauliques communs. Son architecture est précisée ci-dessous :



Ce modèle est alimenté par six apports principaux. Une séquence de calcul de prévision au temps t_f se déroule comme suit :

- le modèle démarre en début d'événement, il est alimenté par les hydrogrammes observés jusqu'au temps t_f ,
- un module de prévision de chaque apport est mis en œuvre sur la période $[t_f - t_f + 7]$, à l'aide des lois de production établies dans la phase 2.1 de l'étude. Ce module se nourrit des données pluviométriques connues,
- le modèle hydraulique propage les hydrogrammes ainsi générés entre $[t_f - t_f + 7]$: on obtient ainsi une prévision des débits et des cotes à Montereau.

4.2.2 Sélection des crues

Les événements sélectionnés sont les suivants :

- février 1970 : crue simple d'hiver,
- avril 1978 : crue simple de printemps très large à Paris,
- décembre 1982 : crue simple d'hiver,
- décembre 1999 : crue simple d'hiver,
- mars 2001 : crue importante sur le bassin de l'Yonne.

L'événement de décembre 1981 – janvier 1982 qui, pour les raisons évoquées dans les chapitres précédents, fait l'objet d'une analyse spécifique au chapitre 5, n'est pas sélectionné pour les tests de sensibilité en horizon hydrologique incertain, mais sera utilisé pour les autres tests. Ces crues ont été retenues car on dispose d'hydrogrammes observés aux stations amont de Gurgy, Brienon et Chablis, condition nécessaire pour l'application de la méthode.

4.2.3 Principe du calcul de simulation de prévision

L'analyse des 20 crues historiques connues indique que le temps de début de pompage optimum se situe autour de 3 jours avant le pic de crue avec un écart type inférieur à 1 jour si l'on exclut la crue d'avril 1978 qui est particulière (crue très large avec deux pics distincts et dont le maximum est atteint pour le second pic). Pour permettre un délai de 24 heures nécessaire à la mise en place du système de pompage, il est important de pouvoir donner l'ordre de pompage au moins 4 jours avant le pic de crue. Ainsi le temps t_f de début de prévision est pris 4 jours avant le pic de crue prédit, afin de pouvoir reproduire la prévision sur laquelle le calcul doit s'appuyer pour fournir les consignes de pompage.

La courbe résultat de cette prévision est alors analysée et la cote Z_{c1} de consigne de début de pompage est obtenue par la méthode précisée au §3.2.2. Cette valeur consigne de régulation est alors testée dans le modèle de gestion sur les données limnigraphiques reconstituées en hypothèse d'horizon connu à Montereau.

Adaptation de la méthode en hypothèse de prévision imparfaite :

Dans la réalité l'hydrogramme prévisionnel à Montereau présente une distorsion par rapport à l'hydrogramme exact en raison :

- des approximations de calcul dans la méthode de calculs des apports à partir de la pluie,
- des incertitudes liées à la prévision pluviométrique.

Deux possibilités d'ajustement sur la courbe observée existent à partir du couple (t_{c1} , Z_{c1}) calculée sur la courbe prévisionnelle :

- on peut figer le paramètre t_{c1} et démarrer le pompage au temps t_{c1} : c'est le mode « pilotage en temps »,
- on peut également choisir de retenir la cote Z_{c1} et démarrer le pompage au moment où cette cote est dépassée sur le limnigramme observé, en cours d'évolution. C'est le mode « pilotage en cote »

Le choix optimum du mode dépend de la façon dont la courbe prévisionnelle est distordue par rapport à la courbe observée.

La figure 4.1 illustre le cas où les courbes sont décalées en cotes, les pointes de débit étant en phase : il est dans ce cas préférable d'adopter un « pilotage en temps » comme le suggèrent les schémas de la figure.

La figure 4.2 illustre le cas où les courbes sont déphasées, les pointes de débit étant égales : il est dans ce cas préférable d'adopter un « pilotage en temps » comme le suggèrent les schémas de la figure.

En conclusion le pilotage en cote possède l'avantage d'être plus robuste vis-à-vis de décalages temporels entre la prévision et la réalité, alors que le pilotage en temps est lui plus robuste face à un écart en cote. En pratique, les deux méthodes doivent être testées afin de sélectionner celle qui apparaît être la plus robuste vis-à-vis des distorsions constatées entre le calcul de prévision et l'observation. Ce point est approfondi lors des tests qui suivent.

A noter qu'en hypothèse de prévision parfaite les deux méthodes de gestion donnent exactement les mêmes résultats.

Figure 4-1 : impact de chaque solution de pilotage lorsque les courbes sont décalées en cote

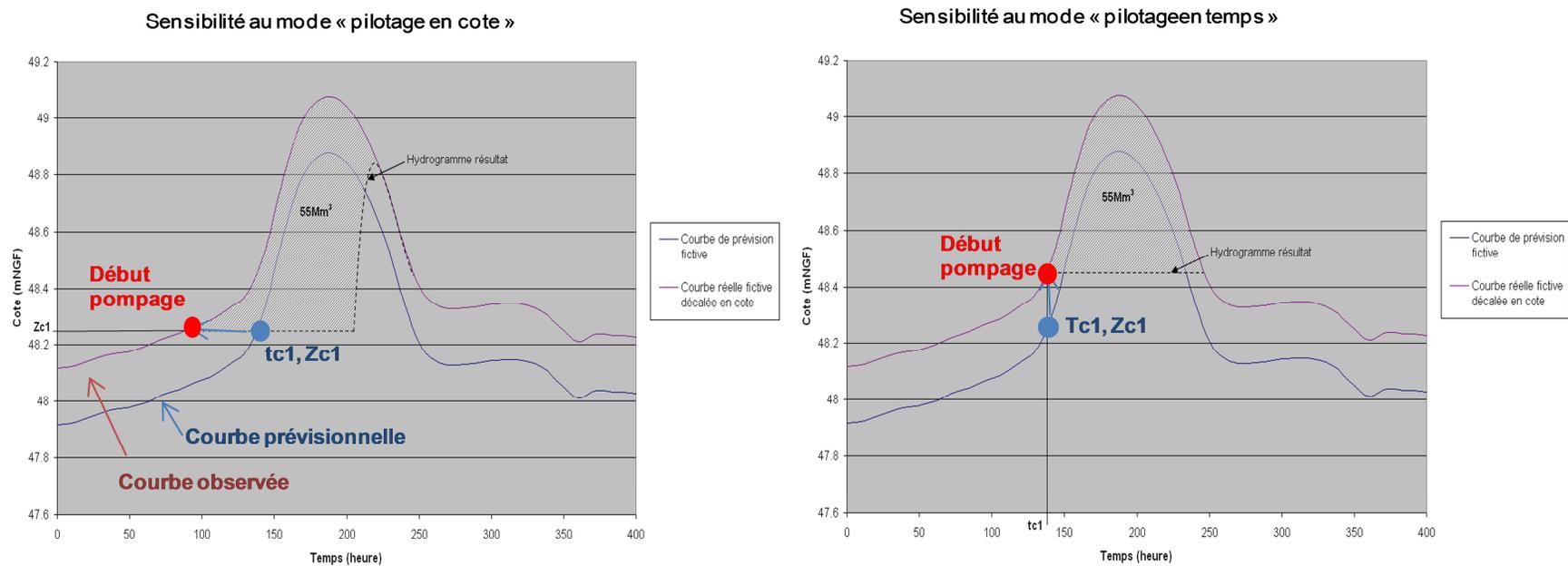
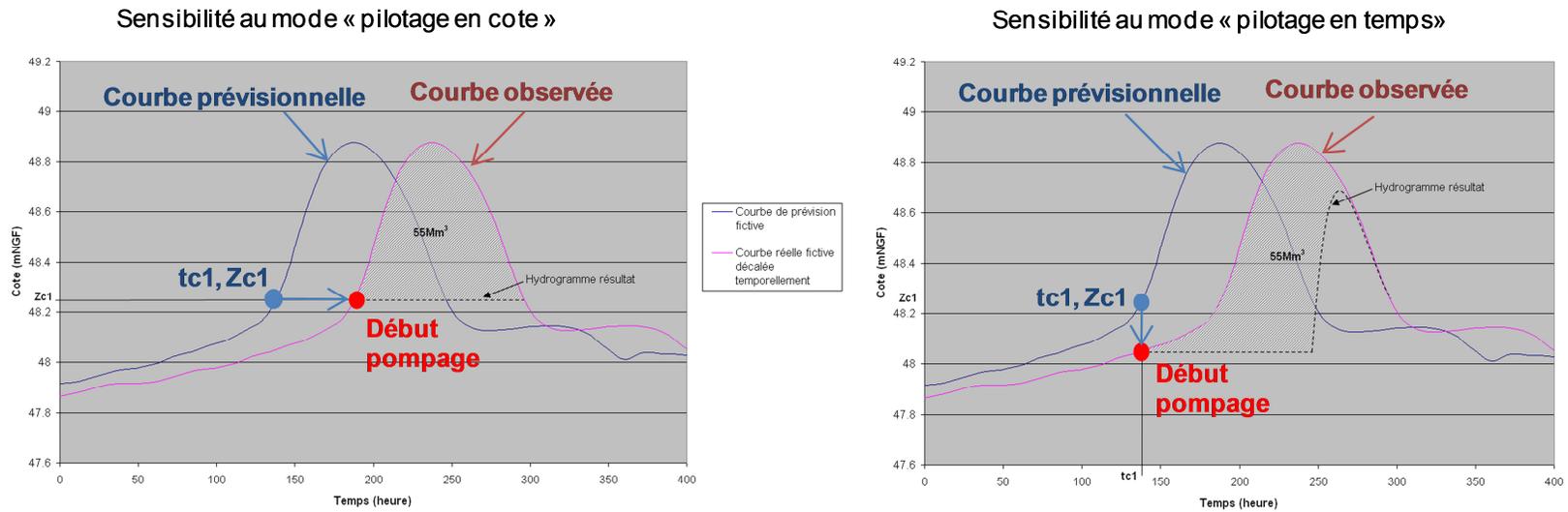


Figure 4-2 : impact de chaque solution de calage lorsque les courbes sont déphasées



4.2.4 Résultats obtenus en hypothèse de référence

Les graphiques suivants présentent les hydrogrammes obtenus par le système de prévision (courbes noires) en appliquant les modalités décrites plus haut. Les hydrogrammes « observés » (courbes bleues) leurs sont juxtaposés.

