

Communication 29

Modèle de prévision et de gestion des crues - Optimisation des opérations des aménagements hydroélectriques à accumulation pour la réduction des débits de crue

Frédéric Jordan

- N° 6 1998 N. Beyer Portner
Erosion des bassins versants alpins suisse par ruissellement de surface
- N° 7 1998 G. De Cesare
Alluvionnement des retenues par courants de turbidité
- N° 8 1998 J. Dubois
Comportement hydraulique et modélisation des écoulements de surface
- N° 9 2000 J. Dubois, J.-L. Boillat
Routing System - Modélisation du routage de crues dans des systèmes hydrauliques à surface libre
- N° 10 2002 J. Dubois, M. Pirotton
Génération et transfert des crues extrêmes - Le logiciel Faitou
- N° 11 2002 A. Lavelli, G. De Cesare, J.-L. Boillat
Modélisation des courants de turbidité dans le bassin Nord du Lac de Lugano
- N° 12 2002 P. de Almeida Manso
Stability of linings by concrete elements for surface protection of overflow earthfill dams
- N° 13 2002 E. Bollaert
Transient water pressures in joints and formation of rock scour due to high-velocity jet impact
- N° 14 2003 D. S. Hersberger
Wall roughness effects on flow and scouring in curved channels with gravel bed
- N° 15 2003 Ch. Oehy
Effects of obstacles and jets on reservoir sedimentation due to turbidity currents
- N° 16 2004 J.-L. Boillat, P. de Souza
Hydraulic System - Modélisation des systèmes hydrauliques à écoulements transitoires en charge
- N° 17 2004 Cycle postgrade en aménagements hydrauliques
Collection des articles des travaux de diplôme postgrade
- N° 18 2004 S. Emami
Erosion protection downstream of diversion tunnels using concrete prisms - Design criteria based on a systematic physical model study
- N° 19 2004 Ph. Chèvre
Influence de la macro-rugosité d'un enrochement sur le charriage et l'érosion en courbe
- N° 20 2004 S. André
High velocity aerated flows on stepped chutes with macro-roughness elements

Préface

Dans les vallées alpines fortement urbanisées, la réalisation de mesures constructives pour augmenter la sécurité en cas de crue devient de plus en plus difficile pour des raisons économiques liées à l'aménagement du territoire. En conséquence, la prévision des crues devient un élément important pour la sécurité, en particulier dans des bassins versants sur lesquels se trouvent des aménagements hydroélectriques à accumulation ayant un grand potentiel de rétention.

Dans le cadre du projet de recherche MINERVE, le Dr Frédéric Jordan a développé un modèle de prévision et de gestion des crues en considérant les aménagements hydroélectriques à accumulation dans un bassin versant complexe avec une courte durée de réponse hydrologique. Pour la première fois, un modèle intégrant les principaux éléments naturels et artificiels du réseau hydraulique a été proposé, qui permet l'optimisation des opérations des aménagements à accumulation dans le but de réduire les conséquences hydrauliques et économiques des crues à l'aval des retenues. En se basant sur une nouvelle approche combinant modélisation hydrologique et hydraulique d'un bassin versant comprenant de nombreuses centrales hydroélectriques, une stratégie de gestion optimale des retenues d'accumulation a pu être développée et appliquée avec succès au cas de la vallée du Rhône à l'amont du Léman. La qualité et la performance de l'outil ont été démontrées par une première alerte de crue en septembre 2006.

L'aspect le plus novateur du travail de recherche du Dr Frédéric Jordan est certainement le développement et la modélisation d'une stratégie de gestion des crues par des opérations préventives des aménagements hydroélectriques. La méthodologie développée par ce chercheur permet d'obtenir très rapidement des résultats optimisés, de bénéficier d'une vision globale mais synthétique de la situation d'un bassin versant et de contrôler les décisions proposées par l'outil d'aide à la décision, même lors de situations très complexes. Le modèle est ainsi capable de fournir les coûts associés aux décisions, aux non-décisions et à une erreur de prévision météorologique.

Nous aimerions remercier le Prof. Dieter Gutknecht de la TU Wien pour son soutien scientifique et les discussions fructueuses lors de sa visite comme hôte académique au LCH. Finalement, nous remercions l'Etat du Valais et l'Office Fédéral de l'Environnement pour le financement du projet de recherche MINERVE.

Prof. Dr Anton Schleiss

Preface

In densely populated Alpine valleys, the realization of river training works for flood protection becomes more and more difficult because of economical reasons and lack of space. As a consequence, flood forecasting is of great interest especially in catchment areas comprising storage hydropower plants with high potential of reservoir routing.

In the frame of the MINERVE research project, Dr. Frédéric Jordan has developed a model for forecasting and management of floods considering the effect of storage power plants in a complex catchment area with a short hydrological response. For the first time, a model has been proposed for such complex situations, which allows optimizing the operation of the storage hydroelectric power plants with the purpose of reducing the hydraulic and economical flood consequences downstream in the main valley of the catchment area.

Based on a new approach of hydrological and hydraulic modelling of the catchment area equipped with storage schemes, a general applicable strategy of the optimum operation of the storage power plants could be developed and applied successfully in the case study of the Upper Rhone Valley upstream of Lake Geneva. The flood alarm in September 2006 has proved the quality and performance of the developed tool.

The most innovative aspect of the research work of Dr. Frédéric Jordan is certainly the development and modelling of a strategy for the management of floods with the help of pre-emptying operations of the storage power plants. The methodology developed by Dr. Jordan allows obtaining optimized results very rapidly, even for very complex conditions. A global overview of the hydrological conditions in the catchment area can easily be obtained, which allows checking the decisions furnished by the implemented decision-making tool. The latter is able to provide the costs related to the decisions or non-decisions as well as for errors in meteorological forecasts.

We would like to thank Prof. Dieter Gutknecht from TU Vienna for his scientific support and fruitful discussions during his visit as academic guest at LCH. Finally we would like to thank the Canton of Wallis and the Federal Office for the Environment for the financial support of the research project MINERVE.

Prof. Dr Anton Schleiss

Résumé

Modèle de prévision et de gestion des crues

-

Optimisation des opérations des aménagements hydroélectriques à accumulation pour la réduction des débits de crue

Mots-clés : Crue, Prévision Hydrologique, Modélisation Semi-Distribuée, Optimisation, Aménagement Hydroélectrique, Réservoir, Retenue, Laminage, Vidange Préventive, Aide à la Décision.

Les crues ne sont pas seulement une fatalité. Les dégâts qu'elles engendrent, la peur qu'elles suscitent et les vies qu'elles emportent ne résultent pas toujours de la puissance seule des éléments, et l'Homme a le devoir de s'en prémunir, dans la mesure de ses possibilités. L'une d'entre elles conduit à exploiter au mieux certains ouvrages issus de son génie : ce sont les grands barrages et leurs retenues d'accumulation. Par leurs capacités, par leur flexibilité, ils offrent un moyen efficace de gérer les débits dans les cours d'eau situés en aval, grâce à la rétention d'importants volumes dans leurs réservoirs. Ils permettent de plus de libérer par avance le volume nécessaire à la protection contre les crues, sans pertes économiques, au moyen des turbines et des organes de vidange vannés. Cela s'appelle la vidange préventive.

Ce travail de recherche a comme objectif de développer les méthodes d'évaluation des opérations de vidange préventives des retenues d'accumulation, nécessaires à la protection contre les crues du Rhône à l'amont du Léman, et d'en extraire un outil d'aide à la décision. Ce système se compose de plusieurs modèles qui, assemblés bout à bout, fournissent aux décideurs les informations nécessaires pour permettre un choix objectif. Le premier composant du système est un modèle de prévision météorologique développé et exploité par MétéoSuisse, le deuxième un modèle de prévision hydrologique, et le dernier un modèle d'optimisation des opérations de vidange préventives des réservoirs.

Le modèle de prévision hydrologique se base sur un concept de modélisation hydrologique semi-distribuée, développé à l'HYDRAM-EPFL. Ce concept permet l'intégration de champs tridimensionnels de températures, précipitations et évapo-transpirations potentielles pour simuler les processus de fonte des glaciers, de constitution et de fonte du manteau neigeux, d'infiltration et de ruissellement de surface. L'outil informatique mis au point et utilisé pour cette modélisation, *Routing System II*, permet aussi le routage des débits dans les cours d'eau ainsi que l'intégration explicite d'ouvrages hydrauliques tels que prises d'eau en rivière, collecteurs, réservoirs, évacuateurs de crue et turbines. Ces différents outils sont exploités au mieux dans ce travail de recherche pour la construction d'un modèle de simulation du bassin versant du Rhône à l'amont du Léman, incluant les 10 principaux aménagements hydroélectriques qui s'y trouvent. Il est calé et validé pour un pas de temps horaire sur une période totale de 60 mois, et intègre également les données de production hydroélectrique des aménagements considérés. Sa performance lui permet de représenter les différents cycles hydrologiques, ainsi que les crues dont l'intensité et la phase sont judicieusement reproduites

par le modèle. Enfin, le modèle développé dans ce travail est capable d'assimiler en temps réel les observations pour s'ajuster automatiquement et ainsi améliorer ses conditions initiales avant d'effectuer une nouvelle prévision hydrologique.

L'outil d'optimisation des opérations préventives s'appuie sur les prévisions hydrologiques et fournit des consignes opérationnelles claires, en exploitant de manière déterministe les prévisions de débit entrant dans les retenues ainsi que les prévisions de débit aux différents points de contrôle dans les cours d'eau aval. Il est en outre capable de fournir les coûts associés aux décisions, aux non-décisions et à une erreur de prévision. Cet algorithme a été validé par comparaison avec un algorithme évolutif appelé *MOO*, développé au LENI-EPFL, et offre une performance similaire, tout en nécessitant des temps de calcul largement inférieurs. Les résultats proposés par l'outil d'optimisation sont automatiquement intégrés dans le modèle de simulation hydrologique où ils sont finalement validés.

La performance du modèle de prévision et de gestion des crues a été mesurée sur la base des crues historiques de 1993 et 2000, ainsi que lors de l'alerte crue de septembre 2006 où il a été utilisé de manière opérationnelle. Les résultats obtenus indiquent que malgré le haut degré d'incertitude entourant les modèles de prévision, les décisions proposées par le système sont proches des décisions optimales prises a posteriori. L'application de ce système au bassin versant du Rhône à l'amont du Léman démontre que l'effet de laminage historiquement produit par les réservoirs peut être largement augmenté. En effet, la réduction du débit de pointe par laminage, observée dans le Rhône à l'exutoire du bassin versant, était de 12% en 1993 et de 10% en 2000. Si le modèle de prévision et de gestion des crues avait été exploité lors de ces crues, la réduction du débit de pointe aurait pu atteindre 26% en 1993 et 21% en 2000, ce qui aurait permis d'éviter des dégâts importants à proximité du cours d'eau.

Ce travail recherche a permis d'une part de démontrer le potentiel de protection contre les crues par la gestion optimisée des aménagements hydroélectriques à accumulation. Il a d'autre part abouti à un modèle de gestion théorique utile en phase de planification, et enfin à un modèle opérationnel, appliqué au bassin versant du Rhône, dont l'objectif est maintenant d'exploiter au mieux ce potentiel de protection. Grâce à des outils de modélisation, de prévision, d'assimilation et d'optimisation compacts et performants, le modèle est convivial et utilisable en temps réel.

Bien que ce système soit actuellement opérationnel et convainquant, il serait encore profitable d'approfondir le traitement de l'incertitude dans toute la chaîne d'information du système, avec en point de mire l'indication, pour chaque décision, de son risque objectif associé.

Abstract

Flood forecast and flood management model

Optimization of the operation of storage power plants for flood routing

Key-words : Flood, Hydrological Prediction, Semi-Distributed Modelling, Optimization, Hydropower Plant, Reservoir, Flood Routing, Preventive Gate Operation, Decision Making.

Floods are not only due to fatality. It is the responsibility of the human being to protect himself from heavy damages due to natural elements, and he sometimes has the chance to profit from a given situation to influence events. One of these possibilities is to manage floods by using existing dams and reservoirs, which can be efficiently operated to control the downstream discharges. Moreover, their retention capabilities may be enhanced by preventive gate or turbine operations, based on a flood forecast.

The objectives of this research were to develop a new model for flood prediction and management for the Rhone river basin upstream from Lake of Geneva. Also, the underlying objective was to create an operational discharge prediction and decision making tool, taking advantage of 72 hours ahead of the weather forecast provided by MeteoSwiss. A new hydrological model was developed, as well as another optimization tool for the preventive turbine and gate operations of large hydropower reservoirs.

The new hydrological forecasting tool is based on a concept developed by the HYDRAM-EPFL. This concept allows the model to integrate tri-dimensional rainfall, temperature and evapo-transpiration fields and to simulate multiple hydrological processes. Indeed, the model is able to simulate glacier melt, snow pack constitution and melt, soil infiltration and runoff. The altimetric temperature gradient is considered by subdividing each basin into elevation bands, which allows segregating rainfalls and snowfalls. A new software called *Routing System II* was used and improved for modelling the catchment area. This object-oriented modelling tool permits the integration of flood routing in rivers as well as hydraulic structures such as river water intakes, reservoirs, turbines, gates and regulated systems. All these new products were used to build a flood prediction model, including the 10 major hydropower plants of the Rhone river basin upstream from Lake of Geneva. It has been calibrated and validated over a 60 months' period for an one hour time step continuous simulation. It also integrates all hydroelectricity production data of the existing hydropower plants. Its performance allows to correctly represent all hydrological cycles, as well as the observed floods, whose phases and intensities were perfectly simulated. Moreover, a new procedure for real-time data assimilation was developed in the model, in order to automatically adjust the initial conditions before starting a new hydrological forecast.

The new optimization tool uses the hydrological forecast, especially the inflow forecasts in the reservoirs and the hydrographs at the numerous control points in the river network. This tool takes into account the mentioned data in order to provide an operational decision about any necessary preventive turbine or gate operations. It also allows the decision maker

to obtain an indication on the cost of the decisions and of the non-decisions, as well as of the cost of an inappropriate decision due to an error in the flood forecast. This algorithm was validated against full simulation and against another optimization evolutionary algorithm called *MOO*, developed in the LENI-EPFL. It is able to provide a similar efficiency without excessive computation time, and to forward these results automatically into the simulation model for validation.

The operational performance of the flood prediction and management model was evaluated by simulation of two major flood events occurred in the Rhone river basin in September 1993 and October 2000, as well as by a first operational use in September 2006. The obtained results indicated, that if the decisions relative to the operations of the 10 considered hydropower plants had been in accordance with the new decision tool, the decision would have been similar to a posteriori optimal solution. The application of the model to the Rhone River catchment area demonstrates the possibility to widely increase the protection effect due to the existing reservoirs. In fact, the observed reduction of the peak flow in the Rhone basin outlet was 12% in 1993 and 10% in 2000. By using the new model, the reduction would have reached 26% in 1993 and 21% in 2000. In this case, important damages could have been avoided near the riverside.

This research project offers the possibility to highlight the potential of an increased flood routing into the existing accumulation reservoirs. It leads to a new theoretical optimization model, which can be used at a planification stage to evaluate the optimal flood routing influence of a multireservoir system. Finally, a new flood forecast and management model was developed for the Rhone River catchment area. This tool is in operation and its aim is now to optimize the existing flood protection potential. Thanks to its new performing forecast, data assimilation and optimization tools, the model is user-friendly and can be used in real-time.

Although the system is now operational and convincing, it would be more profitable to explore the possibilities of dealing with uncertainty in the whole information path of the system. As a main goal, the system should be capable of providing the decision maker with an optimal decision and its associated objective risks.

Zusammenfassung

Modell zur Vorhersage und Bewältigung von Hochwasserereignissen

-

Optimaler präventiver Betrieb der Speicherkraftwerke zur Verringerung der Hochwasserspitzen

Key-words : Hochwasser, Hochwasservorhersage, Optimierung, Staudam, Stausee, Speicherkraftwerke, Vorherzunahme.

Hochwasser müssen nicht immer einer Katastrophe gleichkommen. Die durch Hochwasser entstehenden Gefahren, Schäden und Opfer sind nicht immer allein das Ergebnis der Naturgewalten. Der Mensch hat innerhalb gewisser Grenzen die Möglichkeit, Vorkehrungen und vorbeugende Massnahmen zu treffen. Eine dieser Möglichkeiten, sich vor Hochwassern und Überflutungen zu schützen, besteht in einem vorausschauenden Betriebsmanagement vorhandener Talsperren und Staudämme mit ihren grossen Reservoirs, insbesondere der Regelung der Wasserabgabemengen in sich unterhalb der Anlage anschliessende Gewässer. Darüber hinaus kann das enorme Retentionspotential dieser Anlagen ohne nennenswerte finanzielle Einbussen mittels Vorabsenkungen durch geregelte Entleerungs- und Entlastungsorgane sowie Turbinebetrieb effizient ausgeschöpft werden.

Die Zielsetzung dieses Forschungsvorhabens war es daher, ein neues Modell zur Hochwasservorhersage und Management für das Einzugsgebiet der Rhone oberhalb des Genfer Sees zu entwickeln. Darüber hinaus sollte ein funktionsfähiges Werkzeug hinsichtlich erforderlicher präventiver Staupegelabsenkungen sowie zu treffender Entscheidungen entwickelt werden. Einen ersten Baustein stellt in diesem Zusammenhang ein 72 Stunden Wettervorhersagemodell, welches von MeteoSchweiz zur Verfügung gestellt wird, dar. Den zweiten wesentlichen Baustein bildet ein neues hydrologisches Vorhersagemodell. Im letzten Baustein wird ein Optimierungswerkzeug bezüglich der Steuerung und Regelung im Sinne eines vorbeugenden Entleerungs- und Turbinebetriebes entwickelt.

Das neue hydrologische Vorhersagemodell basiert auf einem Konzept, welches am HYDRAM-EPFL entwickelt wurde. Dieses Konzept ermöglicht die Integration einer dreidimensionalen Temperaturverteilung, potentieller Niederschläge sowie Evapotranspiration zur Simulation von Gletscherschmelzprozessen, Aussagen über die Zusammensetzung und Beschaffenheit von Schnee zu treffen sowie Infiltrations- und Oberflächenabflüsse zu berücksichtigen. Die höhenabhängige Temperaturverteilung erfolgt über eine Einteilung jedes Untereinzugsgebietes in Höhenbänder. In jedem Höhenband kann zudem zwischen Niederschlag und Schneefall unterschieden werden. Zur Modellierung des Einzugsgebietes wurde eine neue und verbesserte Version der Software Routing System II verwendet. Dieses objektorientierte Simulationswerkzeug ermöglicht die Integration von Routingprozessen in Flüssen sowie die Implementierung hydraulischer Strukturen wie Wasserfassungen, Vorratsbehälter, Sammler, Turbinen und Regelungssystemen. Alle oben genannten Werkzeuge wurden schliesslich dazu verwendet, ein Hochwasservorhersagemodell einschliesslich der zehn im Einzugsgebiet vorhandenen Wasserkraftanlagen für das Flussgebiet der Rhone oberhalb des Genfer See zu

entwickeln. Das Modell ist in Stundenzeitschritten über einen Zeitraum von 60 Monaten kalibriert und validiert worden. Darüber hinaus sind alle relevanten Daten der vorhandenen Wasserkraftanlagen in das Modell integriert. Mit Hilfe des Modells können alle hydrologischen Zyklen sowie Hochwasser in Phase und Intensität richtig reproduziert werden. Ausserdem wurde ein neues Verfahren zur Integration von Echtzeitmessdaten in das Modell implementiert. Auf diese Weise passt sich das Modell den beobachteten Messdaten automatisch an und verbessert und korrigiert die neuen Ausgangsbedingungen, bevor es eine neue hydrologische Prognose beginnt.

Das neue Optimierungsmodell für den präventiven Hochwasserbetrieb stützt sich auf die hydrologische Prognose und liefert klare betriebliche Anweisungen. Es verwendet hierbei deterministisch die Zustromprognosen in die Talsperren sowie die Abflussvorhersagen der zahlreichen Messstellen an den Gewässern im Einzugsgebiet. Darüber hinaus ist es ebenfalls in der Lage, Aussagen über die Kosten der jeweiligen Entscheidung, Nicht-Entscheidung oder eines Vorhersagefehlers zu treffen. Der neue Algorithmus ist mit einem anderen Optimierungs- und Entwicklungsalgorithmus, MOO genannt, der am LENI der EPFL entwickelt worden ist, validiert worden. Hier hat sich gezeigt, dass er eine ähnliche Leistungsfähigkeit besitzt, allerdings wesentlich geringere Berechnungszeiten erfordert. Die Berechnungsergebnisse des Optimierungstools werden automatisch in die hydrologische Simulation integriert, wo sie schliesslich validiert werden.

Die Funktionsfähigkeit des Hochwasservorhersage- und Betriebsmanagementsystems ist mittels Simulation zweier Hochwasserereignisse, die im September 1993 und im Oktober 2000 im Einzugsgebiet der Rhone abgelaufen sind, sowie dem Septemberhochwasser 2006, wo es zum ersten mal operativ eingesetzt worden ist, getestet und bewertet worden. Die Berechnungsergebnisse haben gezeigt, dass trotz eines hohen Unsicherheitsfaktors bei den Vorhersagemodellen, die vom Programm vorgeschlagenen Entscheidungen sehr nahe an den optimalen Entscheidungen lagen, die bereits vorher gefällt wurden.

Die Anwendung des Modells im Rhoneeinzugsgebiet oberhalb des Genfer Sees zeigt, dass der Retentionseffekt, den die vorhandenen Speicher bereits in der Vergangenheit bewirkt haben, noch erheblich verbessert werden kann. Die tatsächlich beobachtete Verringerung der Abflussspitzen in der Rhone am Aufluss des Einzugsgebietes betrug im Jahr 1993 12% und im Jahr 2000 10%. Bei Verwendung des neuen Modells hätte eine Verringerung des Abflussscheitels von 26% (1993) bzw. von 21% (2000) erreicht werden können. Auf diese Weise hätten die grössten Hochwasserschäden in unmittelbarer Nähe zur Rhone vermieden werden können.

Dieses Forschungsprojekt hat zum einen die Möglichkeit aufgezeigt, welche grossen Potential die vorhandenen Speicher hinsichtlich Hochwasserschutz bieten. Zum anderen hat das Projekt zu einem neuen theoretischen Optimierungsmodell geführt, welches sowohl im Planungsstadium als auch im operativen Hochwasserschutz eingesetzt werden kann, um dieses Potential mittels eines optimierten und abgestimmten Betriebes effizient auszuschöpfen und einen bestmöglichen Retentionseffekt zu erzielen. Auf Grund von kompakten und leistungsstarken Simulations-, Vorhersage-, Anpassungs- und Optimierungswerkzeugen ist das entwickelte Modell sehr benutzerfreundlich und kann in Echtzeit betrieben werden.

Obgleich das Modell funktionsfähig und überzeugend ist, wäre es wünschenswert, weitere Unsicherheitsquellen in der Informationskette zu identifizieren und zu verbessern. Am Ende sollte der Blickpunkt darauf gerichtet sein, das System so auszubauen, dass jede Entscheidung mit einem objektiven Risiko verknüpft ist.

Je dédie ce travail à

Emmanuelle,

mes parents,

ma famille, et

à tous ceux qui, peut-être, en bénéficieront.

Table des matières

Résumé	i
Abstract	iii
Zusammenfassung	v
1 Introduction	1
1.1 Préambule	1
1.2 Les crues dans le monde et en Suisse	1
1.3 Protection contre crues	2
1.3.1 Mesures passives	2
1.3.2 Mesures actives	4
1.3.3 Gestion des crues par des retenues existantes	5
1.4 Contexte du travail de recherche	6
1.5 Objectifs du travail de recherche	6
1.6 Organisation du document	7
2 Modèles de prévision hydrologique	9
2.1 Objectifs et potentialités de la prévision de débit	9
2.2 Prévision de débit à grande échelle	10
2.2.1 Modèles basés sur la résolution des équations hydrodynamiques	11
2.3 Prévision de débit à moyenne échelle	13
2.3.1 Réseaux de neurones artificiels	14
2.3.2 Modèles statistiques - lissage et décomposition	18
2.3.3 Modèles statistiques - régressions multiples	22
2.3.4 Modèles statistiques - ARIMA ou Box-Jenkins	26
2.3.5 Modèles statistiques - ARMAX	28
2.3.6 Modèles adaptatifs - filtre de Kalman	29
2.3.7 Modèles conceptuels	31
2.3.8 Modèles conceptuels spatialement distribués	34
2.4 Prévision de débit à petite échelle	35
2.4.1 Reconnaissance de scénarios	36
2.4.2 Radars	37
2.5 Commentaires	39
3 Optimisation des systèmes dynamiques dédiés	41
3.1 Préambule	41
3.2 Bases théoriques de l'optimisation	42
3.2.1 Introduction	42
3.2.2 Méthodes d'optimisation simples	43
3.3 Optimisation des ouvrages d'accumulation : formulation typique	44
3.4 La programmation linéaire et ses extensions	45

3.5	Programmation non linéaire	46
3.6	Programmation dynamique	48
3.7	Intelligence artificielle	50
3.7.1	Algorithmes évolutifs	50
3.7.2	Réseaux de neurones artificiels	51
3.7.3	Logique floue	51
3.7.4	Systèmes experts	53
3.8	Autres méthodes dédiées	55
3.9	Commentaires	55
4	Modèle hydrologique semi-distribué	59
4.1	Remarques préliminaires	59
4.2	Concept de modélisation hydrologique	60
4.2.1	Modélisation semi-distribuée	60
4.2.2	Concept hydrologique	60
4.3	Modèles hydrologiques conceptuels	62
4.3.1	Modèle de fonte de neige	62
4.3.2	Réservoir linéaire de neige	63
4.3.3	Modèle de fonte glaciaire	64
4.3.4	Réservoir linéaire de glace	64
4.3.5	Réservoir-sol : modèle SOCONT	64
4.3.6	Transfert de débit dans un cours d'eau	67
4.3.7	Comportement typique d'un sous-bassin versant	72
4.4	Fonctionnement opérationnel du modèle hydrologique et hydraulique	72
4.4.1	Logiciel <i>Routing System II</i>	72
4.5	Spatialisation des variables météorologiques	75
4.5.1	Spatialisation des mesures	75
4.5.2	Spatialisation des prévisions des précipitations	77
4.5.3	Spatialisation des prévisions des températures	78
4.6	Calage et validation du modèle hydrologique	80
4.6.1	Paramètres de calage de GSM-SOCONT	81
4.6.2	Critères d'évaluation du modèle hydrologique	82
4.6.3	Procédure de calage du modèle hydrologique	83
4.6.4	Choix des données de commande et de contrôle	86
4.7	Procédure de mise à jour du modèle hydrologique	89
4.7.1	Provenance des incertitudes et stratégies de correction	89
4.7.2	Algorithme de filtrage des variables d'état du modèle hydrologique	91
4.7.3	Illustration du fonctionnement de l'algorithme de filtrage	93
4.8	Application au bassin versant du Rhône	94
4.8.1	Calage des sous-bassins versants non perturbés	96
4.8.2	Calage des sous-bassins versants perturbés	99
4.8.3	Validation des sous-bassins versants non perturbés	102
4.8.4	Validation des sous-bassins versants perturbés	105
4.8.5	Estimation de l'incertitude du modèle hydrologique	111
4.8.6	Simulations avec mise à jour du modèle hydrologique	115
4.9	Commentaires	120
5	Fonctionnement des aménagements hydroélectriques	123
5.1	Remarques préliminaires	123
5.2	Fonctionnement des aménagements hydroélectriques	123

5.2.1	Généralités	123
5.2.2	Marché de l'électricité	126
5.2.3	Aménagements au fil de l'eau	128
5.2.4	Aménagements à accumulation à haute chute	130
5.3	Les aménagements à accumulation du Valais	134
5.3.1	Situation sur le bassin versant du Rhône	135
5.3.2	Les aménagements du Valais en chiffres	137
5.4	Reconstitution des séries temporelles de turbinage et pompage	143
5.4.1	Contexte politique du projet et données à disposition	143
5.4.2	Aménagement Grande Dixence	145
5.4.3	Aménagement Emosson	147
5.4.4	Aménagement Mauvoisin	150
5.4.5	Aménagement Mattmark	150
5.4.6	Aménagement Gougtra	151
5.4.7	Aménagement Salanfe	152
5.4.8	Aménagement Pallazuit	152
5.4.9	Aménagement Lienne	153
5.4.10	Aménagement Lötschen	153
5.4.11	Aménagement Bitsch	153
5.5	Générateur stochastique de turbinage	154
5.5.1	Génération de séries journalières	156
5.5.2	Désagrégation en séries horaires	159
5.6	Commentaires	160
6	Modèle d'optimisation	163
6.1	Remarques préliminaires	163
6.2	Objectifs et contraintes de l'optimisation	163
6.3	Optimisation de la gestion d'un aménagement hydroélectrique lors des crues	165
6.3.1	Estimation du volume entrant dans une retenue	165
6.3.2	Estimation du volume disponible dans une retenue	166
6.3.3	Optimisation locale - définition	167
6.3.4	Maximisation de l'adduction	167
6.3.5	Exemple de résolution du problème : l'aménagement de Mattmark	168
6.4	Optimisation de la gestion de plusieurs aménagements lors des crues	171
6.4.1	Généralités	171
6.4.2	Définition du problème d'optimisation	172
6.4.3	Fonctions de coût	172
6.4.4	Variables et espace des solutions	174
6.4.5	Evaluation	174
6.5	Algorithme d'optimisation	177
6.5.1	Généralités	177
6.5.2	Concept de l'algorithme d'optimisation	178
6.5.3	Commentaires	180
6.6	Application à un système idéal avec réservoirs multiples	181
6.6.1	Description du modèle	181
6.6.2	Analyse paramétrique	182
6.6.3	Espace des solutions à 2 dimensions	185
6.6.4	Validation de l'algorithme d'optimisation	186
6.6.5	Concept de borne inférieure	188
6.7	Conclusions	188

7	Application du modèle de gestion des crues au bassin versant du Rhône	191
7.1	Fonctionnement opérationnel du modèle de gestion des crues	191
7.1.1	Fonctionnement du système à haut niveau	191
7.1.2	Fonctionnement du modèle de prévision hydrologique	192
7.1.3	Fonctionnement du modèle d'optimisation	192
7.1.4	Technologies utilisées	193
7.2	Modèle d'optimisation appliqué au bassin versant du Rhône supérieur . . .	195
7.2.1	Architecture du modèle de simulation	195
7.2.2	Modèle d'optimisation	195
7.3	Crue de septembre 1993	198
7.3.1	Prévisions hydrologiques lors de la crue de septembre 1993	201
7.3.2	Optimisation des opérations préventives - validation de l'algorithme	206
7.3.3	Performance opérationnelle du système d'aide à la décision	212
7.3.4	Conclusions - Crue de septembre 1993	212
7.4	Crue d'octobre 2000	215
7.4.1	Prévisions hydrologiques lors de la crue d'octobre 2000	215
7.4.2	Performance opérationnelle du système d'aide à la décision	220
7.4.3	Conclusions - Crue d'octobre 2000	226
7.5	Alerte crue de septembre 2006	226
7.5.1	Prévisions météorologiques	226
7.5.2	Prévisions hydrologiques	227
7.5.3	Gestion des aménagements hydroélectriques	231
7.5.4	Commentaires	234
7.6	Conclusions de l'application du modèle sur le bassin versant du Rhône . . .	234
8	Conclusions et perspectives	237
8.1	Modélisation hydrologique et hydraulique	237
8.2	Modèle d'aide à la décision	238
8.3	Application au bassin versant du Rhône à l'amont du Léman	239
8.4	Innovations issues de la recherche	239
8.5	Perspectives	240
	Remerciements	243
	Liste des tableaux	245
	Liste des figures	247
	Notations	251
	Liste des abréviations	255
	Références	257

1 Introduction

1.1 Préambule

L'eau, source de vie, source d'énergie aussi, révèle à l'homme son image. Lorsqu'il se contemple, prostré sur le rivage de son lac ou de son océan préféré, l'homme en tire bonheur et quiétude. Mais l'eau a également le don de lui rappeler sa petitesse. Comme l'immensité du glacier et de ses crevasses dans lesquelles il chute, comme l'infini de l'océan sur lequel il se perd, la crue des rivières et des fleuves est depuis toujours un phénomène aquatique que l'homme respecte et dont il a peur. Survenant à la suite de fortes précipitations, parfois régulières et durables, parfois intenses et violentes, les crues ne laissent après leur passage que désolation, misère et destruction. Les débordements associés aux dépôts de sédiments qu'elles engendrent, les vies qu'elles emportent dans leurs flots et les inondations qu'elles provoquent incitent l'homme à la plus grande prudence; qui pourtant disparaît avec sa mémoire, dans la mesure où les fortes crues ne surviennent que rarement, et ne se comptent parfois en un lieu qu'à quelques épisodes par siècle. La nature se charge pourtant de rappeler à l'homme sa puissance et de réveiller sa mémoire...

1.2 Les crues dans le monde et en Suisse

Dans le monde, les dégâts annuels liés aux crues ont été estimés à 50 milliards de dollars US par an durant la décennie 1990-1999 et une augmentation des coûts de 4 % par an semble se dessiner (ONU, 2002). Si le phénomène n'affecte en général, au niveau mondial, que les classes sociales les plus défavorisées, il provoque annuellement la mort de plus de 5000 personnes selon l'ONU (ONU, 2002). En Suisse, les dégâts liés aux crues, ont coûté plus de CHF 8.6 mia en 30 ans, soit de 1972 à 2002 et 88 personnes en sont mortes pendant cette période (Schmid et al., 2004). Il est également opportun de rappeler les événements d'août 2005 en Suisse centrale qui ont provoqué des dégâts estimés à CHF 2 Mia, soit les plus importants jamais enregistrés en Suisse (OFEG, 2005). En outre, la croissance de la population, le développement économique et la progression de la densité des valeurs sur le territoire sont des facteurs qui augmentent de manière significative les montants des dégâts d'année en année (Schleiss, 2004). Les processus météorologiques et hydro-géologiques à l'origine des crues sont très variés et chaque région vulnérable connaît un nombre limité de processus caractéristiques. Dans les régions de plaine, les crues se révèlent catastrophiques en raison de l'étendue des inondations provoquées par l'absence de relief et par la longue durée des précipitations. La Meuse et le Rhin aux Pays-Bas, l'Elbe, le Rhin et le Danube en Allemagne, la Tamise à Londres et le Mississipi aux Etats-Unis sont les exemples les plus célèbres de cours d'eau sortant régulièrement de leur lit. La Suisse dont le territoire est essentiellement montagneux n'est pas soumise à de tels processus, mais subit des crues rapides dont les volumes écoulés proviennent souvent de la fonte du stock de neige. Ainsi l'Aar, sortant de son lit au printemps à la suite de longues précipitations associées à la fonte de la couverture neigeuse de l'Oberland rappelle bien souvent aux habitants de la ville de

Thoune de ne pas ranger leurs biens à la cave. De même, le Rhône quittant localement son lit à la suite du blocage orographique des perturbations venant de la mer Méditerranée rappelle aux Valaisans l'importance de la protection de leur plaine alluviale. De plus, les fortes précipitations provoquent en Suisse un nombre important de glissements de terrain et de laves torrentielles, phénomènes concomitants aux crues, difficilement prévisibles et provoquant d'innombrables dégâts aux personnes, aux biens et aux infrastructures. Pourtant, les crues ne sont pas seulement une fatalité. Depuis toujours, l'homme essaie de s'en protéger, et ses moyens d'action font l'objet du paragraphe suivant.

1.3 Protection contre crues

L'humanité a retenu du Déluge que l'eau du Ciel, attirée par la Mer, ne franchissait les montagnes que par les vallées qu'elle avait creusées. Noé, à l'écoute des recommandations de Dieu, l'avait bien compris et s'en est allé construire avec sa femme, ses trois enfants, ainsi qu'un mâle et une femelle de chaque espèce animale, une arche sur les flancs du Mont Ararat au Sud-Est de la Turquie actuelle. Il survécut ainsi aux inondations provoquées par le Seigneur et permit la renaissance de l'Humanité. Les civilisations qui s'en suivirent s'attachèrent à construire leurs villes sur des collines en bordure des fleuves, bien à l'abri de leurs écarts de comportement. Mais la croissance des populations et de leurs besoins en terres cultivables les obligèrent à s'approcher des cours d'eau pour en tirer les bienfaits et construire des systèmes d'irrigation. Ils profitèrent également de leurs crues, tels les brillants Egyptiens exploitant les débordements annuels du Nil pour nourrir leurs terres en alluvions fertiles. Ils souffrirent toutefois de l'humidité et des marécages que les inondations régulières provoquaient et où les épidémies se développaient. Les Chinois furent peut-être les premiers à s'intéresser prioritairement au contrôle des crues, et ceci dès 2200 av. J.-C. lorsque l'Empereur Yu déclara que quiconque contrôlait le fleuve Jaune contrôlerait la Chine. L'histoire démontrera plus tard que le contrôle des cours d'eau serait en Chine la démonstration du pouvoir, exploité fortement dans la deuxième moitié du 20^e siècle par le régime communiste de Mao qui lancera de nombreux projets pharaoniques. Quelles furent alors les mesures techniques permettant le contrôle des crues ?

Différents types de mesures existent, dont l'influence s'exerce à différents niveaux. Ils sont décrits ici et reprennent la terminologie et la philosophie actuelle suisse (OFEG, 2001). Deux approches complémentaires permettent, selon la situation, d'atteindre les objectifs de protection. Les mesures passives, intégrées à l'aménagement du territoire, limitent l'implantation de l'homme dans des lieux appropriés. Parallèlement à ces mesures sont associées les mesures d'accompagnement telles que règlements d'urgence et plans d'évacuations. D'une autre manière, les mesures actives permettent à l'homme de coloniser des zones potentiellement dangereuses en limitant le risque par la modification des caractéristiques du cours d'eau. Quelle que soit l'approche retenue, les mesures d'entretien doivent accompagner les mesures de protection afin de garantir la performance du système au cours du temps.

1.3.1 Mesures passives

Concept de protection intégré à l'aménagement du territoire

Le choix d'une méthode pour assurer la protection contre les crues d'un cours d'eau n'est souvent pas évident. A cause de la grande échelle spatiale et temporelle du processus de formation des crues, il est nécessaire de combiner plusieurs moyens de protection au

travers d'un concept *intégré* à l'aménagement du territoire. Il est également recommandé de concilier les aspects sécuritaires, écologiques et économiques lors de l'élaboration d'un tel projet. La Suisse dispose maintenant d'un arsenal légal pour assurer la cohérence des concepts de protection contre les crues. Il s'agit de l'intégration, dans les plans directeurs de l'aménagement du territoire, de contraintes liées à l'eau telles que zones non constructibles, zones réservées à l'épanchement des crues ou zones soumises à règles constructives strictes. Ces plans prévoient également la localisation de tronçons de cours d'eau renforcés, de tronçons laissés à un développement naturel et de terrains inondables. Ils visent également une augmentation de l'emprise naturelle du cours d'eau lui permettant d'améliorer son propre effet de routage, c'est-à-dire le stockage du volume lors du transit de la crue. La Suisse est à la pointe de ce mouvement grâce à l'élaboration et à la réalisation de projets tels que le réaménagement de la Thur (Zaugg, 2003), et la 3^e Correction du Rhône (DTEE, 2000). Il convient toutefois de se rappeler que de tels concepts sont soumis à des difficultés croissantes. D'une part, le coût des terrains peut se révéler prohibitif et les oppositions des riverains freinent la mise en oeuvre d'un concept de protection. D'autre part, les incertitudes liées au débit de dimensionnement poussent les décideurs à des choix qui soit engageront trop fortement les finances publiques, soit réduiront la marge de sécurité du système (Bérod and Consuegra, 1995; Hingray et al., 2006). La protection totale contre les crues n'est donc pas forcément garantie localement et le risque résiduel subsiste, pour tous les événements sortant du large cadre imaginé par les ingénieurs, mais doit être toutefois confiné.

Renforcement temporaire des rives du cours d'eau

La télévision nous montre, lors de chaque crue importante, les soldats et la sécurité civile se battre à coups de sacs de sable ou de murs gonflables afin d'éviter les débordements locaux des rivières déchaînées. Ces mesures temporaires par éléments mobiles sont indispensables dans des situations d'urgence mais ont une efficacité limitée. En effet, seul un réhaussement des digues de l'ordre du mètre peut être réalisé et lorsque ce dernier n'est pas suffisant, le débordement peut se développer de manière rapide.

Mesures d'urgence - évacuation des populations

De toute évidence, si aucune des mesures de protection mises en place n'a réussi à contenir les flots, mieux vaut s'enfuir... si c'est encore possible. Pour limiter les pertes humaines, un délai d'intervention doit être envisagé afin de permettre l'évacuation des populations en danger avant que la situation ne dégénère. Ce plan d'intervention nécessite donc certaines informations en temps réel afin de prendre la décision d'évacuer les personnes en danger et peut également se baser sur des prévisions (du Plessis, 2002). En général, un tel plan d'intervention considère plusieurs niveaux d'alarme et de mobilisation, tel le plan du Land Baden-Württemberg destiné à assurer la gestion d'une telle situation de crise (Homagk, 1996). Ainsi, lorsque certains niveaux d'eau mesurés dépassent une première valeur seuil, il est nécessaire de prévenir les agents de la sécurité civile de se tenir à disposition. Suite à un dépassement d'une deuxième valeur seuil, ces derniers doivent se mobiliser, puis procéder à des réhaussements des rives et autres comblements de passages possibles pour l'eau, avant en dernier recours d'ordonner l'évacuation de la population. Des plans d'intervention peuvent aussi se baser sur des prévisions de crue, moyen *branché* actuellement grâce aux récents développements des prévisions quantitatives de précipitations par modélisation numérique ou par mesure radar. Ce vaste sujet fera d'ailleurs l'objet d'une part importante de ce travail de recherche.

1.3.2 Mesures actives

Augmentation de la capacité hydraulique

Première mesure active employée, l'augmentation de la capacité hydraulique des cours d'eau a pour objectif d'assurer le transit de grands débits sans dégâts sur le voisinage du torrent ou de la rivière. Cette augmentation de capacité hydraulique peut être obtenue principalement de deux différentes manières. Premièrement, en augmentant la section mouillée du cours d'eau par l'élargissement ou le réhaussement des rives ou l'abaissement local du fond du lit, et deuxièmement en diminuant la résistance à l'écoulement et donc en permettant l'augmentation de sa vitesse. La Suisse exploita ce moyen à grande échelle dès le début du 19^e siècle sur le plateau lors de la première Correction des Eaux du Jura et lors de la première Correction du Rhône. Les travaux d'augmentation de la capacité hydraulique devaient permettre principalement l'assèchement des marais afin d'augmenter la surface cultivable et de diminuer l'apparition d'épidémies (Ehram, 1974). Des nouveaux travaux furent toutefois lancés à la suite des premières corrections et mirent en évidence les lacunes de telles solutions dites *intégrales*. Outre les problèmes environnementaux causés par la canalisation des rivières et la disparition d'espèces vivantes animales et végétales, qui n'étaient absolument pas d'actualité à cette époque, des lacunes sécuritaires furent identifiées. En effet, ces stratégies dites de résistance conduisaient, lorsque leurs limites étaient dépassées, à des catastrophes pires que celles se produisant avant l'intervention humaine. La cause en était la concentration des zones touchées et par conséquent les plus grandes rapidités et intensités des débordements, ajoutés à l'impossibilité pour l'écoulement de retourner dans le cours d'eau à cause des digues. Le système hydraulique pouvait ainsi passer sans transition d'un état fonctionnel à un état non fonctionnel catastrophique. On ne parle même pas des problèmes extrêmement compliqués posés par le transport solide, dont les dépôts, souvent mal placés lors des crues, entraînaient la surélévation du fond du cours d'eau et la diminution de sa capacité hydraulique.

Laminage des crues par stockage du volume d'eau

Lorsque la capacité hydraulique de la rivière est insuffisante ou le débit de dimensionnement particulièrement incertain, il est possible d'envisager le stockage du volume excédentaire dans des réservoirs artificiels. Il s'agit d'une pratique courante sur de nombreux affluents des grands fleuves comme en Allemagne où les réservoirs de ce type sont nombreux (Krainer and Hable, 2004). Un avantage de ce système est de permettre l'utilisation de la retenue artificielle à des fins autres que la sécurité, comme par exemple le stockage d'eau potable, l'irrigation ou même la production hydroélectrique. Il convient toutefois de relativiser l'influence de tels ouvrages sur des cours d'eau très importants tels le Rhin, l'Elbe ou même le Mississippi. Les volumes de stockage disponibles localement dépassent rarement quelques dizaines millions de mètres cubes, tandis que les volumes nécessaires au laminage des crues de ces fleuves atteignent plusieurs centaines de millions de mètres cubes. De plus, il arrive que ces réservoirs soient pleins au début de la crue, ce qui anéantit leur effet bénéfique (Schumann, 2004). Il devient dès lors nécessaire de prévoir des zones d'épanchement, également appelées polders au Nord de l'Europe, sortes de réservoirs artificiels temporaires de grande surface pour stocker ces immenses volumes. Surgissent alors les nombreux problèmes liés à l'utilisation du sol et les coûts importants de non-exploitation de ces terrains. Une récente étude effectuée aux Pays-Bas n'a d'ailleurs pas pu mettre en évidence de réels avantages financiers de ce concept de protection contre les crues (Vis et al., 2003). Cependant, en Suisse, des exemples récents illustrent les succès de ces mesures, en particulier dans la région de l'Engelberger Aa (Schleiss, 2005).

Outre les deux types de mesures présentées dans ce chapitre, au delà des mesures d'entretien toujours importantes et nécessaires peuvent exister des solutions pragmatiques tenant compte des caractéristiques propres de chaque région, en particulier lorsque des ouvrages d'accumulation sont présents sur le bassin versant.

1.3.3 Gestion des crues par des retenues existantes

Certaines régions de notre planète, et en particulier l'arc alpin, ont la chance d'abriter de nombreux ou d'importantes retenues d'accumulation. En général, ces aménagements produisent un effet de laminage protecteur même si leurs réservoirs sont pleins au début de la crue (Biedermann et al., 1996; Hauenstein, 1998). Toutefois, ceux-ci ont la responsabilité, en toutes situations et quels que soient leurs buts, de ne pas péjorer par leur présence la situation prévalant avant leur construction. Lors des crues, ils sont par conséquent astreints à respecter certaines procédures qui éviteront un accident grave tel qu'une rupture de la digue. A titre d'exemple, l'aménagement hydroélectrique de Mattmark en Valais est actuellement utilisé pour la protection contre les crues grâce à un volume libre dont l'utilisation ne peut se faire que pour laminer le débit entrant lors de situations extrêmes (Boillat et al., 2000; André and Boillat, 2002; Sander and Haefliger, 2002). Pour résumer ce sujet qui sera abordé en détail au chapitre 3, considérons un aménagement suffisamment important pour être soumis à une telle contrainte, c'est-à-dire ayant un règlement d'urgence.

Selon règlement d'urgence

En fonction du débit entrant dans la retenue ou de la vitesse de montée du plan d'eau, différentes procédures devront être entamées. Tout d'abord, le personnel du barrage devra se rendre à la digue pour livrer des informations régulières au centre de commande. Ensuite, les pompages éventuels, puis les captages situés sur d'autres bassins versants devront être mis hors service. Le cas échéant, le turbinage sera enclenché, avant et en dernier lieu de recourir à l'ouverture des vidanges ou à l'utilisation des évacuateurs de crue. En cas de catastrophe, le personnel de piquet devra quitter la digue afin de se rendre en sécurité.

Sécurité en aval de la retenue

Lorsque l'aménagement est prévu pour le turbinage à haute chute, la restitution du débit turbiné au réseau hydrographique naturel s'effectue plusieurs kilomètres, parfois dizaines de kilomètres en aval de l'aménagement. Le turbinage intensif pendant la crue permet donc à l'aménagement d'avoir un effet directement protecteur sur sa vallée en soutirant le débit turbiné et en le restituant beaucoup plus en aval. Il agit alors comme un ouvrage de dérivation.

Sécurité de la rivière à l'aval de la restitution

Qu'en est-il de l'influence d'un aménagement sur le cours d'eau en aval de la restitution? Si l'effet de laminage se produit en toute situation, le turbinage intensif effectué pendant un laps de temps inopportun peut se révéler néfaste. Si, lors de la pointe de la crue, le débit turbiné s'ajoute au débit naturel, il contribuera à l'augmentation des dégâts provoqués par la crue. Il s'agit ici d'un point essentiel de la gestion des crues qui sera traité dans ce travail.

Concept de vidange préventive

Afin de s'affranchir d'une telle prise de risque, la gestion d'un aménagement hydraulique lors des crues doit faire l'objet d'une analyse détaillée. En particulier, elle doit considérer

le moyen le plus économique et flexible de libérer du volume dans la retenue avant la crue afin de maximiser l'effet de laminage lors de sa pointe. Elle constitue précisément le sujet de ce travail dont les objectifs sont la proposition de stratégies de gestion des crues par opérations préventives des aménagements hydroélectriques. Proposant un concept de calcul en temps réel des opérations préventives sur la base de prévisions de débit à 72 heures et en tenant compte de toute la complexité d'un système réel, ce travail offrira au lecteur des pistes pour la résolution d'un problème aux objectifs multiples et soumis à un important niveau d'incertitude.

1.4 Contexte du travail de recherche

Ce travail de recherche s'inscrit dans le cadre du projet MINERVE, acronyme signifiant *Modélisation des Intempéries de Nature Extrême, des Retenues Valaisannes et de leurs Effets*. Les premiers balbutiements de ce projet furent une réponse à certains esprits chagrins prétendant que les aménagements hydroélectriques avaient été la cause d'importants dégâts lors des crues du Rhône en 1987 et 1993. Il fallut alors analyser leur effet réel en comparant la situation observée avec celle qui aurait prévalu sans la présence des retenues d'accumulation. Certaines études réussirent à prouver que leur influence avait été favorable à la sécurité (projet CONSECRU, Bérod and Consuegra (1995)), voire même qu'elle avait été maximale (Biedermann et al., 1996). Cependant, les conclusions de cette dernière étude stipulaient également que rien de plus ne pouvait être entrepris du point de vue des aménagements hydroélectriques pour la gestion des crues du Rhône.

La crue du Rhône d'octobre 2000, d'une ampleur jamais observée en Valais, provoqua à nouveau d'immenses dégâts essentiellement le long des affluents du fleuve. L'occasion étant trop belle, il fallut à nouveau vérifier que les aménagements hydroélectriques avaient bien contribué à la sécurité de la vallée. La modélisation fut effectuée au Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH) de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) et mena au développement du programme *Routing System* (Dubois and Boillat, 2000; Boillat et al., 2002; LCH, 2002). Les résultats de l'étude montrèrent que l'influence des retenues alpines était toujours favorable, mais qu'elle dépendait du niveau de remplissage initial, c'est-à-dire du volume de stockage disponible avant la crue. Il n'en fallut pas plus pour lancer l'idée de créer ce volume de stockage nécessaire, le cas échéant, avant la crue, sur la base de prévisions hydrologiques (Raboud et al., 2001; Pougatsch and Raboud, 2002).

Le projet MINERVE a donc pour objectif le développement d'un modèle de prévision des crues dans le bassin versant du Rhône à l'amont du Léman, et son utilisation dans un système d'aide à la décision pour la gestion des aménagements hydroélectriques lors de ces crues. Cet outil devrait permettre aux responsables de la cellule scientifique de crise (CERISE) de fournir des recommandations à la cellule catastrophe (CECA) de l'Etat du Valais (Raboud et al., 2001).

1.5 Objectifs du travail de recherche

Ce travail de recherche englobe différents aspects du projet MINERVE. Il s'inscrit également dans un cadre plus général, puisque les modèles de prévision et de gestion des crues ne sont pas encore toujours satisfaisants et que de nombreuses améliorations restent nécessaires (figure 1.1).

Le premier objectif est de disposer d'un outil de prévision hydrologique de pointe, adapté aux conditions, à la morphologie et aux ouvrages du bassin versant du Rhône à l'amont du Léman. Dans ce travail de recherche, ce n'est pas le développement du concept hydrologique en lui-même qui était l'objectif premier, car ce travail a été réservé à l'équipe du Laboratoire d'Hydrologie et Aménagements (HYDRAM) de l'EPFL (Hamdi et al., 2005b). Il s'agit plutôt d'appliquer au bassin versant le modèle hydrologique sur la base du nouveau concept imaginé, de le caler et le valider, d'en évaluer la performance et la pertinence, en y intégrant les ouvrages hydrauliques d'importance.

Le deuxième objectif de ce travail est l'assimilation des prévisions météorologiques dans le modèle hydrologique et leur utilisation dans un outil de prévision opérationnel. A cet objectif est également associée la possibilité d'assimiler les observations pour corriger le modèle hydrologique en temps réel.

Le troisième et principal objectif de ce travail est de développer une méthode d'optimisation de la gestion des aménagements hydroélectriques à accumulation lors des crues pour maximiser leur effet protecteur de la vallée. En particulier, il s'agit de trouver le moyen de modéliser leur influence et d'intégrer ce modèle dans un outil d'optimisation dont les résultats doivent pouvoir être validés et intégrés automatiquement par l'outil de prévision hydrologique. Cet objectif représente le point fort de ce travail de recherche, puisqu'il intègre les développements du modèle de prévision hydrologique pour leur ajouter une valeur importante, celle menant à la décision en situation de crise.

Les résultats attendus de cette recherche sont d'abord les développements techniques du modèle de prévision hydrologique, de son utilisation en prévision et de sa capacité à se corriger automatiquement de manière à simuler au mieux l'observé. Le résultat obtenu est un outil de prévision hydrologique opérationnel, livré à l'Etat du Valais, effectuant ces opérations.

Les résultats scientifiques attendus sont le développement d'une méthodologie pour l'évaluation et l'optimisation de l'influence des aménagements hydroélectriques lors des crues. Au final, un outil d'aide à la décision déterministe a été réalisé, également appelé système expert, couplé de manière opérationnelle au modèle de prévision hydrologique.

1.6 Organisation du document

Ce rapport de thèse s'organise autour des deux axes de développement suivis dans le cadre de ce projet de recherche. Le premier axe développe les aspects liés à la prévision hydrologique, tandis que le deuxième suit les développements de l'outil d'aide à la décision pour les opérations préventives sur les aménagements hydroélectriques. Bien entendu, le terrain d'application de ces méthodes ne sera pas oublié et le bassin versant du Rhône à l'amont du Léman constituera à ce titre un magnifique terrain de jeu appelé Valais.

Le chapitre 2 présente une revue de littérature des différents moyens de prévoir les crues et de leur performance. Le chapitre 3 effectue le même type d'analyse mais cette fois-ci sur les méthodes d'optimisation dédiées à la gestion des aménagements hydrauliques à accumulation.

Le chapitre 4 décrit en détail les modèles hydrologiques développés dans ce projet ainsi que leur performance sur la base d'une application au bassin versant du Rhône. Il fait état

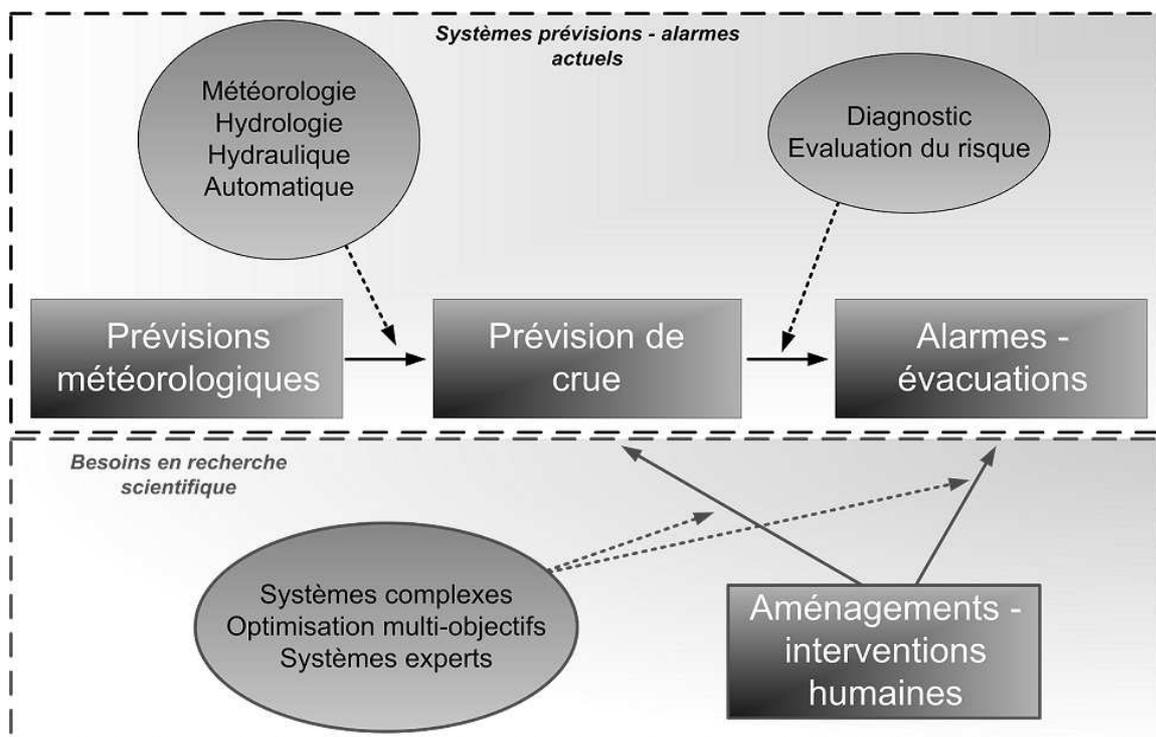


FIG. 1.1: Description des besoins en recherche dans le cadre du développement des modèles de gestion des crues.

également des concepts et outils informatiques nécessaire à la réalisation d'un projet de cette ampleur.

Les chapitres 5 , 6 et 7 décrivent les connaissances et outils développés pour l'aide à la décision en situation de crue. Le premier volet décrit le contexte économique-politique du marché de l'électricité ainsi que l'exploitation des aménagements hydroélectriques à accumulation. Ces bases sont en effet nécessaires à la compréhension des concepts de l'outil d'optimisation présentés dans le chapitre 6, ainsi qu'à son application, objet du chapitre 7.

Enfin, les commentaires finaux et les perspectives offertes par les développements issus de ce travail sont présentés dans le chapitre 8.

2 Modèles de prévision hydrologique

Le modèle de prévision des crues est l'élément essentiel qui, lorsqu'il est disponible, conditionne la gestion de telles situations de crise. En fonction des valeurs de débit prévues seront engagées soit des procédures d'urgence, soit des opérations préventives des ouvrages hydrauliques, ou encore des évacuations de population. Une description théorique exhaustive de la prévision des crues n'est pas envisageable dans cet ouvrage, tant les modèles de prévision varient selon les conditions pour lesquelles ils sont développés. En outre, il convient de se souvenir que ces modèles ont attendu l'avènement de puissants moyens informatiques pour voir le jour, tant le nombre de paramètres et d'équations qu'ils intègrent est imposant. Il ne serait par conséquent pas raisonnable de vouloir disséquer les modèles de comportement de chacun des systèmes existants. Cependant, une revue des technologies actuellement disponibles, complétée d'un certain nombre d'exemples est proposée dans ce chapitre, incluant une description des modèles hydrologiques utilisés ainsi que des techniques numériques nécessaires au bon fonctionnement des systèmes de prévision des crues. L'objectif de ce chapitre est de déterminer les forces et faiblesses des différentes technologies pour mener au choix de l'outil le plus approprié dans le cadre de cette recherche.

Ce chapitre sera divisé en cinq parties. Dans la première seront rappelés les objectifs et potentialités des modèles de prévision de débit. Dans les parties suivantes seront décrits les différents systèmes de prévision de débit selon l'échelle à laquelle ils s'appliquent. Il est en effet indispensable d'adapter la technologie selon que l'on s'intéresse à un bassin versant ayant une surface d'environ 10-1'000 km² (petite échelle), à un cours d'eau moyen drainant une surface de 1'000-10'000 km² (échelle moyenne) ou à un fleuve pouvant avoir une surface contributive de plusieurs dizaines de milliers km² (grande échelle). Enfin, la cinquième partie récapitulera les informations fournies dans cette étude et proposera une synthèse des performances et potentialités des modèles de prévision.

Avant d'entrer dans le détail de la revue bibliographique, rappelons que la prévision hydrologique est la discipline visant à prédire le débit qui devrait se produire à une certaine échéance. Il peut s'agir de prévoir le débit qui se produira demain, la semaine prochaine ou le mois prochain. Ceci n'est en rien comparable avec le développement de méthodes visant à déterminer des débits ou des hydrogrammes de projet, données utilisées lors du dimensionnement d'ouvrages.

2.1 Objectifs et potentialités de la prévision de débit

Dans ce chapitre sont présentées les technologies de prévision de débit utilisées avec des systèmes d'aide à la décision, pour l'exploitation des aménagement hydrauliques ou pour la sécurité des populations. Il ne s'agit en aucun cas de méthodes permettant l'établissement de débits de dimensionnement et utilisées dans le cadre d'avant-projets et de projets d'ouvrages hydrauliques.

Quels sont les objectifs des systèmes de prévision de débit ainsi que les performances qu'ils atteignent ? La prévision de débit poursuit en général deux objectifs distincts : le premier concerne l'exploitation des aménagements hydrauliques. En effet, l'utilisation régulière de la prévision de débit permet d'optimiser la régulation des aménagements disposant d'une certaine accumulation, de procéder à des vidanges préventives ou à des non-opérations lors des crues, d'éviter des déversements et finalement d'augmenter les performances au sens large d'un aménagement. Le deuxième objectif de la prévision de débit concerne la sécurité des populations et des biens. Elle est utilisée comme une aide efficace à la décision lors de situations de crise. Sur la base de cette prévision, il est possible de procéder à l'engagement de la sécurité civile ou encore à la mise en oeuvre de mesures exceptionnelles de sécurité telles que digues provisoires ou évacuations.

La performance d'un système de prévision de débit dépend de nombreux facteurs mais en premier lieu de l'adéquation entre la technologie utilisée et les processus physiques les plus influents du contexte de prévision. Les grands fleuves de plaine tels que le Rhin, la Meuse ou le Danube, avec leurs temps de réponse de plusieurs jours, seront prévisibles de manière fiable plusieurs jours à l'avance, sur la base des mesures uniquement. Dans ce cas, tant les processus météorologiques que les processus hydrologiques sont réguliers. Les grands fleuves des régions boréales, ayant eux aussi des temps de réponse relativement longs, sont toutefois soumis à des processus physiques plus complexes incluant la fonte de neige au printemps. Une incertitude plus importante sera donc présente et rendra la prévision à moyen terme moins fiable. Les torrents des régions montagneuses, réagissant fortement aux précipitations convectives locales, se mettant en crue en quelques dizaines de minutes suite à des processus hydrologiques complexes incluant l'effet du transport solide. Ils sont pratiquement imprévisibles à cause de la très forte incertitude sur les processus météorologiques et hydrologiques. Dans ce cas, seule une prévision à court terme, appelée en anglais *nowcasting* sera possible sur la base d'imagerie radar et de mesure des précipitations. Cette brève entrée en matière effectuée, passons maintenant à une description détaillée des systèmes de prévision de débit en fonction de l'échelle spatiale considérée.

En raison du nombre et de la diversité des modèles présentés dans ce chapitre, les notations ne sont pas explicitées de manière exhaustive à la fin du document, mais décrites lorsque cela est nécessaire dans le texte.

2.2 Prévision de débit à grande échelle

Les nombreux systèmes de prévision de débit qui existent sur les grands fleuves peuvent être considérés comme des modèles à grande échelle, avec des surfaces contributives de plus de 50'000-100'000 km². Afin de modéliser convenablement de tels systèmes, il est bon de se souvenir de quelques grands principes. Les écoulements concernés sont fluviaux et les vitesses d'écoulement relativement faibles, même pendant les crues. Par conséquent, le temps de réponse du bassin versant, ou autrement dit la période séparant le début des précipitations au début de la montée de l'hydrogramme, peut atteindre plusieurs jours. Or, pendant ce laps de temps peuvent se produire différents phénomènes météorologiques, qui rendront difficile une bonne prévision par modélisation pluie-débit. Ce problème est en général résolu par la division du bassin versant en sous-bassins, eux-mêmes faisant l'objet de sous-modèles de différents types. Certains systèmes tentent toutefois de réaliser directement des prévisions à grande échelle et, afin de rester le plus proche possible des processus physiques, se basent

sur la résolution des équations de l'hydrodynamique pour propager les ondes de crues de l'amont vers l'aval.

2.2.1 Modèles basés sur la résolution des équations hydrodynamiques

Les modèles d'écoulement dynamiques se basent sur le calcul de l'écoulement d'un point A vers un point B situé à l'aval. Si la contribution des affluents du cours d'eau et de la surface intermédiaire drainée peut être négligée sur le tronçon AB, l'hydrogramme en B pourra être calculé à partir des mesures effectuées en A et des conditions de bord en B. Les équations à résoudre sont connues et représentent les équations de base de l'hydraulique classique : il s'agit des équations de Barré de St-Venant appliquées ici à un écoulement unidimensionnel. La première équation exprime la conservation de la masse (équ. 2.1) :

$$S \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial S}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (2.1)$$

où S est la surface mouillée, U la vitesse moyenne de l'écoulement, x la coordonnée curviligne du tronçon, B la largeur de la section, h la hauteur d'eau et t le temps. La deuxième équation exprime la conservation de l'énergie (équ. 2.2) :

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - J_f + J_e = 0 \quad (2.2)$$

où g est l'accélération terrestre, J_f la pente de fond et J_e la pente d'énergie. La résolution des équations de St-Venant est extrêmement complexe, et un certain nombre simplifications doit être effectué afin de permettre l'introduction des conditions de bord et mener à l'établissement de solutions, et le lecteur intéressé trouvera des exemples de schématisation numérique dans (Graf and Altinakar, 1996). L'avantage de ce type de modèle est qu'il permet de calculer une prévision de débit en ne se basant que sur des mesures de débit situées à l'amont de l'objectif. Outre l'utilisation de ce modèle mathématique à des fins d'analyse (Thu, 2002), de nombreuses applications dans le domaine de la prévision sont connues. Des exemples d'utilisation de ces modèles se trouvent en Allemagne dans le land Baden-Württemberg pour ses deux plus importants cours d'eau que sont le Rhin et le Danube. Les responsables de la sécurité civile utilisent les prévisions de débit à un horizon de 24 heures environ (Homagk, 1996; Homagk and Ludwig, 1998). La figure 2.1 illustre une prévision de débit sur le Neckar effectuée lors de la crue de février 1997.

D'autres exemples d'applications des équations de routage hydrodynamique pour la prévision de débit existent sur le Rhin (Steinebach and Wilke, 2000) et sont parfois utilisées pour la gestion des polluants (Schultz and Steinebach, 2002). Les inconvénients de ce système basé uniquement sur les mesures de débit proviennent d'abord de la difficulté de prévoir les apports provenant des régions situées entre la dernière station de mesure de débit et le point de contrôle (objectif de la prévision), et ensuite de la grande difficulté de tenir compte de l'évolution des apports dus au ruissellement et à l'infiltration sur tout le bassin versant pendant la période de prévision. Des prévisions de débit utilisant la résolution des équations hydrodynamiques sur des petits bassins versants (10-1'000 km²) ne sont pas soumises à ces erreurs et seront discutées au paragraphe 2.4. Ces inconvénients majeurs ont orienté les récents développements vers des systèmes hybrides intégrant des prévisions des apports des sous-bassins versants intermédiaires. Ces derniers, qui utilisent des mesures des précipitations, des températures ou éventuellement des scénarios hydro-météorologiques pré-établis,

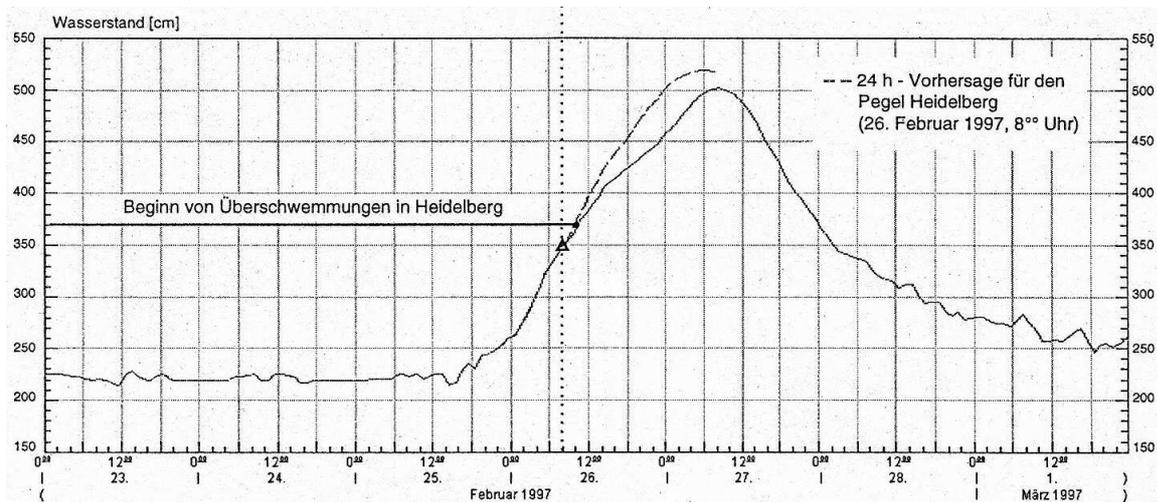


FIG. 2.1: Préviation de débit du Neckar à Heidelberg à un horizon de 24h, préviation du 26.02.1997 (Homagk and Ludwig, 1998).

permettent d'améliorer la fiabilité des prévisions. Notons que le Rhin dispose actuellement de 6 systèmes différents effectuant des prévisions de débit. Parmi ceux-ci, le système helvétique, produisant des prévisions de débit jusqu'à Bâle, qui est présenté au paragraphe 2.3. Situé tout à l'aval du fleuve, le centre hollandais de prévision (RIZA - Institute for Inland Water Management and Waste Water Treatment, Arnhem) a développé un système dont l'objectif est la prévision fiable des débits 4 jours à l'avance dès 2005 (Spokkereef, 2001). Lors du projet européen "European Flood Forecasting System" a été développé un système utilisant une modélisation spatialement distribuée (DeRoo et al., 2003). Cette technologie permet l'utilisation directe d'un modèle numérique de terrain pour le calcul des processus hydrologiques. La prévision des débits de grands fleuves tels que la Meuse (Allemagne), le Pô (Italie), le Rhin (Allemagne), l'Helga (Suède) la Viska (Suède) et le Severn (Grande Bretagne) est obtenue à partir des données hydro-météorologiques introduites dans des modèles hydrologiques. En fin de chaîne seulement sont utilisés des modèles effectuant une résolution des équations hydrodynamiques simplifiées (onde cinématique) permettant le calcul des débits dans les cours d'eau tout en tenant compte du comportement des zones inondables. Des résultats de simulations d'ensembles (prévisions probabilistes) sur la Meuse sont illustrés à la figure 2.2 où le lecteur constatera la forte augmentation de l'imprécision avec l'horizon de prévision. En effet, si les prévisions jusqu'à 4 jours sont encore relativement bonnes, les prévisions à 10 jours ne sont absolument pas exploitables selon les résultats présentés ici.

Les systèmes présentés ici permettent le calcul explicite et déterministe d'une prévisions de débit à partir de différentes entrées. Il est ainsi possible d'obtenir une gamme de prévisions et de tenir compte des différentes sources d'incertitude, mais il est alors nécessaire d'introduire une gamme d'entrées représentatives de l'incertitude, tâche parfois extrêmement difficile. En effet, bien rares sont les fournisseurs de prévisions hydro-météorologiques capables de donner une estimation de leur erreur de prévision. Bien rares également sont les systèmes permettant l'évaluation de l'imprécision des mesures des précipitations, sources de mesures ponctuelles à partir desquelles sont extrapolées des valeurs surfaciques (spatialisation des précipitations). Il devient donc nécessaire de subdiviser les bassins versants et de multiplier les sous-modèles.

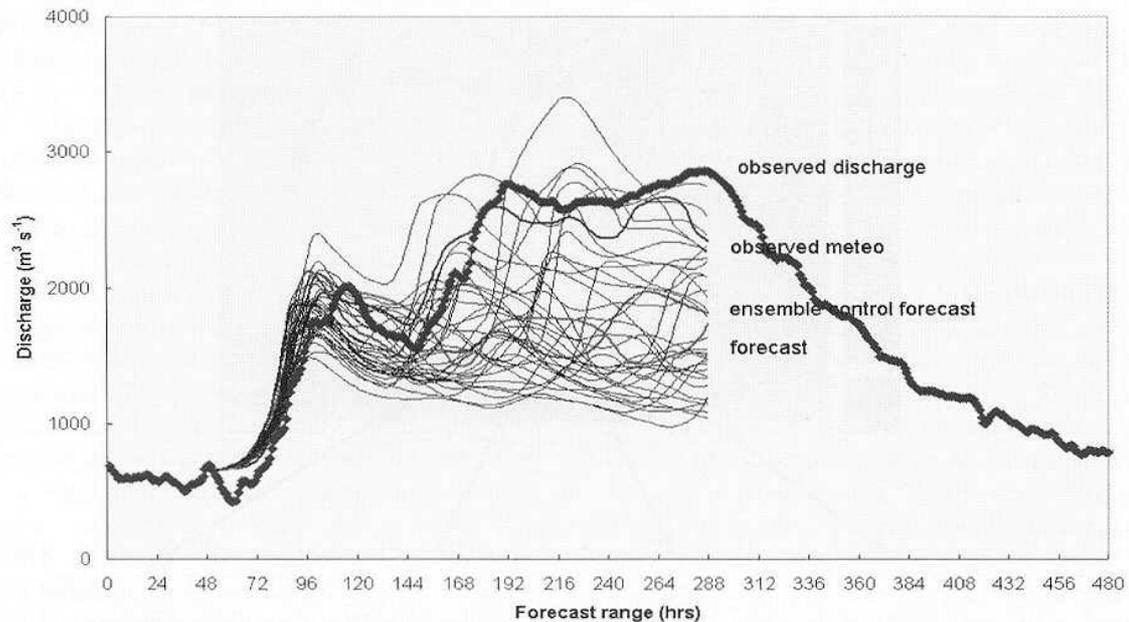


FIG. 2.2: Prévisions de débit à 10 jours sur la Meuse (DeRoo et al., 2003).

La figure 2.3 illustre le fonctionnement typique des modèles de prévision à grande échelle. Le bassin versant fictif présenté a une surface de l'ordre de $100'000 \text{ km}^2$ et a été subdivisé en 6 sous-bassins versants et en autant de modèles de simulation des apports. Ce bassin versant comporte 4 stations de mesure de débit Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 et n stations de mesure des précipitations et des températures P_1, P_2, \dots, P_n . Toutes ces stations sont utilisées pour évaluer les débits des sous-bassins versants qui sont considérés comme apports du fleuve principal (ligne épaisse). La prévision de débit Q^* à l'exutoire du bassin versant est alors calculée par résolution des équations hydrodynamiques à partir des mesures Q_1, Q_2, Q_3 et Q_4 , de la géométrie du fleuve et des apports aux sous-bassins versants. Notons que les modèles de simulation des sous-bassins versants peuvent être de différents types, pourvu qu'ils permettent l'évaluation des débits à leurs exutoires respectifs.

2.3 Prévision de débit à moyenne échelle

La prévision de débit sur des bassins versants ayant une surface comprise entre $1'000$ et $10'000 \text{ km}^2$ est largement décrite dans la littérature et constitue l'un des sujets de recherche majeurs de l'hydrologie actuelle. De nombreuses technologies sont décrites et même expérimentées dans ce chapitre. Les temps de réponse de ce type de bassins versants se situent entre 10 et 100 heures et correspondent le mieux aux modèles de prévision météorologiques actuels offrant en général des prévisions quantitatives à 72 heures. Pour ce type de bassins versants, toutes les sources de données peuvent être exploitées, en particulier les prévisions quantitatives des précipitations (QPF - Quantitative Precipitation Forecast) et des températures, les images radar permettant la mesure qualitative des champs de précipitations, les stations de mesure des précipitations, températures et éventuellement de la pression atmosphérique ou des vents ainsi que les mesures de débit ou de niveau d'eau. Les prévisions hydro-météorologiques servent à déterminer les apports naturels sur l'horizon de prévision alors que les mesures sont exploitées afin de permettre la correction

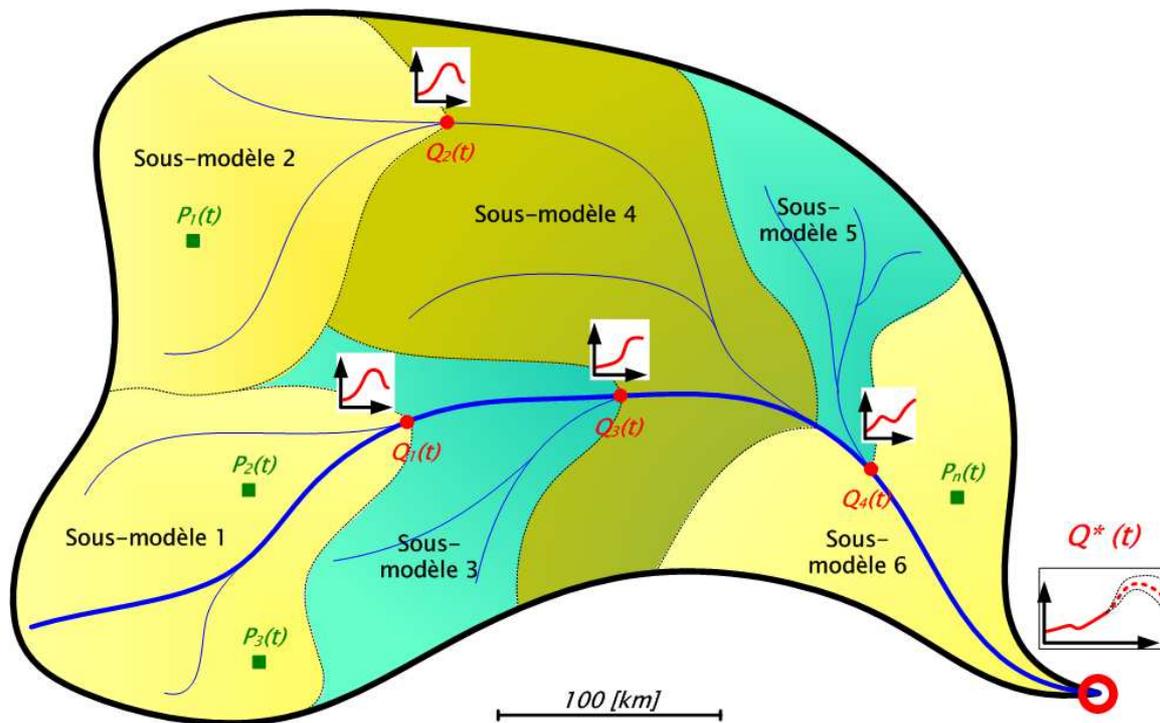


FIG. 2.3: Schéma de principe de la prévision de débit sur un bassin versant de grande échelle.

en continu des variables de la simulation. A nouveau, les technologies doivent être choisies pour être adaptées à l'objectif de la prévision de débit. Pour les situations d'exploitation (régulation des ouvrages pour l'irrigation, l'eau potable ou l'hydroélectricité), les modèles non paramétriques de type réseaux de neurones artificiels (RNA) ou les modèles statistiques et autorégressifs seront les plus efficaces tandis que pour les situations de crue, rares par définition, les modèles de type pluie-débit obtiendront les meilleures performances.

2.3.1 Réseaux de neurones artificiels

Lorsque les problèmes à résoudre contiennent des processus difficilement identifiables ou quantifiables, ou lorsque les données sont trop bruyantes (incertaines), les modèles conceptuels ou à base physique peuvent être difficiles à utiliser. S'ils sont surparamétrés, ils sont trop flexibles mais ne se laissent que difficilement manipuler, alors que s'ils sont trop simplifiés, leur calage est impossible au-delà d'une certaine gamme de processus clairement identifiés. Des techniques alternatives sont alors recommandées, avec lesquelles il est possible d'obtenir d'excellentes performances : elles font souvent partie du domaine de l'intelligence artificielle. L'une d'entre elles, appelée approche connectionniste, a abouti aux réseaux de neurones artificiels (RNA), couramment utilisés pour des tâches telles que classification et reconnaissance de processus. Leurs applications pratiques sont la prévision, la robotique ou les tâches déductives complexes. S'inspirant de l'architecture et du fonctionnement du cerveau, les RNA sont composés d'éléments simples effectuant un calcul selon une fonction d'activation (neurones) et des connections reliant les neurones entre eux (synapses). Les différentes couches du réseau permettent la transformation des paramètres d'entrée (variables explicatives ou de commande) en paramètres de sortie par des combinaisons non-linéaires (figure 2.4). Pour une architecture donnée, les meilleures combinaisons sont obtenues à la suite d'une phase d'apprentissage pendant laquelle les fonctions d'activation

du réseau sont ajustées pour produire une erreur minimale sur la variable de sortie (donnée de contrôle). Ce réseau est alors testé sur un autre set de données (validation) avant comparaison avec un réseau ayant une architecture différente. La meilleure architecture constituera finalement le réseau définitif (Nikopoulos, 1997). Le processus de choix du meilleur RNA pour une application donnée est donc un processus itératif.

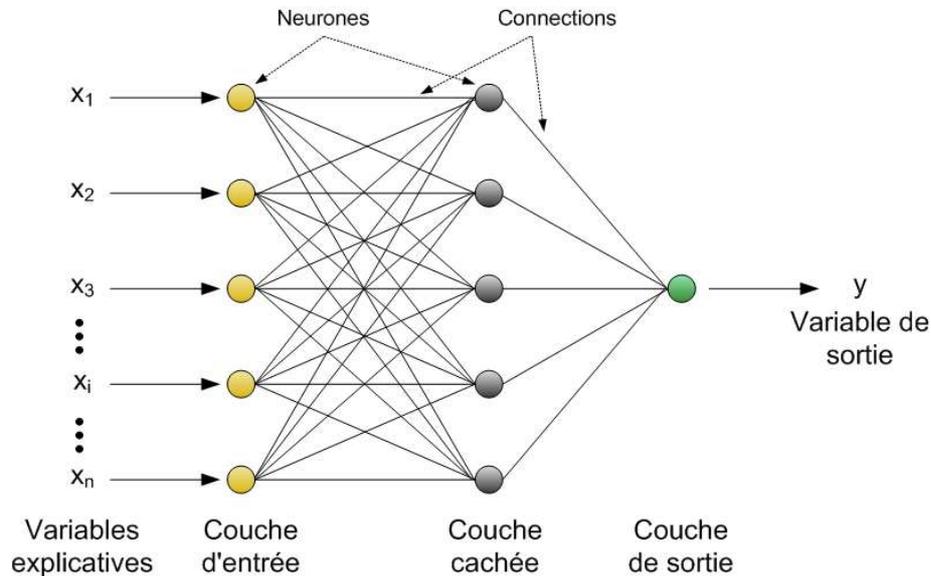


FIG. 2.4: Schéma d'un réseau de neurones artificiels à couches multiples.

Le développement de cette technologie a commencé au début des années 1940 lorsque Mc Culloch et Pitts cherchèrent à modéliser le fonctionnement du cerveau (McCulloch and Pitts, 1943). Ils proposèrent un modèle appelé neurone formel recevant en entrée plusieurs signaux, traitant ces signaux par une fonction d'activation et fournissant en sortie une valeur d'activation. Ce processus correspondait au fonctionnement du neurone réel, réagissant à la somme pondérée de ses signaux entrants en fournissant lui-même un signal de type sigmoïdal. La figure 2.5 illustre le neurone formel et un type de fonction d'activation. Notons que les fonctions d'activation peuvent être de différents types, allant de -1 à +1 ou de 0 à 1, discrètes ou continues. Les poids associés aux inputs sont fixés à la suite du processus d'apprentissage. Ce processus peut être *supervisé* ou *non supervisé*. Dans le premier cas, les vecteurs d'entrée seront donnés avec en dernière position le résultat souhaité, tandis que dans le second cas le résultat souhaité n'est pas fourni et l'algorithme d'apprentissage discrimine lui-même les différentes combinaisons ou processus (en anglais : pattern recognition et clustering). Mais revenons à la préhistoire des RNA, car le neurone formel n'avait pas encore de capacité d'apprentissage. C'est Donald Hebb qui eu l'intuition que plus un neurone était activé souvent par l'un de ses prédécesseurs, plus il était sensible à ce même prédécesseur (Hebb, 1949). Concrètement, la règle de Hebb permet d'augmenter le poids d'une connexion lorsque celle-ci est activée souvent. Elle constitue ainsi le principe de base de l'apprentissage.

Rosenblatt a développé cette dernière idée et a proposé un modèle de réseau de neurones artificiel appelé perceptron (Rosenblatt, 1958). Ce réseau se compose d'une couche d'entrée et d'une couche de sortie, sans couche cachée. Il considère en entrée des valeurs binaires (0 et 1) et fonctionne avec une fonction d'activation à valeurs discrètes (si la somme des entrées pondérées est supérieure à un certain seuil, la valeur de sortie vaut 1, sinon 0). L'apprentissage s'effectue par l'application de la formule 2.3 : soit i_i une valeur du vecteur

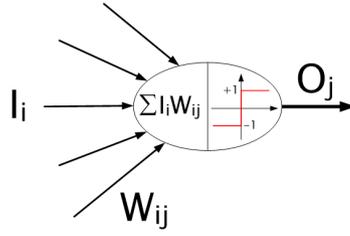


FIG. 2.5: Schéma du neurone formel, d'après McCulloch and Pitts (1943).

d'entrée, soit w_{ij} le poids de sa connection avec le neurone j , soit o_j la variable de sortie du neurone j et soit t_j la valeur de sortie souhaitée. Le nouveau poids w_{ij} s'obtient ainsi :

$$w_{ij} = w_{ij} + C \cdot (t_j - o_j) \cdot i_i \quad (2.3)$$

où C est le taux d'apprentissage compris entre 0 et 1. A cause de l'unicité de la couche contenant les paramètres d'apprentissage, ce type de RNA ne peut discriminer que des processus linéairement séparables (Minsky and Papert, 1969). Ce problème a failli causer l'abandon des RNA au profit des systèmes experts, mais lorsque les capacités informatiques ont fortement progressé, au début des années 1980, les recherches ont repris. Ainsi, Rumelhart, Hinton et Williams ont mis au point un RNA appelé *Multi-Layered Perceptron* (MLP - perceptron à couches multiples) doté d'un algorithme d'apprentissage appelé *backpropagation* (Rumelhart et al., 1986). La figure 2.4 présente justement un MLP à 1 couche cachée. Ces RNA acceptent en entrée des valeurs continues et leurs fonctions d'activation sont elles aussi continues. Il a été prouvé qu'un MLP à 3 couches (entrée-cachée-sortie) permet la résolution de n'importe quel problème non-linéaire (Rumelhart et al., 1986). Reprenant la terminologie introduite dans l'équation 2.3, l'erreur totale pour un nombre n de neurones et un jeu W de poids initiaux peut être calculée (équ. 2.4) :

$$E(W) = 0.5 \sum_{k=1}^K \sum_{j=1}^n (t_j^k - o_j^k) \quad (2.4)$$

Le RNA converge lorsque l'erreur tend vers une valeur minimale et les poids restent constants. Cette erreur peut être calculée pour chaque vecteur d'entrée ($K = 1$) ou pour un scénario de vecteurs d'entrée ($K > 1$). En pratique, la convergence la plus rapide est obtenue par le lancement de l'algorithme de rétropropagation après un scénario et non après chaque vecteur. La correction des poids w_{ij} s'effectue par dérivation partielle (équ. 2.5) :

$$\Delta w_{ij} = \eta \cdot \frac{\partial E(W)}{\partial w_{ij}} = \sum_{k=1}^K (\delta_i^k \cdot o_i^k) \quad (2.5)$$

où η est le taux d'apprentissage. Le nouveau poids s'obtient ainsi (équ. 2.6) :

$$w_{ij} = w_{ij} + \Delta w_{ij} \quad (2.6)$$

Pour la correction des poids des connections entre la couche de sortie et la dernière couche cachée on applique la différenciation suivante (équ. 2.7) :

$$\delta_j^k = (t_j^k - o_j^k) \cdot o_j^k \cdot (1 - o_j^k) \quad (2.7)$$

Pour la correction des poids des connections entre deux couches cachées, l'équation 2.8 est appliquée :

$$\delta_j^k = o_j^k \cdot (1 - o_j^k) \cdot \sum_{i=1}^k (w_{ij} \cdot \delta_i^k) \quad (2.8)$$

L'algorithme de rétropropagation peut s'exprimer finalement selon le schéma proposé à la figure 2.6.

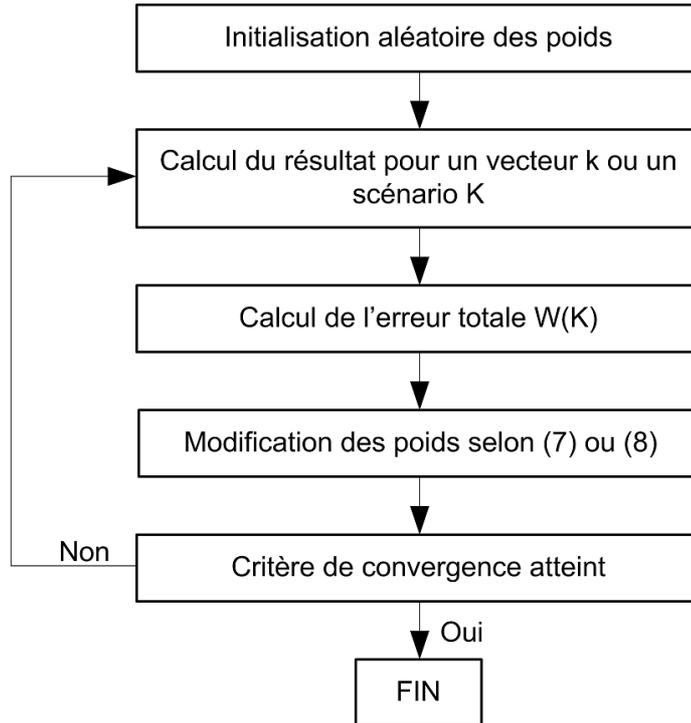


FIG. 2.6: Algorithme de rétropropagation.

L'utilisation des RNA pour la prévision de débit a débuté dans les années 1990 et a été reportée par les pionniers qu'étaient Zurada (Zurada, 1992), Hall (Hall and Minns, 1993) et Karunanithi (Karunanithi et al., 1994). Pendant cette période a également commencé l'utilisation des RNA pour la prévision des précipitations (French et al., 1992). Dès lors, de nombreux chercheurs ont exploité le filon et ont pu en tirer une certaine expérience. Les RNA n'ont pas besoin de données stationnaires ni normalement distribuées (Burke, 1991), les modifications lentes du système peuvent être capturées (Dandy and Maier, 1996) et les prévisions ne sont pas affectées par le bruit des données (Zealand et al., 1999). Dans le domaine de la prévision de débit, les réseaux de neurones sont utilisés pour la prévision des apports journaliers, hebdomadaires ou mensuels en eau, tant pour l'irrigation que pour l'exploitation hydroélectrique. Les résultats obtenus pour de telles applications ont montré une amélioration de la prévision par rapport à d'autres méthodes (modélisation conceptuelle à base physique ou statistique). Les travaux menés en Inde sur le bassin versant de la rivière Indravati (2'300 km²) pour la prévision des apports moyens du mois suivant ont montré que le RNA avait une bonne capacité pour prévoir les hautes eaux mais moins les

basses eaux (Jain et al., 1999). Les données d'entrée étaient simplement les débits moyens mensuels mesurés jusqu'au début de la prévision. Travaillant toujours sur des prévisions de débits moyens mensuels, Dolling and Varas (2003) ont exploité des mesures aussi diverses que le numéro du mois, la température moyenne mensuelle, l'humidité relative, la durée d'ensoleillement, la vitesse du vent, la hauteur de neige, le nombre de jours nuageux, les précipitations, l'indice de saturation du sol et le volume ruisselé sur la rivière San Juan (20'000 km²). Au Québec, les apports du lac St-Jean devaient être prévus 7 jours à l'avance par pas de temps journalier sur le bassin versant de Saguenay-Lac-St-Jean, dont la surface mesure 9'300 km². Les mesures journalières du débit entrant dans le lac, les mesures des précipitations et des températures ont permis d'obtenir les résultats présentés à la figure 2.7. Toutefois, l'efficacité de cette technologie est à nouveau réduite durant les périodes d'étiage (Coulibaly et al., 2001; Birikundavyi et al., 2002). En Suisse, les RNA sont utilisés par la société HydroExploitation SA (aménagement de la Grande Dixence) pour les apports horaires à un horizon de 72 heures de la prise d'eau de la Gornera à Zermatt (Meile, 2002).

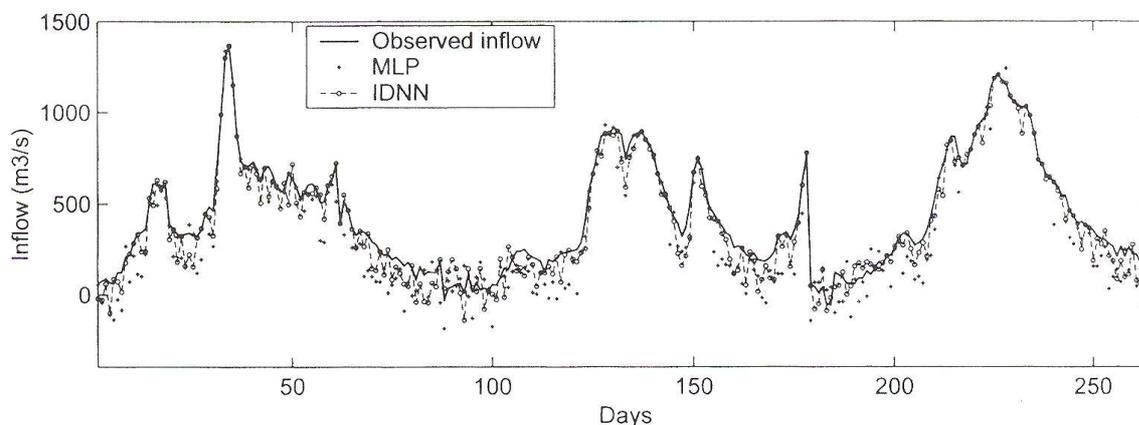


FIG. 2.7: Comparaisons entre prévisions à 7 jours (MLP : régressions multiples; IDNN : réseau de neurones artificiels) et observations de débit entrant dans le lac St-Jean (Coulibaly et al., 2001).

On observe pourtant que tous ces systèmes s'intéressent à la prévision de processus courants. Ils sont en effet consommateurs de quantités importantes de données dont la qualité (homogénéité, pertinence) est déterminante pour la bonne tenue des résultats. Or, ces données ne sont pas forcément disponibles. Une autre remarque qui a été formulée (Birikundavyi et al., 2002) concerne l'incapacité des réseaux de neurones à prédire avec une précision suffisante des situations exceptionnelles telles que précipitations convectives (difficiles à modéliser avec un pas de temps journalier) ou précipitations sous forme de neige (inadapté au pas de temps mensuel). On conclura donc ce chapitre consacré aux RNA en admettant qu'il est difficile d'utiliser cette technologie pour simuler des situations de crue, où les processus sont par définition inhabituels et pour lesquels les données historiques sont rares.

2.3.2 Modèles statistiques - lissage et décomposition

Les modèles statistiques de prévision, largement répandus dans l'industrie pour l'estimation de la demande future, se basent sur les données historiques afin de prévoir l'évolution d'un système (Makridakis et al., 1983). Dans les cas les plus simples, il est possible de ne se baser que sur les données historiques du paramètre que l'on veut prévoir. Par exemple, une

série de $12n$ ventes mensuelles ($n \geq 1$) pourra être utilisée pour prévoir les ventes des m prochains mois ($m \geq 1$), sans tenir compte d'autres paramètres tels que la taille du réseau de distribution ou l'indice mensuel de consommation. Dans le cas de la prévision de débit, cela revient à ne considérer que des mesures de débit sans tenir compte des mesures des précipitations, des températures ou d'autres paramètres pertinents. Chaque série de données historiques peut être caractérisée par 4 composantes principales :

- la tendance
- le cycle
- la saisonnalité
- l'aléa

Par définition, la tendance est une caractéristique de l'évolution de la série de données à long terme et peut être nulle : les données sont alors considérées comme étant stationnaires. Si au contraire la tendance est linéaire, multiplicative ou variable, le cas devient difficile à traiter. En hydrologie, une tendance ne s'observera que sur de nombreuses années. Le cycle s'observe également sur plusieurs années et correspond à une variation cyclique de la moyenne des données. La saisonnalité, par opposition au cycle, s'observe annuellement. Le cycle de la fonte des neiges est un exemple typique d'une composante saisonnière d'une série de mesures de débit en milieu alpin. Enfin, l'aléa correspond aux résidus non prévisibles d'une série de données. Il est caractérisé par différents indicateurs dont en particulier le carré de l'erreur et l'écart-type. La structure temporelle de l'incertitude n'est toutefois pas considérée dans ce type de modèles. Enfin, il convient de rappeler qu'avant de caractériser les composantes d'une série de données, différents tests statistiques doivent être réalisés (stationnarité, homogénéité), tout comme les tests typiques de l'hydrologie (double-cumul, cumul des résidus, etc...)

Les méthodes de lissage et de décomposition permettent d'identifier et de quantifier ces composantes afin de les utiliser pour l'extrapolation de la série mesurée. Avant d'entrer plus en profondeur dans les détails techniques des modèles de lissage et de décomposition, observons une série fictive de 10 années de débits moyens journaliers entrants dans une retenue alpine (figure 2.8). On y observe aisément une composante saisonnière, plus difficilement une composante cyclique et on peine à identifier une tendance.

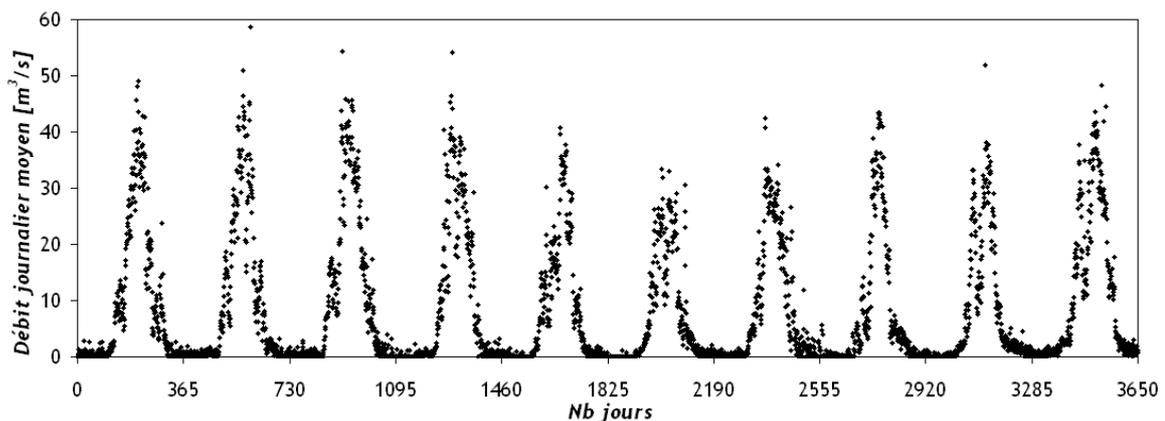


FIG. 2.8: Série fictive de débits moyens journaliers entrants dans une retenue alpine.

L'identification de la tendance peut s'effectuer simplement selon trois méthodes. La première consiste en une régression sur la série complète, la seconde en une moyenne mobile sur un intervalle pertinent et la dernière en un lissage exponentiel. Considérons une série de n

données au temps t (Q_1, Q_2, \dots, Q_n). La droite de régression, ayant par définition l'équation 2.9, aura la propriété de minimiser la somme des carrés des écarts (équ. 2.10) :

$$\widehat{Q}(t) = a_0 + a_1 \cdot t \quad (2.9)$$

$$\text{Min}\left(\sum_{t=1}^n e^2(t)\right) = \text{Min}\left(\sum_{t=1}^n [Q(t) - \widehat{Q}(t)]^2\right) \quad (2.10)$$

On obtient alors les coefficients a_0 et a_1 (équ. 2.11 et 2.12).

$$a_0 = \frac{\sum_{t=1}^n Q(t) \cdot \sum_{t=1}^n t^2 - \sum_{t=1}^n t \cdot \sum_{t=1}^n Q(t)}{n \sum_{t=1}^n t^2 - \left(\sum_{t=1}^n t\right)^2} \quad (2.11)$$

$$\text{Min}\left(\sum_{t=1}^n e^2(t)\right) = \text{Min}\left(\sum_{t=1}^n (Q(t) - \widehat{Q}(t))^2\right) \quad (2.12)$$

Il convient de noter que des régressions polynômiales, exponentielles, logarithmiques ou logistiques peuvent également être appliquées à n'importe quelle série de données. C'est toutefois l'analyste qui, en imposant la forme de la régression, impose directement la forme de la tendance. Il est donc nécessaire de s'assurer de la cohérence entre le processus étudié et le choix de la courbe de tendance. La méthode des moyennes mobiles simples (MMS) permet aisément la mise en évidence de la tendance. Pour toute série de k données, la moyenne mobile est définie comme suit (équ. 2.13) :

$$\widehat{Q}_t = \frac{1}{k} \sum_{n=0}^{k-1} Q_{t-n} \quad (2.13)$$

Cette méthode peu réactive aux changements brusques ne permet pas une prévision même à moyen terme, c'est-à-dire avec plus de 3 pas de temps d'avance. Les valeurs obtenues seraient dans ce cas une moyenne des moyennes, ce qui est un résultat sans intérêt. Cette méthode peut être améliorée par l'introduction de corrections qui permettent de rattraper le décalage entre la série de données et la série calculée : il s'agit de la méthode des moyennes mobiles doubles (MMD) ne présentant toutefois qu'un intérêt limité dans le cadre de ce chapitre (Makridakis et al., 1983). Une variante de la MMS est la moyenne mobile centrée (MMC), calculée comme suit à partir de $2k + 1$ valeurs (équ. 2.14) :

$$\widehat{Q}_t = \frac{1}{2k + 1} \sum_{n=t-k}^{t+k} Q_n \quad (2.14)$$

La méthode des moyennes mobiles nécessite un nombre élevé de données et assigne le même poids à toutes les données. Si l'on veut renforcer l'influence des données les plus récentes, la méthode du lissage exponentiel (LEX) peut être utilisée (équ. 2.15). Soit $P(t)$ la moyenne mobile simple et $Q(t)$ la dernière valeur d'une série de données :

$$\widehat{Q}(t + 1) = \alpha \cdot Q(t) + (1 - \alpha) \cdot P(t) \quad (2.15)$$

Des valeurs du coefficient α proches de 1 donnent de l'importance à la dernière donnée tandis que des valeurs de α proches de 0 donnent de l'importance à l'historique de la série de données. Cependant le LEX, tout comme la MMS, subit un retard et ne doit pas être utilisé pour de la prévision à moyen terme. Le lissage exponentiel double (LEXD) permet également d'introduire une correction et d'obtenir une prévision tenant compte de l'historique des données et de leur tendance. Soit $P'(t)$ un LEX de la série de données et $P''(t)$ un LEX appliqué à $P'(t)$, on obtient pour un horizon δ (équ. 2.16 et 2.17) :

$$\widehat{Q}(t + \delta) = a(t) + \delta \cdot b(t) \quad (2.16)$$

où

$$a(t) = 2 \cdot P'(t) - P''(t) \quad (2.17)$$

$$b(t) = \frac{\alpha (P'(t) - P''(t))}{1 - \alpha} \quad (2.18)$$

En général, on obtient avec le LEXD des meilleurs résultats qu'avec la MMD (Makridakis, 1983). Le cycle peut être mis en évidence par ces mêmes méthodes. Appliquons à la série fictive (figure 2.8), comportant une forte saisonnalité, une MMS par périodes de 365 jours afin de justement éliminer l'effet de la saisonnalité (figure 2.9), et supposons que cette série soit stationnaire ou à tendance nulle.

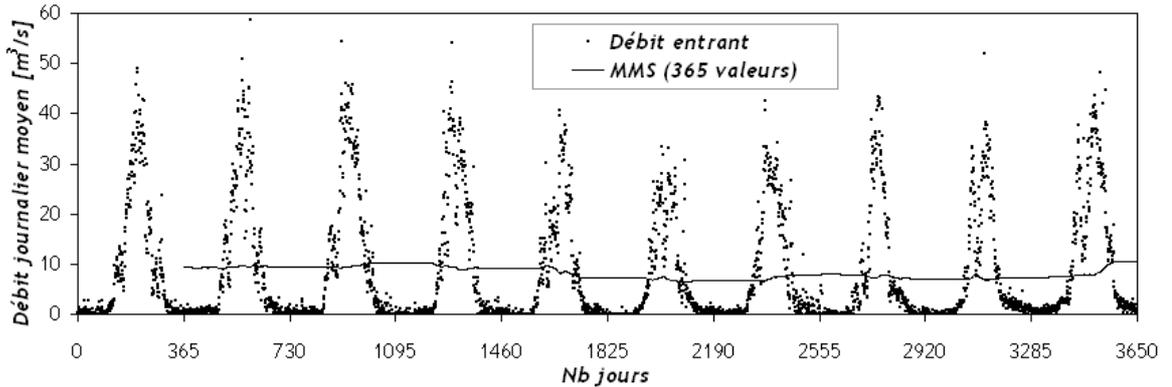


FIG. 2.9: MMS sur 365 valeurs appliquée à la série fictive de débits moyens journaliers entrants.

La saisonnalité a bel et bien disparu, mais un cycle apparaît et peut être mis en évidence par la représentation de l'écart $e(t)$ selon l'équation 2.10 entre la série de données et la MMS sur 365 valeurs (figure 2.10).

La quantification de ce cycle (amplitude, fréquence et déphasage) peut être effectuée par une décomposition en séries de Fourier (Makridakis et al., 1983). Les détails de cette opération ne sont pas traités dans ce rapport. La saisonnalité peut être quantifiée par une procédure simple (Makridakis et al., 1983), en effectuant une superposition entre les indices saisonniers calculés à partir de la série de données et la série désaisonnalisée, c'est-à-dire ne comportant que la tendance et le cycle. Les étapes pour effectuer une telle opérations sont les suivantes :

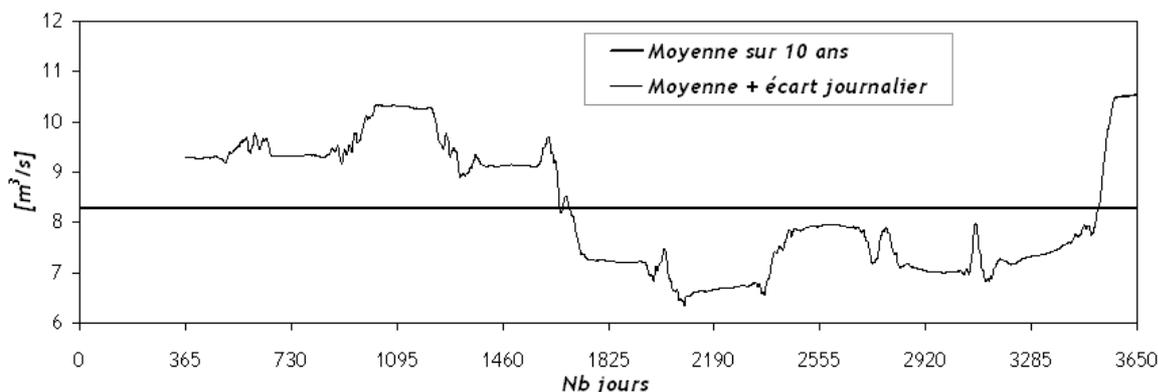


FIG. 2.10: Comparaison entre moyenne sur 10 ans et écart journalier superposé à la moyenne.

1. décomposition en tendance (Régression, MMS, LEX)
2. décomposition en cycle (MMS ou LEX + Fourier)
3. calcul de la série désaisonnalisée (MMC sur la série sans cycle)
4. calcul des indices saisonniers (différence moyenne sur plusieurs années entre la série de données et la série désaisonnalisée)
5. multiplication de la série décomposée (tendance + cycle) par l'indice saisonnier
6. on obtient une série comportant les trois composantes (tendance, cycle, saisonnalité)

L'indice de saisonnalité Ψ peut être calculé par jour, par semaine ou par trimestre (équ. 2.19) :

$$\Psi(t) = \frac{Q(t)}{\widehat{Q}_{MMC}(t)} \quad (2.19)$$

L'exemple de la figure 2.11 présente la décomposition de la série fictive en cycle et en saisonnalité, ainsi que sa recomposition fournissant une prévision pour l'année suivante.

2.3.3 Modèles statistiques - régressions multiples

Les régressions multiples permettent l'établissement de prévisions d'une variable dépendante à partir de plusieurs variables indépendantes, pour autant que des mesures de ces différentes variables soient disponibles. Les modèles de régressions multiples peuvent être utilisés comme modèles de référence lors de l'évaluation de nouveaux modèles de prévision de débit grâce à la simplicité de leur développement. Ils sont aussi utilisés comme modèles de prévision opérationnels sur des bassins versants de taille moyenne (Bürgi, 2002; Bachhiesl, 2002).

Soit une série de n mesures de la variable dépendante $Y = y_1, y_2, \dots, y_n$ ainsi que k séries de n valeurs des k variables explicatives $X_1 = x_{1,1}, x_{1,2}, \dots, x_{1,n}, \dots, X_k = x_{k,1}, x_{k,2}, \dots, x_{k,n}$. Il est possible de définir une estimation de Y telle que (équ. 2.20) :

$$\hat{Y} = b_0 + b_1 X_1 + \dots + b_k X_k \quad (2.20)$$

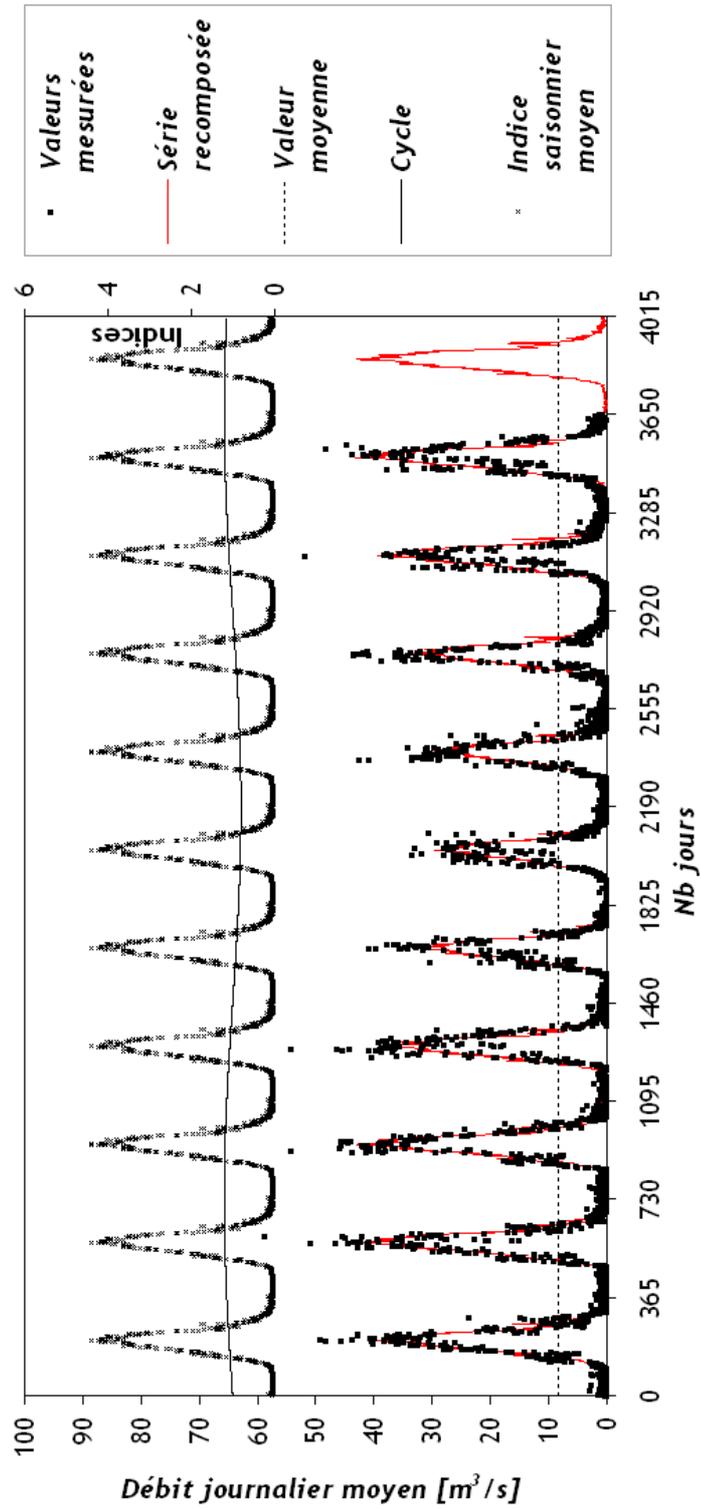


FIG. 2.11: Illustration de la méthode de décomposition.

L'écart e entre l'estimation et l'observation au temps i se calcule par l'équation 2.21 :

$$e_i = Y_i - \hat{Y}_i \quad (2.21)$$

L'objectif de la régression multiple consiste à déterminer le vecteur des coefficients $B = b_0, b_1, \dots, b_k$ de manière à minimiser la somme des carrés des écarts (équ. 2.22).

$$\min \left(\sum_{i=1}^n (Y_i - \hat{Y}_i)^2 \right) \quad (2.22)$$

Il s'agit dès lors d'un problème aux dérivées partielles. Soit X la matrice de dimension $n \times k$ (équ. 2.23) :

$$X = \begin{pmatrix} 1 & x_{1,1} & \dots & x_{1,k} \\ 1 & x_{2,1} & \dots & x_{2,k} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 1 & x_{n,1} & \dots & x_{n,k} \end{pmatrix} \quad (2.23)$$

on obtient le vecteur des coefficients B en résolvant l'équation 2.24 (Makridakis et al., 1983) :

$$B = [X^T X]^{-1} \cdot X^T Y \quad (2.24)$$

Un modèle de régressions multiples est développé ici en reprenant une partie des mesures présentées à la figure 2.8 et en y superposant les mesures de températures T et précipitations P effectuées à une station voisine (figure 2.12).

On observe sur l'exemple présenté une certaine corrélation entre les températures et les débits, alors que les précipitations semblent moins directement corrélées. Cela provient du comportement du bassin versant mesuré, essentiellement soumis à des processus de fonte de neige et de glace. Il est possible dans le cas des régressions multiples de transformer les séries de mesures avant de les intégrer dans la prévision. Considérons ainsi une nouvelle série de températures \tilde{T} (équ. 2.25) :

$$\tilde{T}_i = \begin{cases} T_i^2 & \text{if } T_i > 0 \\ 0 & \text{if } T_i \leq 0 \end{cases} \quad (2.25)$$

Considérons également les séries de précipitations \tilde{P} et de débits \tilde{Q} suivantes (équ. 2.26 et 2.27) :

$$\tilde{P}_i = P_i \quad (2.26)$$

$$\tilde{Q}_i = Q_{i-1} \quad (2.27)$$

La prévision de débit au pas de temps suivant devient (équ. 2.28) :

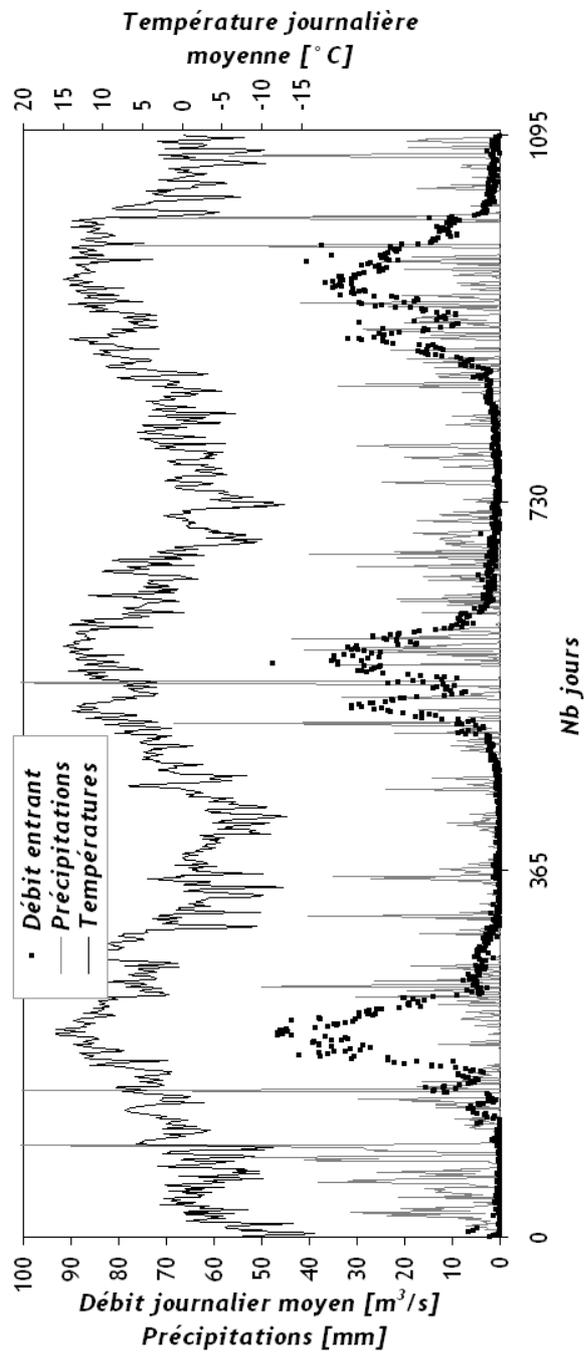


FIG. 2.12: Mesures de débits, températures et précipitations à proximité du bassin versant considéré.

$$\tilde{Q}_{i+1} = b_0 + b_1\tilde{T}_i + b_2\tilde{P}_i + b_3\tilde{Q}_i \quad (2.28)$$

En utilisant l'équation 2.24, on obtient la matrice des coefficients B , et en appliquant l'équation 2.28 on trouve la série des débits estimés (figure 2.13).

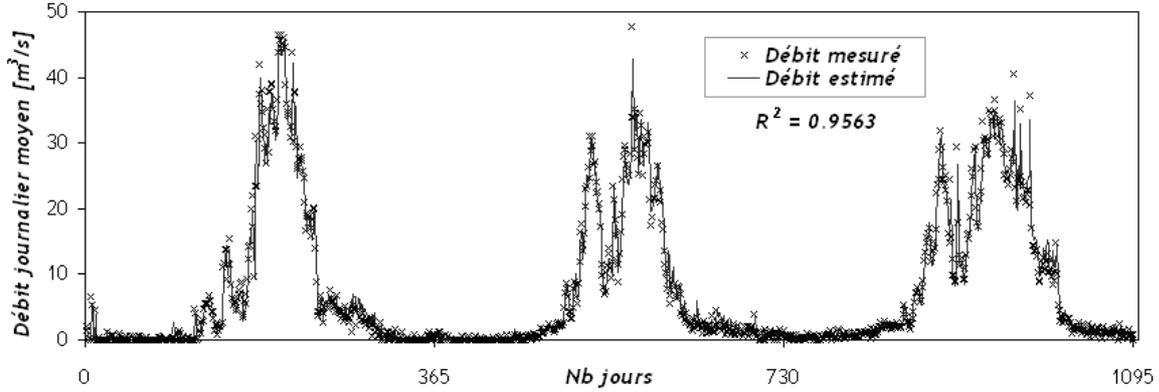


FIG. 2.13: Comparaison entre débit mesuré et débit prévu 1 jour à l'avance par régressions multiples.

Le choix des variables indépendantes détermine la qualité de la prévision. Lors du développement d'un modèle de ce type, plusieurs variantes doivent être élaborées et testées afin de déterminer laquelle sera finalement implémentée dans le système de prévision opérationnel.

2.3.4 Modèles statistiques - ARIMA ou Box-Jenkins

Les modèles autorégressifs à moyennes mobiles pondérées, également appelés modèles Box-Jenkins (Box and Jenkins, 1976) sont une généralisation des méthodes de lissage et de régression. Ils sont adaptés à de nombreux processus et sont relativement aisés à implémenter. Plusieurs catégories de modèles ARIMA ainsi que les méthodes d'estimation de leurs paramètres seront décrites succinctement dans ce sous-chapitre.

Les processus autorégressifs stationnaires, couramment notés AR ou ARIMA($p, 0, 0$), peuvent être décrits comme suit (équ. 2.29) :

$$Y_t = \Phi_1 Y_{t-1} + \Phi_2 Y_{t-2} + \dots + \mu' + e^t \quad (2.29)$$

On observe que la variable Y_t au temps t est calculée par les variables aux pas de temps précédents (Y_{t-i}), une valeur moyenne μ' et un résidu e^t . L'estimation des coefficients Φ_i peut être obtenue à partir des équations de Yule-Walker (Yule, 1926; Walker, 1931). L'équation 2.30 permet le calcul des coefficients d'un modèle AR du 2^e ordre.

$$\begin{cases} \hat{\Phi}_1 = \frac{r_1(1-r_2)}{1-r_1^2} \\ \hat{\Phi}_2 = \frac{r_2-r_1^2}{1-r_1^2} \end{cases} \quad (2.30)$$

où les coefficients r_i sont les coefficients d'autocorrélation d'ordre 1 de la variable Y . Les processus à moyennes mobiles pondérées, notés AM ou ARIMA($0, 0, q$) peuvent être décrits comme suit (équ. 2.31) :

$$Y_t = \mu + e_t - \theta_1 e_{t-1} - \theta_2 e_{t-2} - \dots \quad (2.31)$$

La variable Y_t au temps t est alors calculée à partir de la moyenne de la série μ et des résidus des pas de temps précédents e_{t-i} . L'estimation du coefficient d'un modèle AM du premier ordre est aisément possible (équ. 2.32) :

$$\hat{\theta}_1^2 + \frac{1}{r_1} \cdot \hat{\theta}_1 + 1 = 0 \quad (2.32)$$

Les processus les plus complexes sont de type autorégressifs non stationnaires à moyennes mobiles pondérées, notés AMIMA(p, d, q). Ils doivent être rendus stationnaires pour permettre leur analyse et devenir ARMA ou ARIMA($p, 0, q$), avant d'être décrits comme suit (1^{er} ordre, équ. 2.33) :

$$Y_t = \Phi_1 Y_{t-1} + \mu' + e_t - \theta_1 e_{t-1} \quad (2.33)$$

L'estimation des coefficients est encore aisée pour un modèle ARMA en résolvant le système suivant (équ. 2.34) :

$$\begin{cases} r_1 = \frac{(1-\Phi_1\theta_1) \cdot (\Phi_1 - \theta_1)}{1 + \theta_1^2 - 2 \cdot \Phi_1 \cdot \theta_1} \\ \Phi_1 = \frac{r_2}{r_1} \end{cases} \quad (2.34)$$

L'estimation des coefficients de modèles plus compliqués est effectuée avec l'algorithme de Marquardt (Marquardt, 1963) qui se résume en un choix de coefficients initiaux et une modification itérative de ceux-ci pour obtenir la meilleure paramétrisation de la série de données. Notons enfin que ce type de modèle n'exploite que la série de variables dépendantes et ne considère pas de variables indépendantes d'un autre type pour effectuer une prévision. Grâce à leur facilité de développement, les modèles ARIMA sont parfois utilisés comme modèles de référence (Jain et al., 1999; Toth et al., 1999). La figure 2.14 montre un exemple de prévision de débit moyen 1 jour à l'avance par l'utilisation d'un modèle ARIMA(1,0,0).

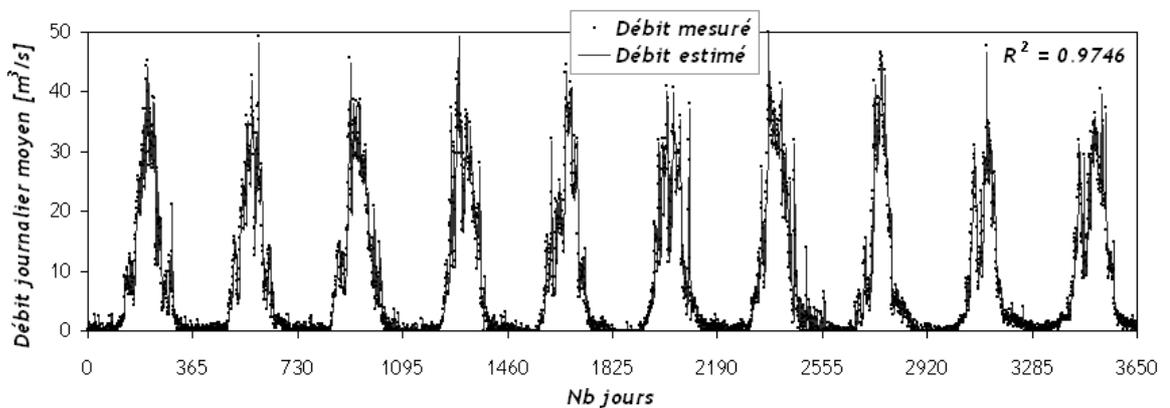


FIG. 2.14: Prédiction de débit moyen 1 jour à l'avance avec un modèle ARIMA(1, 0, 0).

2.3.5 Modèles statistiques - ARMAX

Les modèles ARMAX sont des modèles de Box-Jenkins pour les cas multivariés. Comme les régressions multiples, ils permettent l'établissement de prévisions d'une variable dépendante à partir de variables indépendantes d'un autre type par le biais d'une fonction de transfert dont la somme des coefficients est appelée gain. Ils sont utilisés comme modèles de prévision opérationnels (Porporato and Ridolfi, 2001) et comme modèles de référence à battre lors du développement de nouveaux systèmes (Zealand et al., 1999; Birikundavyi et al., 2002). Les modèles ARMAX (et non ARIMAX) s'appliquent à des données de commande et de contrôle stationnaires en tendance et en variance.

La procédure généralisée est la suivante dans le cas bivarié ($\hat{Y} = f(X)$) :

1. transformation des séries entrantes $x(t)$ et sortantes $y(t)$ en séries stationnaires $x_{sta}(t) = f(x(t))$ et $y_{sta} = g(y(t))$ (désaisonnalisation, suppression des tendances)
2. préblanchissage de la série entrante ($\alpha(t)$), blanchissage de la série sortante ($\beta(t)$) (anglais : *prewhitening*)
3. calcul des corrélations croisées et construction de la fonction de transfert
4. calcul de la prévision ARMAX de la série sortante $\hat{Y}(t)$
5. transformation inverse de la série sortante $\hat{y}_{sta} = h(\hat{Y})$ et prévision finale $y(t) = g^{-1}(\hat{y}_{sta}(t))$.

L'étape du préblanchissage peut être décrite comme la "suppression de toutes les structures reconnaissables pour ne conserver que l'aléatoire". Il s'agit donc de transformer la série entrante comme suit (équ. 2.35) :

$$\alpha(t) = ARIMA_{(p,d,q)}(x_{sta}(t)) \quad (2.35)$$

On obtient la série blanchie sortante en appliquant la même transformation et en conservant exactement les mêmes paramètres (équ. 2.36) :

$$\beta(t) = ARIMA_{(p,d,q)}(y_{sta}(t)) \quad (2.36)$$

Une fois ces opérations terminées arrive enfin l'étape de construction du modèle ARMAX, suivant un processus comme décrit dans l'équation 2.37 :

$$Y(t) = \nu_0 X_t + \nu_1 X_{t-1} + \nu_2 X_{t-2} + \dots + \nu_r X_{t-r} + e_t \quad (2.37)$$

Le modèle ARMAX est donc lui-même décrit comme suit (2.38) :

$$\hat{Y}(t) = \nu_0 X_t + \nu_1 X_{t-1} + \nu_2 X_{t-2} + \dots + \nu_r X_{t-r} + \hat{N}_t \quad (2.38)$$

où $N(t)$ est de type "bruit blanc". Le gain, étant défini comme la somme des coefficients, se calcule aisément (équ. 2.39) :

$$Gain = \sum_{i=0}^r \nu_i \quad (2.39)$$

Les coefficients ARMAX sont difficiles à déterminer mais de bonnes valeurs initiales peuvent être tirées des corrélations croisées des séries blanches. On cherchera donc à calculer l'estimateur de la série $\hat{N}(t)$ par la formule 2.40 :

$$\hat{N}(t) = \beta(t) - r_{\alpha\beta,0}X_t - r_{\alpha\beta,1}X_{t-1} - r_{\alpha\beta,2}X_{t-2} - \dots - r_{\alpha\beta,r}X_{t-r} \quad (2.40)$$

où $r_{\alpha\beta,i}$ est la corrélation croisée de décalage i entre les séries blanches. La série ainsi calculée peut être définie comme étant un processus de type ARIMA. Par l'utilisation de l'équation 2.38, il est finalement possible de remonter la chaîne et de produire une prévision de la variable dépendante $y(t + 1)$. Ce processus peut être itératif, en particulier lors du choix des coefficients ARMAX. L'exemple présenté en figure 2.15 compare la série de débits entrants mesurés avec la série de débits entrants prévus à l'aide d'un modèle ARMAX du 1^{er} ordre et de la série des températures mesurées.

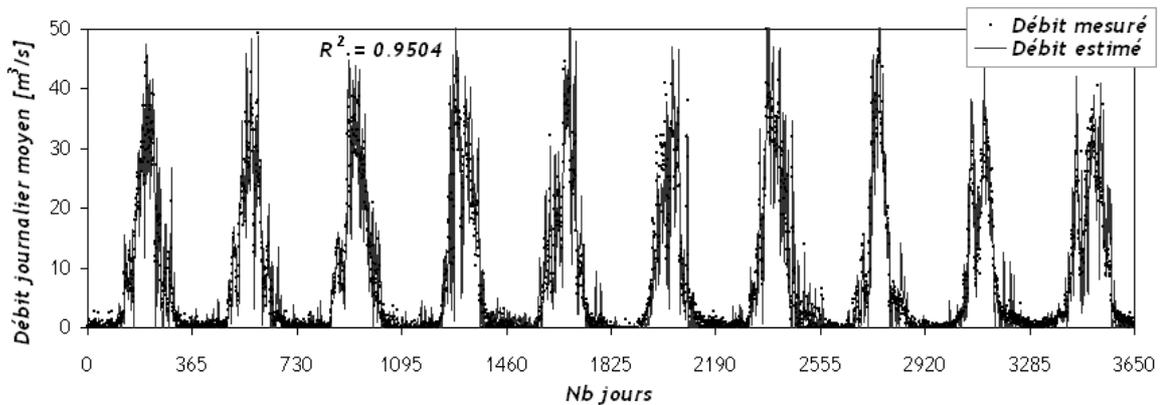


FIG. 2.15: Prévision de débit entrant dans une retenue à l'aide d'un modèle ARMAX de 1^{er} ordre.

2.3.6 Modèles adaptatifs - filtre de Kalman

Dans les sous-chapitres précédents ont été présentés quelques modèles de prévision basés sur le traitement statistique des mesures. La principale difficulté rencontrée lors de leur développement survient lors de la procédure de calage des paramètres et coefficients de pondération. Une fois ces paramètres déterminés, les modèles peuvent être utilisés tels quels et fournissent des prévisions avec une incertitude constante si elle est évaluée sur une longue période (plusieurs mois ou années). Toutefois, lors d'événements particuliers tels que les crues importantes, ces modèles peuvent se révéler peu fiables car ils sont en général paramétrés pour minimiser l'erreur moyenne sur plusieurs mois ou années. Les modèles adaptatifs constituent une alternative intéressante, en particulier pour des bassins versants de taille moyenne où les temps de réponse sont suffisamment longs pour qu'une adaptation des paramètres du modèle à la dernière mesure soit efficace. Ces modèles, de type lissage exponentiel adaptatif, filtrage adaptatif ou filtre de Kalman cherchent non pas à minimiser l'erreur moyenne de l'historique mais à minimiser l'erreur moyenne future. Le modèle adaptatif le plus répandu dans le domaine des prévisions de débit est le filtre de Kalman dont le concept pour une prévision multivariée est décrit dans ce sous-chapitre. Le filtre de Kalman (Kalman, 1960) est capable de fournir une prévision d'une série non-stationnaire en tendance et en variance en utilisant un modèle dont les paramètres ou les variables d'état peuvent également varier. Il effectue une sorte de pondération entre la

prévision "classique" et la prévision obtenue à partir de la dernière mesure disponible : il combine donc l'information ancienne et l'information récente. Cette pondération est calculée à partir d'une mesure de l'évolution des variances par une procédure récursive, mais elle peut se révéler difficile à évaluer en pratique, tant la variance au temps de la dernière mesure est délicate à estimer. Toutefois, la procédure de filtrage peut être décrite, en se souvenant que ce sera l'estimation des valeurs initiales et des variances au temps de la dernière mesure qui seront délicates à évaluer.

Soit Y le vecteur des variables de prévision et de mesure, θ le vecteur d'état du système et Ψ le vecteur des variables indépendantes mesurées. En faisant l'hypothèse que l'état du système suit un comportement gaussien, l'état du système peut être écrit par l'équation 2.41 :

$$\theta_t = \theta_{t-1} + W_t \quad (2.41)$$

où W_t est le bruit blanc gaussien. La variance du bruit se calcule comme suit (équ. 2.42) :

$$R_1 = E(W_t \cdot W_t^T) \quad (2.42)$$

L'équation de mesure est (équ. 2.43) :

$$Y_t = \Psi_t \cdot \theta_t + e_t \quad (2.43)$$

où e_t est l'erreur modèle.

La variance de l'erreur se calcule par l'équation 2.44 :

$$R_2 = E(e_t \cdot e_t^T) \quad (2.44)$$

L'estimation du vecteur des variables de prévision au temps t est alors obtenue (équ. 2.45) :

$$\hat{Y}_t = \Psi_t \cdot \hat{\theta}_{t|t-1} \quad (2.45)$$

Après mesure des variables, on calcule l'écart total e_t (équ. 2.46) :

$$e_t = Y_t - \hat{Y}_t \quad (2.46)$$

La matrice des gains peut alors être calculée (équ. 2.47) :

$$K_t = P_{t|t-1} \cdot \Psi_t^T (\Psi_t \cdot P_{t|t-1} \cdot \Psi_t^T + R_2)^{-1} \quad (2.47)$$

L'estimateur filtré devient (équ. 2.48) :

$$\hat{\theta}_{t|t} = \hat{\theta}_{t|t-1} + K_t \cdot e_t \quad (2.48)$$

avec :

$$P_{t|t} = P_{t|t-1} - K_t \cdot \Psi_t \cdot P_{t|t-1} \quad (2.49)$$

L'état ultérieur est déterminé (équ. 2.50) :

$$\hat{\theta}_{t+1|t} = \hat{\theta}_{t|t} \quad (2.50)$$

Finalement la covariance est propagée (équ. 2.51) :

$$P_{t+1|t} = P_{t|t} + R_1 \quad (2.51)$$

La prévision au pas $t + 1$ peut finalement être effectuée. Cette procédure doit être répétée à chaque nouvelle information. Le filtre de Kalman peut être utilisé pour de nombreuses applications liées à l'automatique (Gustafsson, 2000). En hydrologie, il est appliqué pour le recalage des coefficients de modèles statistiques de type ARMAX (Ribeiro et al., 1998), pour le recalage des paramètres de modèles conceptuels (Andrade-Leal et al., 2002) ou pour le recalage en continu de variables d'état de modèles conceptuels (Young, 2002) tels que ceux détaillés au sous-chapitre suivant. Comme il s'agit d'un modèle adaptatif, il pourra potentiellement surréagir si la procédure de filtrage est trop fortement pondérée sur la dernière mesure.

Les modèles statistiques ont eu leur période de gloire et sont toujours appliqués à d'autres domaines (études de marché, finance) mais ont été peu à peu délaissés (à part les réseaux de neurones), en raison de leurs limitations, au profit d'autres types de modèles dont en particulier les modèles conceptuels.

2.3.7 Modèles conceptuels

Les modèles hydrologiques conceptuels constituent une immense famille dont les membres peuvent être de niveaux de complexité extrêmement variables. Au contraire des modèles paramétriques ou statistiques, les modèles conceptuels cherchent à représenter les processus physiques permettant à la goutte d'eau de passer du nuage à l'océan. Ils considèrent et combinent donc les différents processus que sont les précipitations, l'évapo-transpiration, la fonte de neige, l'infiltration, l'écoulement de surface et de sub-surface ou le routage dans les cours d'eau pour ne citer que les principaux. Ils sont par définition réducteurs, car ils représentent une simplification de la réalité et ne sont pas capable de déterminer avec exactitude tous les processus hydrologiques se produisant dans une certaine région. Afin de remédier à ce défaut, un calage adéquat des paramètres des modèles peut permettre une bonne représentation de la réalité, mais sitôt que les processus en jeu se complexifient, le nombre de paramètres et d'équations à résoudre explose et leur calage devient impossible. Le défi est alors de proposer une conceptualisation maximisant la robustesse du modèle tout en minimisant le nombre de paramètres à caler. Les modèles conceptuels, appelés également modèles pluie-débit sont toutefois incontournables et largement utilisés dans le domaine de la prévision de débit à échelle moyenne. Il serait inutile d'envisager une description exhaustive des modèles existants tant ils sont variés, mais quelques exemples commentés et illustrés permettront au lecteur d'apprécier les différents types de modèles et de processus modélisés. Les différents modèles de répartition spatiale des précipitations, des

températures ou d'autres variables exogènes ne sont pas considérés dans cette description. Il suffit simplement de se souvenir que des valeurs de ces variables indépendantes peuvent être déduites à partir de mesures ponctuelles ou distribuées (radars) ou de prévisions distribuées (modèles numériques de prévisions quantitatives des précipitations) disponibles auprès des services météorologiques de la région d'intérêt.

Le modèle conceptuel le plus simple est le modèle du coefficient de débit (appelé couramment méthode rationnelle), où le débit ruisselé dans le cours d'eau est une fonction des précipitations, du coefficient de ruissellement et de la surface du bassin versant. Seuls sont alors considérés les processus de précipitation et d'infiltration réduits à leur plus simple expression (équ. 2.52).

$$\hat{Q} = C_r \cdot i_{moy} \cdot S \quad (2.52)$$

où Q est le débit dans le cours d'eau, C_r le coefficient de ruissellement, i_{moy} l'intensité moyenne et S la surface du bassin versant à l'amont du point de contrôle.

Les modèles d'infiltration peuvent être améliorés, en considérant par exemple la variation temporelle du coefficient de ruissellement durant un événement, en tenant compte du degré de saturation initial du sol pour ne citer que les plus simples. Le développement de ces modèles constitue une des tâches principales de l'hydrologie de base et de nombreuses références sont disponibles (Maidment, 1993; Chow et al., 1983; Drabek et al., 2002).

Les modèles conceptuels actuels sont en général constitués de réservoirs connectés en série ou en parallèle, dont les propriétés de chacun sont le volume total de stockage et la loi de vidange. Ils peuvent être de formes diverses : ainsi, un plan incliné aura-t-il une capacité de stockage, une loi de vidange et sera par conséquent considéré comme un réservoir. L'exemple présenté à la figure 2.16 est le modèle pluie-débit HBV-ETHZ utilisé par l'Office Fédéral de l'Environnement (OFEV) depuis 1998 pour effectuer les prévisions de débit horaire à un horizon de 72 heures sur plusieurs tronçons du Rhin jusqu'à Bâle (Bürgi, 2002). Ce modèle a pour entrées les précipitations solides et liquides. Il considère les processus d'infiltration en fonction de la saturation du sol, d'évapo-transpiration, de fonte de neige, d'écoulement de surface, d'écoulement de sub-surface et de percolation. Il fournit finalement un débit à l'exutoire, après un filtrage selon la méthode de Kalman. Le bassin versant du Rhin à Bâle a une superficie de 36'000 km² et est subdivisé en 40 sous-bassins versants dans la zone de plaine et donc en autant de modèles pluie-débit HBV-ETHZ. Il est par conséquent possible d'effectuer des prévisions de débit à 40 endroits différents de ce réseau hydrographique à l'aval des Alpes.

Un autre exemple du même type est le modèle PREVIS (figure 2.17) utilisé dans le système opérationnel de prévision de débit de l'aménagement du Lac-St-Jean au Québec (Ribeiro et al., 1998). Il s'agit d'un bassin versant d'une surface totale de 75'000 km² divisé en 11 sous-bassins. Les prévisions journalières peuvent être obtenues à un horizon de 7 jours.

Un modèle hydrologique conceptuel développé à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne est le modèle ORAGE (Bérod, 1994), applicable à des sous-bassins versants alpins de taille moyenne. Il a depuis évolué, a été rebaptisé SOCONT (Bérod and Consuegra, 1995) et appliqué au bassin versant du Rhône supérieur. Ce modèle est constitué d'un réservoir-sol produisant un débit de base et un débit rapide en fonction de l'intensité des précipitations, de l'évapo-transpiration potentielle et de la saturation du sol (taux initial de remplissage du réservoir-sol). L'écoulement rapide est calculé par résolution d'une onde cinématique

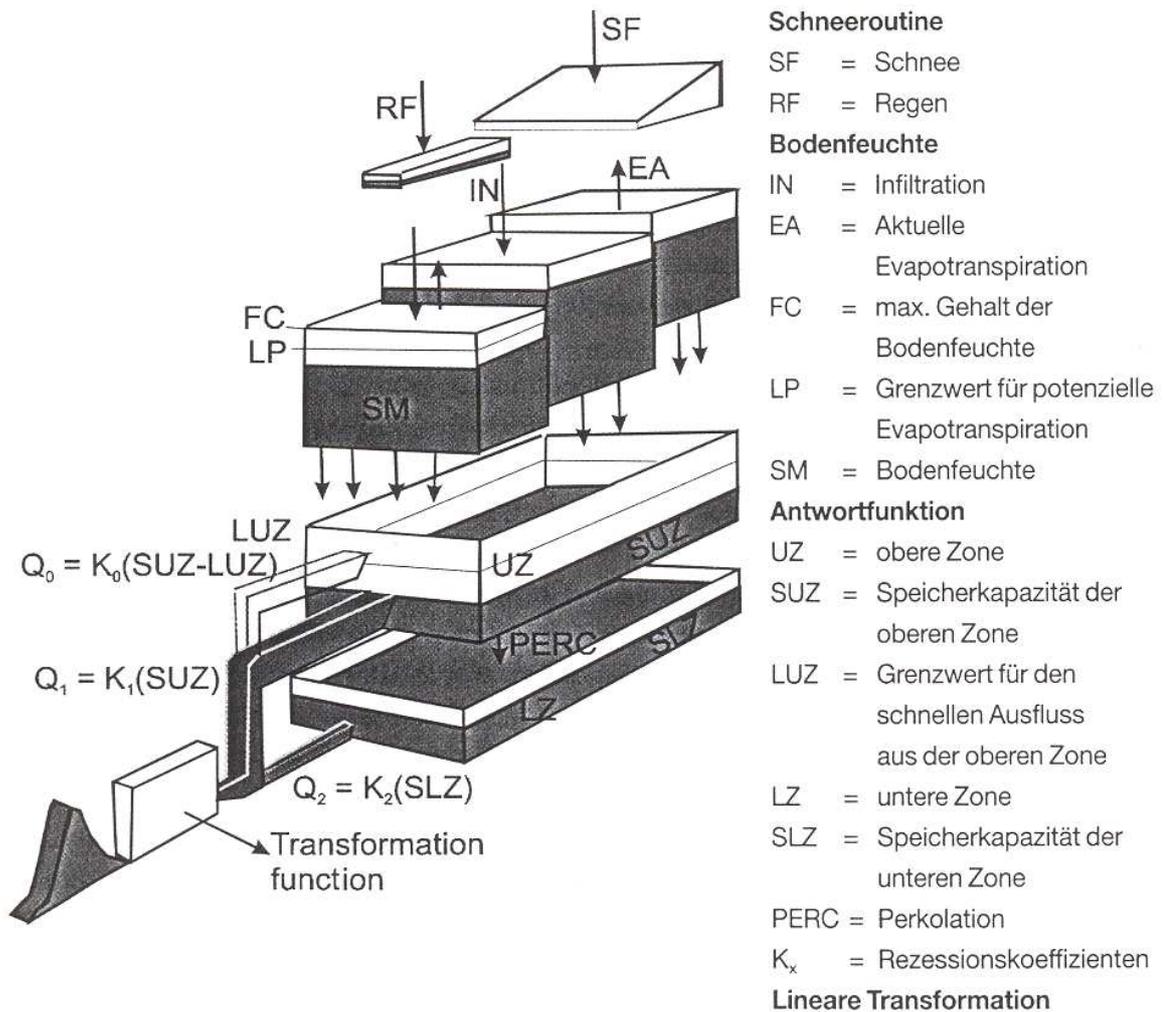


FIG. 2.16: Modèle hydrologique HBV, modèle conceptuel à cascade de réservoirs (Bürgi, 2002).

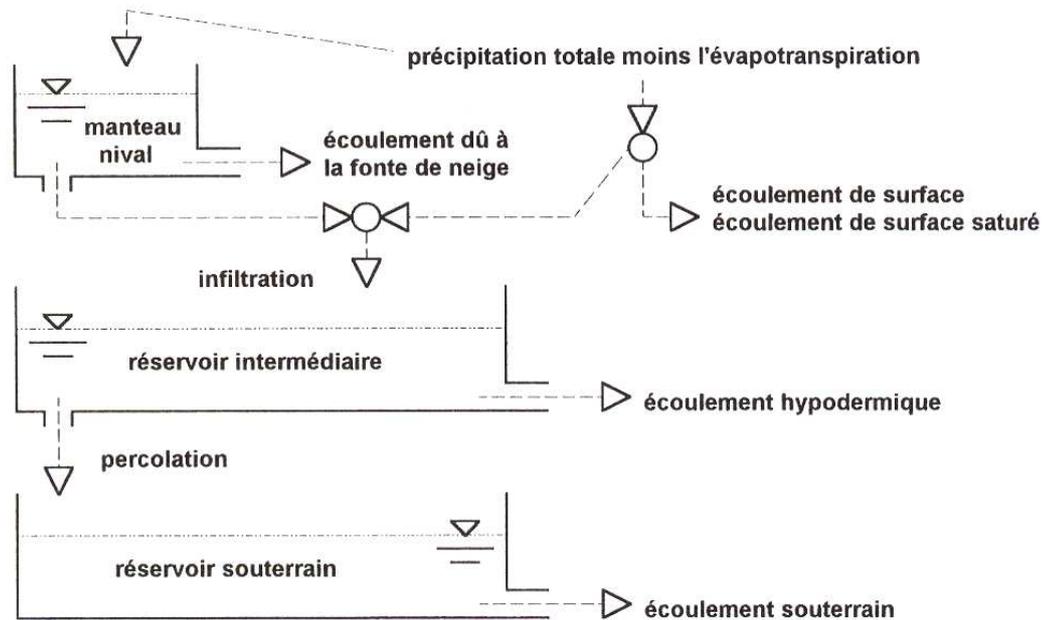


FIG. 2.17: Structure du modèle conceptuel PREVIS (Ribeiro et al., 1998).

sur plan. Ce modèle a été amélioré afin de considérer les processus de fonte de neige et de glace et a été renommé GSM-SOCONT (LCH, 2003). Le réservoir de glace est un réservoir linéaire qui produit un débit glaciaire en fonction de la température extérieure selon un modèle de type degré-jour. Le réservoir de neige est également un réservoir linéaire de dimension variable qui produit un débit de fonte selon un modèle degré-jour qui produit un débit de saturation lorsque la teneur en eau du réservoir de neige dépasse sa teneur en eau critique.

2.3.8 Modèles conceptuels spatialement distribués

Les modèles de prévision de débit spatialement distribués ont connu un développement récent grâce aux progrès informatiques et des systèmes d'information géographique (SIG). Au lieu de découper les sous-bassins versants en entités conceptuelles, ils utilisent directement les données topographiques des sous-bassins sous forme de modèles numériques de terrain (MNT). Chaque pixel du sous-bassin versant est lui-même un modèle hydrologique qui reçoit une certaine quantité d'eau des pixels situés en amont et qui fournit une quantité d'eau au pixel situé en aval. Les hauteurs d'eau sur chaque pixel sont calculées à chaque pas de temps et déterminent le débit qui transitera vers le prochain pixel. Les hydrogrammes à l'exutoire du sous-bassin versant sont finalement naturellement formés par concentration des contributions des pixels amont. Le modèle FAITOU est un modèle relativement simple considérant une loi d'infiltration selon le modèle de Horton et des fonctions de transfert calculées par l'onde cinématique (Dubois, 1998). Un modèle spatialement distribué largement utilisé est le modèle appelé TOPMODEL (Beven and Kirby, 1979). Il considère des processus d'infiltration et d'exfiltration, et modélise les écoulements de surface et surtout de sub-surface (figure 2.18). Il est adapté aux régions pour lesquelles la modélisation conceptuelle en réservoir-sol ne fonctionne pas (Obled and Zin, 2004). Il a été développé en particulier pour le Nord-Est de l'Angleterre (Beven and Kirby, 1979).

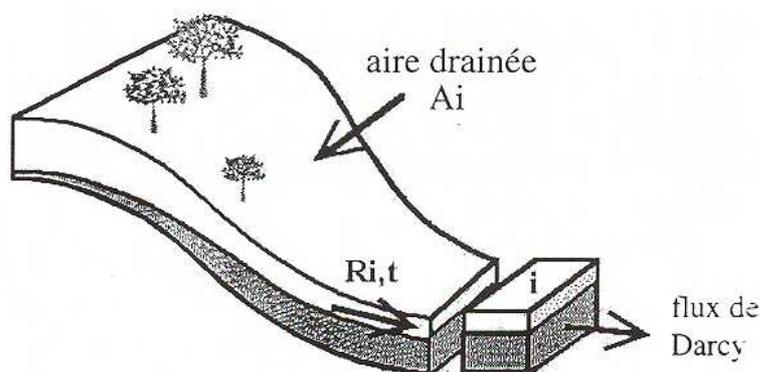


FIG. 2.18: Principe de fonctionnement du modèle hydrologique TOPMODEL (Obled and Zin, 2004).

Lors des derniers développements effectués dans le cadre d'un projet européen de prévision de débit sur le Rhin a été mis au point un modèle hydrologique spatialement distribué tenant compte de la topographie, des précipitations, du degré de saturation du sol, de l'utilisation et du type de sol (DeRoo et al., 2003). Les prévisions de débit des sous-bassins versants élémentaires sont introduites comme données d'un modèle hydrodynamique présenté au paragraphe 2.2 (figure 2.2).

Enfin, un dernier exemple de modèle spatialement distribué est le modèle PREVAH (Gurtz et al., 1999, 2003) qui a été appliqué au bassin versant de la Thur en Suisse orientale. Pas encore exploité comme modèle de prévision opérationnel, il comprend une description très détaillée des processus liés à l'interception et l'évapo-transpiration. Pour ce faire, un découpage du bassin versant en une grille régulière de haute résolution est appliqué, ce qui augmente significativement la complexité du modèle. Afin de limiter le nombre d'opérations nécessaires, le modèle se base sur le concept d'hydrotopes (en anglais *hydrologic response units HRUs*) qui permet de virtuellement déstructurer le bassin versant et de calculer parallèlement les contributions de chacune des HRUs (Moore et al., 1993). La partie permettant la génération de débit est quant à elle fortement inspirée du modèle HBV illustré à la figure 2.16.

2.4 Prévision de débit à petite échelle

Les technologies de prévision de débit à petite échelle (bassins versants jusqu'à 1'000 km²) sont les mêmes que pour les prévisions à échelle moyenne. Naturellement, les pas de temps de calcul doivent être adaptés au temps de réponse des sous-bassins versants, généralement de l'ordre de quelques heures au plus. Certains auteurs rapportent des expériences effectuées avec des RNA, notamment en Angleterre où des prévisions à pas de temps de 15 minutes et à un horizon de 6 heures sont effectuées sur des bassins versants ayant une surface d'environ 140 km² (Dawson and Wilby, 1998). Des comparaisons ont été effectuées à Taiwan (Chang and Hwang, 1999) sur un bassin versant de 260 km² pour des prévisions faites 1 heure à l'avance par l'utilisation de RNA, de modèles conceptuels et de type Box-Jenkins. Les RNA ont produit les meilleurs résultats. Dans les 2 cas, seules les mesures des précipitations et éventuellement des températures ont été exploitées. Pour de tels bassins versants, la difficulté provient de la rapidité de la réponse hydrologique : afin d'augmenter l'horizon de prévision, des prévisions quantitatives de précipitations (QPF) deviennent nécessaires.

Des prévisions de débit horaire à 48 heures en avance ont été obtenues sur un bassin versant de 370 km² à Athènes, malgré des temps de réponse de quelques heures dans le cadre du projet de recherche européen TELEFLEUR (Koussis et al., 2003). La technologie utilisée comprend une QPF horaire à un horizon de 6 heures ainsi qu'une QPF à pas de temps de 6 heures à un horizon de 72 heures. Ces précipitations sont ensuite introduites dans un modèle hydrologique spatialement distribué. Les précipitations observées aux stations de mesure ne sont pas utilisées et aucun ajustement du modèle en temps réel n'est effectué. Comme illustré à la figure 2.19, il ressort que la plus importante part de l'incertitude de la prévision est due à l'imprécision de la QPF, tandis que l'erreur de modélisation est plus faible.

Le lecteur observera combien les difficultés de prévoir des débits sur des petits bassins versants sont importantes (Gutknecht, 2003). La prévision basée sur les mesures en temps réel ne permet pas d'obtenir un horizon de prévision intéressant, alors que la prévision basée sur les QPF est soumise à une importante incertitude. Le filtrage ne peut être appliqué en raison du temps de réponse trop court. Des alternatives ont toutefois été développées et sont présentées dans les deux sous-chapitres suivants.

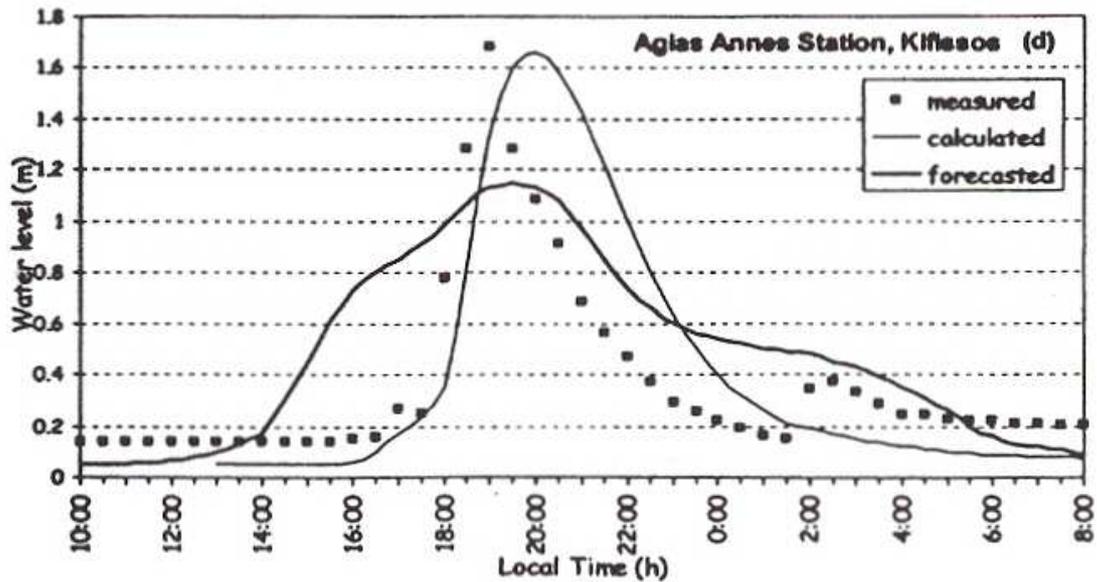


FIG. 2.19: Résultats de simulations sur le bassin versant du Kifissos à Athènes (Koussis et al., 2003).

2.4.1 Reconnaissance de scénarios

Parmi les modèles statistiques non encore décrits dans ce rapport se trouvent les modèles de type "plus proches voisins" qui permettent une approche pragmatique et efficace de la prévision. Ils font d'ailleurs partie de la grande famille des systèmes experts "case-based" au même titre que les moteurs de recherche internet par exemple. S'appuyant sur une base de données importante dont la constitution sera la principale difficulté, le modèle de prévision comparera un certain nombre d'indicateurs mesurés (état actuel) avec les indicateurs stockés dans la base de données pour chaque situation. Classant les cas retenus par ressemblance décroissante, le modèle retiendra un certain nombre de cas les plus similaires et en extraira les séries sortantes. Par combinaison, transformation ou simplement publication de ces séries, une prévision sera fournie, qui ne nécessitera pas l'utilisation de QPF : les prévisions découleront directement de l'évolution connue des scénarios. Une application prometteuse de la méthode, appelée "méthode des analogues" a été effectuée en France (Obled and Djerboua, 1999) sur des bassins versants ayant des surfaces jusqu'à 2'000 km². Le système ne fournit en réalité pas de prévisions de débit mais plutôt des prévisions de précipitations remplaçant les QPF et qui peuvent être introduites ensuite dans des modèles hydrologiques adaptés. La figure 2.20 illustre le fonctionnement du système qui fournit des prévisions des précipitations journalières jusqu'à 6 jours à l'avance. Il a été par ailleurs démontré que ce système, offrant des valeurs statistiques sous forme de quantiles, réalisait des performances nettement supérieures aux QPF. Il convient cependant de retenir qu'un tel modèle sera surtout performant pour des situations similaires à celles contenues dans la base de données. L'extrapolation à des situations non référencées ne sera pas fiable, tout comme la prise en compte de la non-stationnarité des données météorologiques, en particulier les phénomènes liés aux modifications climatiques.

Une application de cette méthode dans le cadre du projet de la Troisième Correction du Rhône a également apporté des informations intéressantes (Hingray et al., 2006). Il ne s'agissait pas ici de prévoir des débits, mais de déterminer un catalogue d'hydrogrammes

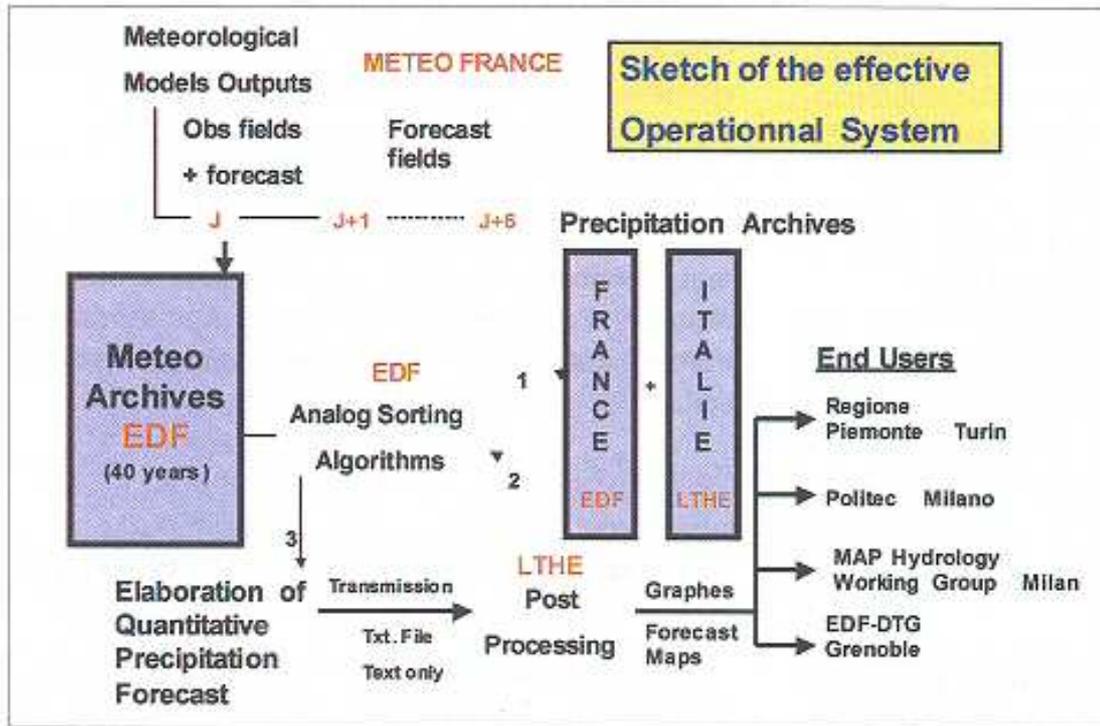


FIG. 2.20: Schéma de fonctionnement du système de prévision des précipitations par analogues (Obled and Djerboua, 1999).

crédibles en différents points du bassin versant du Rhône à l'amont du Léman pour le choix des débits de dimensionnement de ce grand projet.

2.4.2 Radars

Avant de conclure la description des différents systèmes de prévision, il est intéressant d'inclure une technique moderne de prévision à court terme (appelée *nowcasting*), basée sur des mesures de précipitations avec les radars (Vivoni et al., 2006). Ces mesures peuvent être ensuite introduites dans différents types de modèles hydrologiques, mais en pratique seuls des modèles conceptuels ou spatialement distribués y sont associés. Ces appareils sont capables de mesurer la réflectivité de l'air jusqu'à quelques centaines de kilomètres de leur emplacement avec une précision se dégradant linéairement avec la distance. Les radars permettent de visualiser avec précision la répartition spatiale des précipitations et proposent des valeurs quantitatives des intensités moyennes toutes les 15 minutes environ selon les modèles. Lorsque les temps de réponse des bassins versants sont courts, les radars apportent alors une contribution importante à la prévision de débit à court terme.

Le signal envoyé par le radar est réfléchi et sa "performance" P_r est mesurée, à partir de laquelle on tire la réflectivité z par l'équation du radar (équ. 2.53) :

$$P_r = \frac{C_l \cdot |K^2| \cdot z}{r^2} \quad (2.53)$$

où P_r est la "performance reçue", C_l une constante basée sur les caractéristiques techniques du radar, K la variable dépendant des caractéristiques du milieu mesuré (neige, pluie, etc...), z la réflexivité et r la distance entre le radar et la mesure.

L'intensité des précipitations peut être en théorie déterminée à partir de la réflexivité (équ. 2.54) :

$$z = \sum_i n_i \cdot D_i \quad (2.54)$$

où n_i est le nombre de gouttes de la classe i et D_i le diamètre des gouttes de la classe i .

La distribution des gouttes et des diamètres varie en fonction du type d'événement mesuré (pluie tropicale, orage convectif, précipitations frontales, orographiques). Il est en pratique plus courant d'utiliser une relation empirique dont les coefficients sont calés à la suite de comparaisons avec des mesures au sol (équ. 2.55).

$$z = a \cdot R^b \quad (2.55)$$

où a est une constante ayant une valeur comprise entre 250 (type frontal) et 500 (type convectif), R l'intensité moyenne des précipitations et b une constante.

Les intensités ainsi mesurées peuvent être introduites dans des modèles hydrologiques spatialement distribués et contribuer ainsi à l'élaboration d'une prévision de débit. Des résultats encourageants ont été obtenus sur des bassins versants de petite taille où cette information de répartition spatiale des précipitations améliore considérablement la précision du débit de pointe (phase et amplitude). Il convient cependant de mentionner quelques limitations liées à cette technologie : d'une part, "l'ombre" produite par l'orographie (en anglais "beam blocage") empêche parfois le radar d'obtenir de l'information sur certaines zones et des phénomènes météorologiques comme le stratus brouillent fortement le signal et empêchent le radar d'obtenir de l'information sur la couche de nuages située au-dessus. D'autre part, l'amortissement du signal augmente l'incertitude de la mesure avec la distance et finalement, l'intensité des précipitations ne peut être calculée que sur la base d'une hypothèse sur le milieu mesuré : il faut donc pouvoir déterminer la température du milieu (autour de 0°C : effet de barrière, le radar aura des problèmes), et le type de gouttes (pluie, grésil, grêle, neige).

Un système encore non opérationnel sur un bassin versant de 334 km² à Houston, à pas de temps de 30 min a été développé (Bedient et al., 2000), tandis que des prévisions faites 1 heure à l'avance sont disponibles au Colorado sur un bassin de 130 km² (Yates et al., 2001). Pour ce système, un modèle de prévision du champ de réflexivité est utilisé pour offrir une QPF, elle-même exploitée à travers un modèle hydrologique de type TOPMODEL. L'exemple illustré à la figure 2.21 provient d'un système ambitieux de prévision de débit à un horizon de 4 heures sur un bassin versant de 545 km² ayant un temps de réponse de 5 heures (Dolciné et al., 2001). Les résultats comparent des prévisions à 2 heures effectuées avec l'aide du radar (MOD), les observations (OBS) et des prévisions de référence basées sur la persistance (PERS). Notons enfin que le radar peut être utilisé pour des prévisions de débit à échelle moyenne, mais la forte incertitude sur les intensités de précipitation incitera le prévisionniste à n'exploiter que l'information concernant la répartition spatiale des précipitations (Bürgi, 2002).

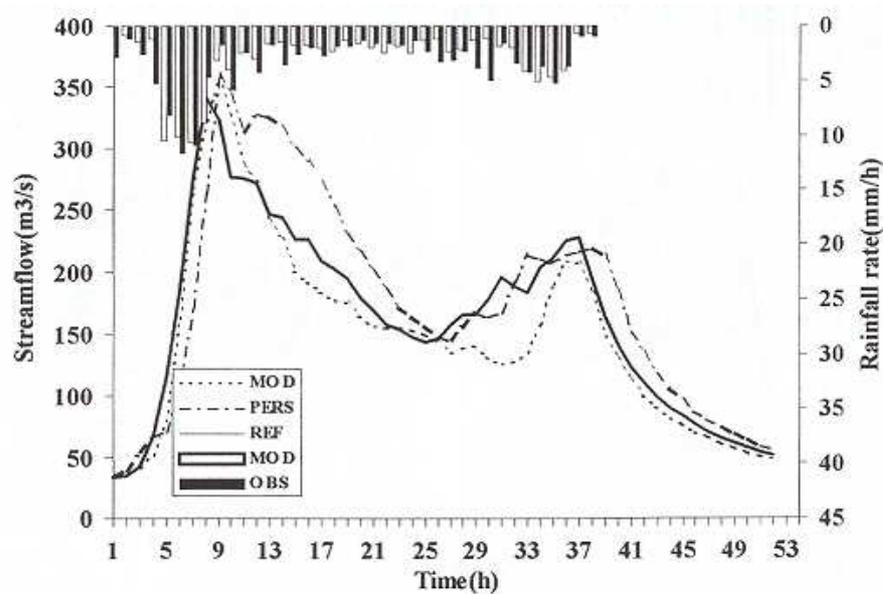


FIG. 2.21: Résultats de prévisions à un horizon de 2 h sur le bassin versant du Gardon d'Anduze en France (Dolciné et al., 2001).

2.5 Commentaires

A la lecture de ce chapitre consacré aux modèles de prévision de débit, le lecteur aura eu tout loisir d'apprécier la diversité des technologies existantes. Lors du développement d'un tel système, il est impératif de choisir une technologie adaptée à l'échelle géographique, à l'horizon de prévision souhaité, aux processus en jeu et aux données disponibles. Le tableau 2.1 tente de faire la synthèse des systèmes existants et de leurs compétences en termes d'échelle et d'horizon de prévision.

Pour les modèles de prévision de débit utilisant des variables exogènes ou indépendantes, un soin particulier doit être pris lors de l'estimation des précipitations futures, des températures ou de la couverture neigeuse. En effet, l'incertitude liée aux modèles hydrologiques est bien réelle, mais elle est bien inférieure à l'incertitude liée aux variables exogènes.

TAB. 2.1: Utilisation des systèmes de prévision de débit en fonction de l'échelle géographique et de l'horizon de prévision (RNA : réseaux de neurones artificiels ; MLR : régressions multiples ; ARIMA : Box-Jenkins univariés ; ARMAX : Box-Jenkins avec variables exogènes).

	Long terme 4-10 jours	Moyen terme 12-72 heures	Court terme 1-6 heures
Grande échelle 50'000 km ²	Hydrodynamique		
	RNA Box-Jenkins (ARIMA)		
Moyenne échelle 10'000 km ²		RNA	
	RNA Box-Jenkins (ARIMA)	Box-Jenkins (ARMAX) Conceptuels	Kalman MLR
		Conceptuels	
Petite échelle 1'000 km ²		Spatialement distribués	
		Analogues	Radar

Actuellement, la demande pour des prévisions hydrologiques à haute résolution émerge. Cela signifie que les modèles statistiques sont peu à peu délaissés au profit d'approches numériques

permettant la prise en compte de plus nombreuses variables, pour éventuellement aboutir au calcul des surfaces inondées en temps réel (Dietrich et al., 2006). Les forces des modèles statistiques, essentiellement leur simplicité et rapidité de développement, ne compensent donc plus leurs faiblesses qui sont leur mauvaise flexibilité et transportabilité.

Les réseaux de neurones sont très performants pour des situations courantes et particulièrement adaptés aux prévisions hydrologiques de bassins versants non perturbés. De l'avis de l'auteur, leur utilisation n'est toutefois pas recommandée lorsqu'il s'agit d'intégrer des ouvrages hydrauliques dans la simulation. En effet, le nombre d'entrées nécessaires à la modélisation d'un bassin versant comme celui du Rhône, en y incluant encore le comportement particulier des aménagements hydroélectriques, rendrait extrêmement délicat la construction d'un réseau de neurones. Il faudrait pour cela réaliser en modèle formé d'une combinaison de réseaux de neurones, faisant ainsi perdre toute possibilité de contrôle du modèle à cause de son manque de réalité physique.

Finalement, les modèles conceptuels sont très flexibles, transportables et peuvent être utilisés dans des régions où les données de contrôle sont manquantes. Ils permettent de plus l'intégration explicite des ouvrages hydrauliques. Ces deux raisons expliquent à elles seules le choix du concept de modélisation employé dans le projet MINERVE, où d'importantes surfaces ne sont pas jaugées et où l'objectif est de déterminer les meilleures opérations des aménagements hydroélectriques lors des crues. Ces modèles peuvent de plus être couplés avec des techniques de type analogues, ce qui offre des perspectives intéressantes de développement.

Enfin, les techniques liées aux radars sont d'un usage limité. Elles peuvent être utiles pour la prévision à court terme (nowcasting) ou pour l'évaluation du champ des précipitations en temps réel, mais ne permettent pas d'établir des prévisions hydrologiques à moyen terme (Bürgi, 2002; Haiden, 2006).

Au final, et même si la recherche porte actuellement sur tous ces différents concepts en fonction des régions concernées, les besoins d'un modèle de prévision à moyenne échelle, intégrant de manière explicite les aménagements hydroélectriques, et dont la région à modéliser présente une grande variabilité dans sa topographie et ses processus peuvent typiquement être appréhendés par des modèles conceptuels. En effet, par leur capacité de s'adapter aux différents processus hydrologiques et à la réalité locale d'un sous-bassin versant, par leur capacité à extrapoler certains comportements vers des sous-bassins versants non jaugés, les modèles conceptuels seront choisis pour la suite de ce travail de recherche.

3 Optimisation des systèmes dynamiques dédiés

3.1 Préambule

Un des principaux objectifs du travail de recherche est le développement d'une méthodologie pour l'optimisation de la gestion des aménagements hydroélectriques à accumulation lors des crues. Cela constitue donc une motivation suffisante pour tenter de défricher quelque peu la forêt des méthodes d'optimisation appliquées à la gestion des ressources en eau. Avant de s'introduire plus profondément dans les fourrés des techniques numériques, un rappel des notions générales de l'optimisation est proposé, en commençant par une définition du *Petit Larousse* :

Optimiser : donner à quelque chose les meilleures conditions d'utilisation, de fonctionnement ou de rendement.

Si l'on s'en réfère à la théorie darwinienne de l'évolution, l'optimisation est une condition nécessaire à la prospérité des êtres vivants, puisque les individus possédant les caractéristiques les plus adaptées à leur environnement (*optimales*) auront les meilleures chances de survie. Il en va de même pour les systèmes issus du génie de l'Homme, dont la pérennité ne peut être assurée que par des structures et un fonctionnement *optimaux*.

Du point de vue mathématique, un problème d'optimisation est défini par différents composants :

- un modèle du système à optimiser
- des variables
- des contraintes
- une ou des fonctions objectif

La *solution optimale* est un vecteur dont chaque composante représente la valeur optimale de chacune des variables. Ce terme ne doit pas être confondu avec l'*optimum* qui représente la valeur de la fonction objectif (cas simple) lorsque ces variables sont précisément à leur valeur optimale.

En pratique, la première tâche consiste à modéliser le système, c'est-à-dire déterminer l'ensemble de ses composantes, leur comportement ainsi que les liens entre elles. Une fois cette difficile étape réalisée, il s'agit de déterminer quelles sont les variables. Par variables, on entend les leviers sur lesquels il sera possible d'agir afin de modifier le comportement du système. Il est ensuite nécessaire de définir les contraintes, soit le domaine de validité de ces variables ou des composantes du système. Finalement, il est recommandable de réfléchir sérieusement aux buts de l'optimisation en définissant les fonctions objectif. S'agit-il par exemple de maximiser un profit ? De minimiser une dépense ? A quelle échéance ? Pour quels bénéficiaires ?

Ce chapitre n'a pas la prétention d'exposer la théorie mathématique de l'optimisation. Il se limitera à la description et à l'analyse des différentes méthodes d'optimisation développées ou pouvant être appliquées dans le cadre du problème spécifique de l'exploitation des aménagements hydrauliques à accumulation. Ces ouvrages de stockage d'eau sont utilisés pour l'irrigation, la production hydroélectrique, le contrôle des crues, le soutien d'étiage ou les loisirs. Il est ainsi nécessaire d'utiliser les capacités de ces ouvrages de la meilleure manière possible au cours du temps afin d'en tirer profit. L'analyse et l'évaluation détaillée de ces méthodes d'optimisation appliquées aux réservoirs a également été reportée par différents auteurs (Yeh, 1985; Labadie, 2004).

3.2 Bases théoriques de l'optimisation

3.2.1 Introduction

Une fonction objectif peut contenir de nombreux optima, qu'ils soient maxima (sommets) ou minima (fosses). Dans tous les cas il s'agira d'optima locaux. La difficulté majeure de l'optimisation réside dans le repérage de l'optimum global, c'est-à-dire la valeur de la fonction objectif qui surpasse toutes les autres dans l'absolu. Nombreuses sont en effet les méthodes qui trouveront des optima locaux et qui s'y accrocheront. Tel l'exemple présenté à la figure 3.1, il est remarquable de constater que de nombreux sommets sont visibles. Il est par contre plus difficile d'en repérer le plus élevé.

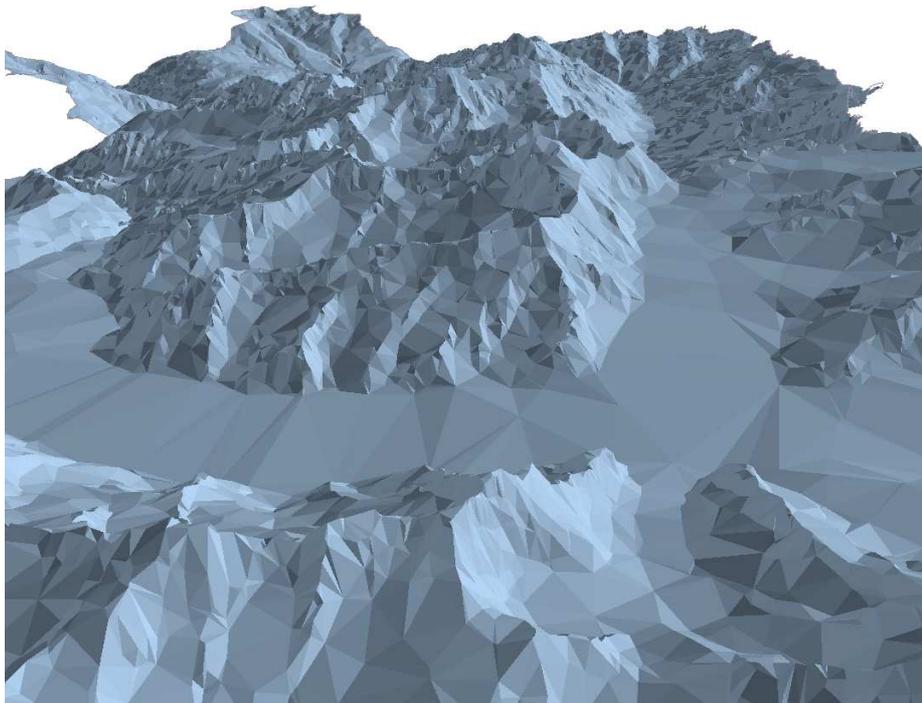


FIG. 3.1: Modèle numérique de terrain de la région d'Aletsch.

Une deuxième difficulté survient lorsque le système doit être optimisé selon plusieurs fonctions objectifs. Outre le terme d'optimisation multi-objectifs qui doit être employé, la complication provient de l'évaluation globale de solutions apparemment fort différentes. Pour illustrer ce problème, examinons l'exemple (trivial?) du choix auquel peut être confronté

l'acheteur d'un nouveau véhicule. Ce véhicule peut être compact et écologique, puissant, ou simplement esthétique. Lequel sera le meilleur véhicule ? Une compacte écologique est-elle meilleure qu'une belle sportive ? Quid d'une compacte sportive ou d'une belle voiture à faible consommation ? Leurs prix peuvent être différents, tout comme leurs performances et leurs impacts sur l'environnement. Ces trois critères d'évaluation sont bien réels, mais comment les comparer ?

Pareto a proposé une réponse à la question (Pareto, 1896). Une solution est optimale si aucune autre solution ne l'égale ou la surpasse de tout point de vue simultanément. Tous les exemples de véhicules cités plus hauts seraient donc des optima au regard de sa définition.

La méthode *économétrique* peut être appliquée dans le cas où il est possible de ramener les différents critères à une unité commune. Les méthodes multicritères mesureront les performances en points, les autres les évalueront de manière monétaire. Il en ira ainsi dans le cas présenté dans ce mémoire, car les objectifs de l'exploitation et de la protection contre les crues peuvent se chiffrer sans grandes contorsions.

3.2.2 Méthodes d'optimisation simples

La résolution analytique d'un problème d'optimisation peut être effectuée sur des modèles simples. Si la fonction objectif f peut être représentée sous forme de fonction à une ou plusieurs variables, il suffit de rechercher les solutions pour lesquelles la dérivée totale est nulle. Ces points correspondent aux extrema de la fonction : les minima et maxima sont les points dont la deuxième dérivée est positive, respectivement négative. Il est néanmoins nécessaire d'évaluer chacun des extrema afin de déterminer l'optimum global (la fonction objectif est en général formulée de manière à ce que l'optimum soit un minimum).

L'optimisation analytique est malheureusement d'un usage limité. Lorsque la dérivée ne peut être décrite, il devient nécessaire d'utiliser des méthodes itératives. La méthode du gradient (ou de la skieuse) recherche les extrema locaux en suivant le chemin déterminé par le plus fort gradient ou la pente la plus raide. La direction de descente d^k est donnée par l'opposé de la dérivée totale $-\nabla f(x^k)$. La largeur du pas α^k est calculée de manière à atteindre la valeur minimale sur l'axe partant de x^k dans la direction d^k en posant (équ. 3.1) :

$$\min(f(x^k + \alpha^k d^k)) \quad (3.1)$$

L'extremum calculé avec la méthode du gradient sera conditionné par le point de départ du calcul. Il est également nécessaire de prévoir un critère de convergence afin d'arrêter le calcul au moment le plus opportun.

La méthode de Newton converge plus rapidement vers l'optimum local mais nécessite le calcul du Hessien de la fonction objectif et de son inverse. La direction de descente est déterminée par l'équation 3.2 et la largeur du pas est unitaire ($\alpha^k = 1$).

$$d^k = -H^{-1}(x^k)\nabla f(x^k) \quad (3.2)$$

De nombreuses autres méthodes d'optimisation ont été développées pour différents problèmes. Le lecteur retiendra de ce paragraphe la nécessité de formuler en une expression

mathématique l'entièreté de la fonction objectif afin de déterminer l'optimum local de manière analytique ou avec les méthodes de descente.

Il existe naturellement une méthode permettant d'atteindre avec certitude l'optimum global d'une fonction objectif unique, appelée énumération. Celle-ci mémorise et évalue la fonction objectif sur tout l'espace des solutions pour n'en retenir finalement que la valeur minimale. Le nombre N d'évaluations nécessaires dépend du nombre k de variables et n d'incrémentes dans le domaine de chaque variable (équ. 3.3).

$$N = n^k \quad (3.3)$$

Le lecteur sera ici épargné de la traditionnelle évaluation du temps de calcul nécessaire pour effectuer l'optimisation par une telle méthode d'un problème à 20 variables et 100 incréments...

3.3 Optimisation des ouvrages d'accumulation : formulation typique

L'optimisation de l'exploitation d'un ou plusieurs réservoirs est un problème qui intéresse de près les propriétaires de ces aménagements hydrauliques. De nombreuses méthodes essayant de proposer les meilleures opérations ont été développées pour analyser la performance de systèmes futurs ou pour optimiser la performance de systèmes existants. Malgré la multitude et la spécificité de chaque réseau hydraulique, les formulations des problèmes d'optimisation associés sont souvent similaires.

Les objectifs traditionnels de l'exploitation des réservoirs sont l'irrigation, l'eau potable, la protection contre les crues, la production hydroélectrique, le soutien d'étiage et les loisirs, les variables étant le débit turbiné et le débit lâché à travers des vannes ou un organe de décharge. Ces objectifs sont en général exprimés sous forme de fonction du débit. Il s'agit donc de déterminer, pour chaque réservoir du système et à chaque pas de temps, le débit turbiné ou libéré par un organe vanné. En résumé, voici les objectifs concrets visés par l'exploitation des réservoirs et leurs variables associées :

- maximiser la production hydroélectrique (débit turbiné Q_T , hauteur turbinée h_T)
- minimiser l'écart entre la production hydroélectrique et la demande (Q_T)
- minimiser les pertes d'eau (débit libéré Q_s)
- minimiser les dégâts lors des crues, ou la différence entre le débit effectif et la capacité du cours d'eau (Q_s)
- minimiser l'écart entre le débit minimum et le débit effectif (Q_T, Q_s)

La contrainte essentielle est l'équation de bilan de chaque retenue (équ. 3.4) :

$$\begin{cases} S_t = S_{t-1} + Q_e - Q_s \\ S_t \leq S_{max} \\ S_t \geq S_{min} \end{cases} \quad (3.4)$$

S_t est le volume stocké dans la retenue au temps t , Q_e et Q_s le débit total entrant, respectivement sortant de la retenue. La continuité doit également être assurée en tout point selon la topologie du réseau hydrographique. De nombreuses autres contraintes peuvent être

introduites en fonction du système étudié (capacités de turbinage ou d'évacuation, etc...). Il convient de noter que certains objectifs prioritaires peuvent être transformés en contraintes, ce qui sera démontré plus tard dans ce chapitre.

3.4 La programmation linéaire et ses extensions

La *programmation linéaire* (linear programming - LP) permet la résolution de problèmes d'optimisation dont la fonction objectif et les contraintes peuvent s'exprimer sous forme d'équations linéaires. Le problème doit pouvoir être formulé de la manière suivante (équ. 3.5, forme matricielle) :

$$\begin{array}{ll} \text{Maximiser} & f(X) = c^T X \\ \text{avec} & AX \leq b \\ \text{et} & x \geq 0 \end{array} \quad (3.5)$$

Dans le cas d'une fonction objectif à deux variables, une résolution graphique est possible. Au-delà, l'algorithme du simplexe découvert par Dantzig en 1947 permet la résolution de systèmes plus compliqués (Dantzig, 1982). L'espace des solutions d'un système d'équations linéaires a une forme polyédrale et l'optimum se trouve toujours en un point particulier, à une intersection entre hyperplans ou contraintes. Enfin, l'optimum global est toujours atteint par le solveur.

La LP exige une formulation du problème sous forme d'équations linéaires continues qui ne représentent pas toujours correctement le comportement du système. Des extensions de cette méthode permettent de corriger ce défaut : la programmation linéaire en nombres entiers (Integer Linear Programming, ILP), mixte (Mixed ILP, MILP) permet d'imposer des solutions discrètes et leurs algorithmes associés se nomment *Branch and Bound* ou *Branch and Cut*. Ces derniers s'appuient sur des solutions initiales en nombres réels et sur des nouveaux problèmes PL associés en fixant les variables choisies à des valeurs entières. Ainsi, un problème MILP devient une arborescence de plusieurs problèmes LP.

La LP peut également être utilisée pour l'optimisation multi-objectifs moyennant quelques simplifications. La méthode la plus simple consiste à créer une fonction objectif linéaire pondérée f en fonction des i objectifs de poids w_i selon l'équation 3.6 (Barros et al., 2003; Draper et al., 2004) :

$$f = \sum_{i=0}^n w_i \cdot f_i \quad (3.6)$$

S'il est possible de dégager des objectifs prioritaires, il est également possible de les exprimer sous forme de contraintes (Yeh and Becker, 1982). D'autres variantes existent, tels l'introduction de relations entre objectifs (Kumar et al., 2001).

De nombreux auteurs ont utilisé cette technique d'optimisation dans le cadre de l'exploitation de systèmes d'aménagements hydroélectriques à accumulation, à l'exemple du modèle SISOPT au Brésil (Barros et al., 2003) présenté à la figure 3.2. Ce modèle utilise la LP pour la génération d'une bonne solution initiale avant de formuler le problème de manière non linéaire dans la région choisie. Cette combinaison n'est pas nouvelle (Yeh et al., 1979) et possède toujours de nombreux adeptes (Westphal et al., 2003). La rapidité de l'optimisation

par la LP la rend aussi intéressante en phase de planification (Barros et al., 2003) et pour l'analyse de variantes.

En général, la LP résout le problème de manière déterministe : les données d'entrée sont considérées comme fiables et l'incertitude est négligée. Or, dans le cas de la gestion des réservoirs, l'apport en eau varie de manière particulièrement aléatoire. Il est donc important d'inclure une composante stochastique dans les modèles afin de déterminer la solution optimale au sens probabiliste du terme, celle dont la fonction objectif aura *l'espérance* la plus élevée. Des balbutiements proposant un modèle théorique d'un réservoir dont l'apport était un processus Markovien (Manne, 1962) aux modèles plus élaborés de *LP stochastique récursive* ou *Chance-Constrained LP* (ReVelle et al., 1969), ces méthodes utilisent en général des règles d'exploitation rigides des réservoirs optimisées pour le long terme appelées *Linear Decision Rules* (Yeh, 1985). Certains auteurs en ont profité pour traiter l'incertitude par la logique floue (Zadeh, 1965). Dans ce domaine, Jairaj and Vedula (2003) ont utilisé la LP pour définir les bornes de la fonction d'appartenance, elles-mêmes à nouveau introduites dans le problème LP, tandis que Kumar et al. (2001) ont introduit la logique floue (décrite plus loin dans ce chapitre) pour définir la fonction objectif.

En résumé, la LP est fréquemment utilisée pour les raisons suivantes :

- résolution efficace et rapide des problèmes à grande échelle
- calcul de l'optimum global
- pas besoin de solution initiale
- théorie de dualité permettant d'effectuer facilement une analyse de sensibilité de la solution optimale
- nombreux algorithmes et codes disponibles

Il ressort cependant des exemples présentés dans ce chapitre quelques observations relatives à la programmation linéaire :

- application pour la planification à long terme, pas de temps hebdomadaires ou mensuels
- nécessité de linéariser la fonction objectif et les contraintes
- nécessité de simplifier suffisamment le système pour avoir une formulation mathématique continue
- sinon, emploi de la méthode MILP et explosion du nombre de problèmes à résoudre
- prise en compte de l'incertitude délicate, augmentant considérablement la complexité de la modélisation

3.5 Programmation non linéaire

La *programmation non linéaire* (*non-linear programming - NLP*) a été développée pour éviter de trop grandes simplifications lors de la formulation du problème d'optimisation. Si le système peut être mieux décrit par des relations non linéaires, il se révèle d'autant plus difficile à optimiser. En effet, aucune méthode NLP ne garantit la découverte de l'optimum global du problème si la fonction objectif n'est pas convexe. De plus, la convergence est beaucoup plus lente que pour la LP.

Dans le cas de fonctions convexes sans contraintes, les méthodes de descente (paragraphe 3.2) peuvent être utilisées. Si des contraintes linéaires sont introduites, la méthode des *directions admissibles* (*generalized reduced gradient - GRG*) permet encore de s'en sortir. Il suffit de garantir que la largeur du pas dans la direction choisie soit inférieure à la distance

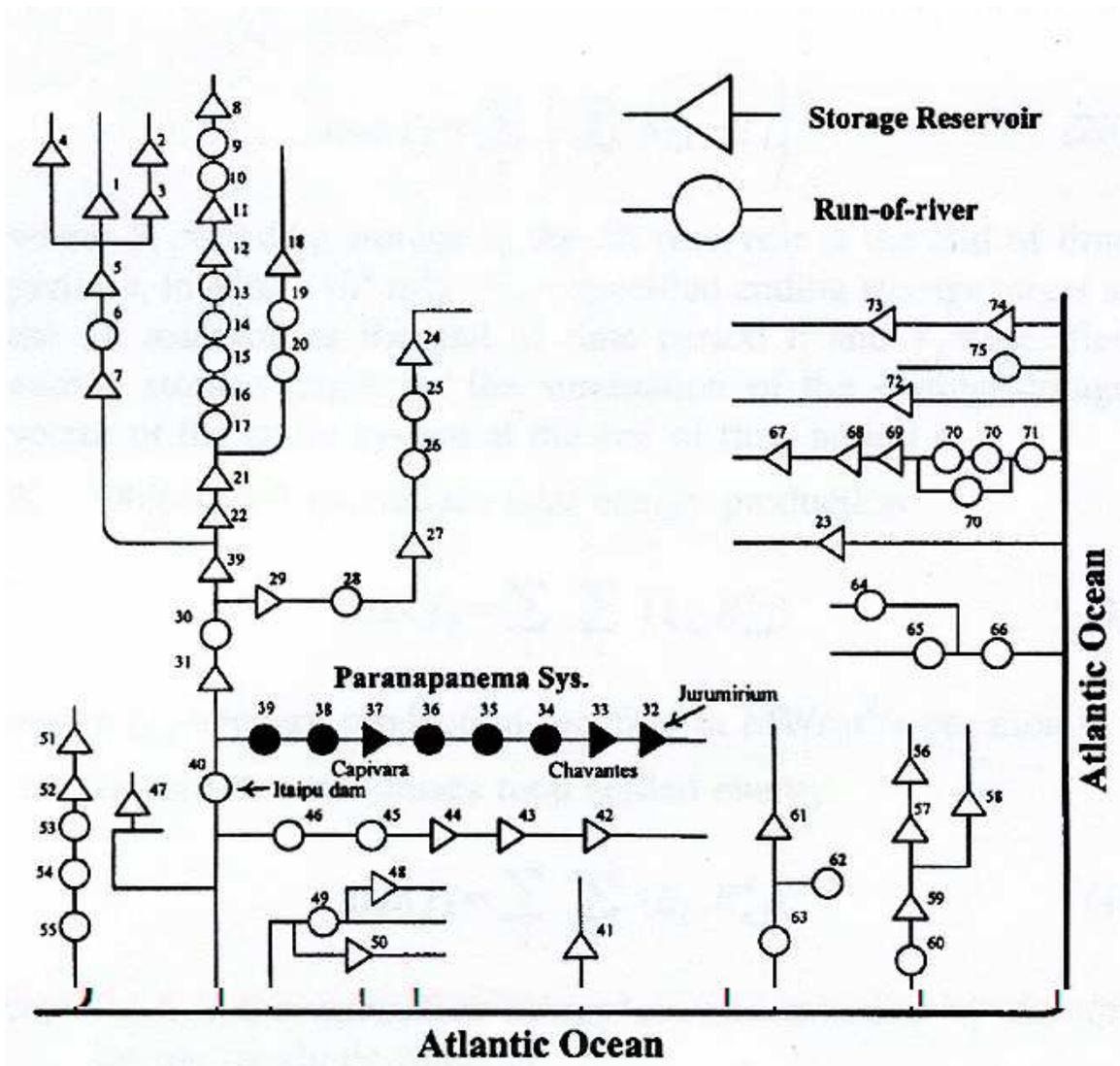


FIG. 3.2: Schéma du réseau hydraulique SISOPT au Brésil (Barros et al., 2003).

entre la solution actuelle et la contrainte. Pour cela, la direction déterminée par LP n'est plus forcément celle de la plus grande pente mais celle menant à la valeur la plus faible de la fonction objectif. Des applications au contrôle des crues (Unver and Mays, 1990) et à la production hydroélectrique (Peng and Buras, 2000) ont été proposées, mais elles se sont révélées peu performantes. Il faut cependant noter que la manière la plus courante d'exploiter les algorithmes NLP est de transformer les contraintes en pénalités dans la fonction objectif (Rosenthal, 1980).

La *programmation quadratique* (Successive Quadratic Programming - SQP) exploite la propriété de certains algorithmes de mieux approcher les problèmes non-linéaires que les linéaires, mais elle nécessite que les contraintes restent linéaires. Cette méthode plus complexe peut se révéler efficace pour l'optimisation de sous-problèmes (Barros et al., 2003), mais devient difficilement utilisable pour une approche stochastique. De plus, le temps de calcul en SQP augmente de manière exponentielle avec le nombre de pas de temps (Tejada-Guibert et al., 1990).

Outre ces méthodes NLP, il est possible de résoudre des problèmes d'optimisation non-linéaires sans abandonner la formulation initiale. Une première possibilité est l'approximation linéaire d'une partie de la fonction non-linéaire (linéarisation) en ne retenant que le terme de premier ordre aux alentours d'un point connu. La deuxième possibilité réside dans la *LP séquentielle* (Sequencial LP - SLP) qui génère un nouveau problème LP à chaque itération, mais dans un domaine limité (Barros et al., 2003). Il s'agit d'introduire une perturbation à une solution connue, d'en déduire une relation linéaire entre les solutions perturbée et connue et de résoudre le nouveau problème LP ainsi créé. De l'amplitude de la perturbation dépend la rapidité de convergence de la solution. Cette méthode est devenue populaire, car de nombreux codes LP existent et peuvent être utilisés. De plus, elle converge environ dix fois plus rapidement que les méthodes NLP (Hiew, 1987), mais pas forcément vers l'optimum global (Bazarrá et al., 1993).

Les principales caractéristiques de la NLP peuvent se résumer comme suit :

- formulation exacte d'un problème non linéaire
- bonne précision du calcul de l'optimum (local)
- calcul de l'optimum global non garanti
- temps de calcul prohibitif, complexité exponentielle avec le nombre de pas de calcul
- possibilité de linéariser le problème par sous-régions

3.6 Programmation dynamique

La *programmation dynamique* (dynamic programming - DP) est adaptée aux problèmes de minimisation des coûts dans un espace d'états, ou les transitions entre états (trajectoires) sont déterminées par des décisions (commandes). Les problèmes d'opération des réservoirs appartiennent sans doute à cette catégorie, les états étant typiquement les niveaux de remplissage au cours du temps, les commandes étant liées au turbinage ou à la vidange (figure 3.3). Pour être employée, la DP nécessite que le problème respecte le principe d'optimalité de Bellman (Bellman, 1957) : *une sous-trajectoire d'une trajectoire optimale est elle-même optimale pour la fonction objectif restreinte aux trajectoires ayant pour origine celle de cette sous-trajectoire*. Il s'agit donc de prouver que le système puisse être optimisé par périodes successives sans que la perte de mémoire du système ne nuise à la solution optimale. Si c'est le cas, un problème d'optimisation peut être décomposé en sous-problèmes plus

simples à résoudre de manière récursive, ce qui allège considérablement le calcul et permet l'introduction de relations non-linéaires ou de stochasticité. La formulation de base est la suivante (équ. 3.7) :

$$f_n(x_n) = \max[r_n(x_n, d_n) + f_{n-1}(x_{n-1})] \quad (3.7)$$

x représente l'état, d la décision, r la fonction de retour et n le pas de calcul. La condition initiale $f_0(x_0)$ doit être donnée en tout point du système. Pour être applicable, la DP nécessite un découpage des pas de calcul de telle sorte que les valeurs de la fonction f soient séparables et monotones. Dans le cas des fonctions de retour additives, multiplicatives, minimax ou maximin, il suffit de vérifier que leurs événements soient indépendants. L'application de cette technique aux problèmes d'opération des réservoirs date de la fin des années 1950 (Little, 1955).

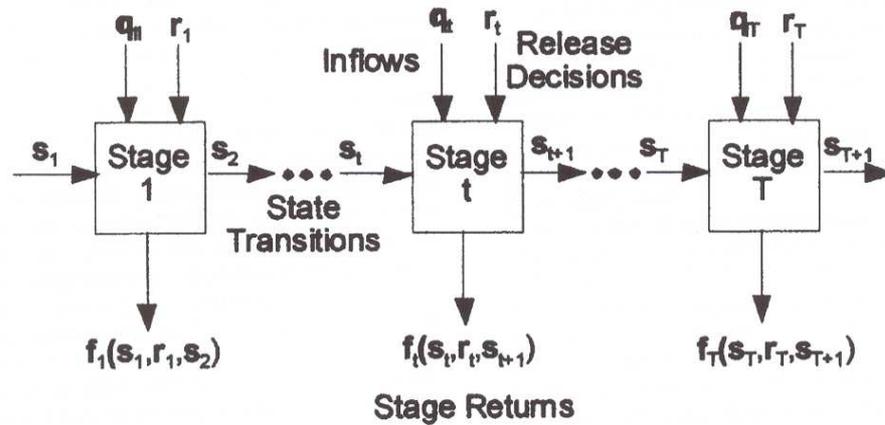


FIG. 3.3: DP - optimisation d'un système de réservoirs de manière séquentielle (Labadie, 2004).

Elle est généralement exploitée de deux manières : la première permet le calcul des opérations optimales pour l'établissement de règles d'exploitation rigides. Cancelliere et al. (2005) utilisent la DP pour le calcul des débits mensuels optimaux pour l'irrigation en fonction du débit entrant et de la demande. Ces lâchers d'eau optimaux sont ensuite exploités pour le développement d'un système de type *neuro-fuzzy*, combinaison entre réseaux de neurones et logique floue. D'autres auteurs ont utilisé la DP de la sorte, tels Rao et al. (2001) pour des objectifs d'irrigation et de protection contre les crues à pas de temps mensuel, Russel and Campbell (1996) pour la production hydroélectrique mensuelle, Stam et al. (1998) pour la production hydroélectrique mensuelle et la protection contre les crues jusqu'à 1 année en avance, et Lobbrecht et al. (2005) pour la gestion du remplissage de polders à très court terme (6 pas de 15 min en avance).

La deuxième façon d'employer la DP est son utilisation directe pour déterminer l'opération optimale d'un réservoir en temps réel. Yeh et al. (1979) s'en est servi pour optimiser un système de plusieurs réservoirs à pas de temps horaire et 24 h en avance pour la production hydroélectrique, tandis que Karamouz et al. (2005) l'utilise pour le choix des débits mensuels d'irrigation, d'eau potable, et de production d'électricité.

Il est possible de résumer les principales caractéristiques de la DP comme suit :

- rapidité du calcul
- complexité linéaire avec le nombre de pas de calcul

- implémentation aisée de la méthode
- nécessité d'indépendance de la solution optimale entre les pas de calcul
- aucune garantie de convergence vers l'optimum local et global
- approche déterministe pour l'optimisation à court terme, stochastique à long terme

3.7 Intelligence artificielle

L'*intelligence artificielle* (artificial intelligence - AI) se base sur les capacités informatiques développées depuis les années 1950 et recouvre de nombreux domaines dont l'optimisation, le contrôle-commande, l'opération de systèmes en temps réel, la reconnaissance de structures (*pattern recognition*) et le diagnostic. La description exhaustive des méthodes existantes étant une tâche disproportionnée dans le cadre de ce travail, seuls quelques repères ainsi que les principales applications de l'AI dans le domaine de l'exploitation des aménagements hydrauliques seront décrites dans ce chapitre.

3.7.1 Algorithmes évolutifs

Dès le début des années 1960, les termes stratégie évolutive, programmation évolutive, algorithme génétique (GA) sont apparus en Allemagne dans la recherche et l'ingénierie (Schwefel, 1965; Rechenberg, 1973). S'inspirant de la théorie de l'évolution de Darwin, ces théories ont permis le développement d'algorithmes efficaces pour l'optimisation de fonctions ou de systèmes complexes. Le fonctionnement de ces algorithmes est relativement simple (figure 3.4), mais de nombreuses stratégies différentes d'évaluation des solutions ou de génération de nouvelles solutions à partir des anciennes existent et permettent d'adapter l'algorithme en fonction du problème traité (Leyland, 2002). Le principe général de fonctionnement des algorithmes évolutifs consiste à générer un certain nombre d'individus dans l'espace des solutions. L'ensemble des individus (solutions) créés en même temps est alors appelé génération. Ces individus sont évalués par rapport aux objectifs, puis classés en fonction de leur performance relative. Finalement, certains d'entre eux serviront éventuellement à créer la génération suivante par mutation, élitisme ou génération stochastique. Lorsque la performance d'une solution est jugée suffisante, ou quand le nombre de générations créées atteint une valeur limite, le processus s'interrompt et les meilleures solutions disponibles sont présentées.

Les algorithmes évolutifs ne sont pas utilisés couramment dans le domaine de l'exploitation des aménagements hydrauliques, mais quelques exemples ont démontré la possibilité de les utiliser pour définir des règles d'exploitation (Otero et al., 1995; Oliveira and Loucks, 1997) ou comme alternative à la DP (Sharif and Wardlaw, 2000). Les caractéristiques essentielles des GA sont les suivantes :

- convergence vers l'optimum local ou global non garantie
- difficulté d'intégrer des contraintes d'inégalité sans utilisation des fonctions de pénalité
- temps de calcul important, peu adapté pour le calcul stochastique
- pas nécessité de simplifier le modèle d'évaluation
- capacité à optimiser des problèmes hautement non-linéaires et non-convexes
- capacité à fournir des solutions multiples du type optima de Pareto

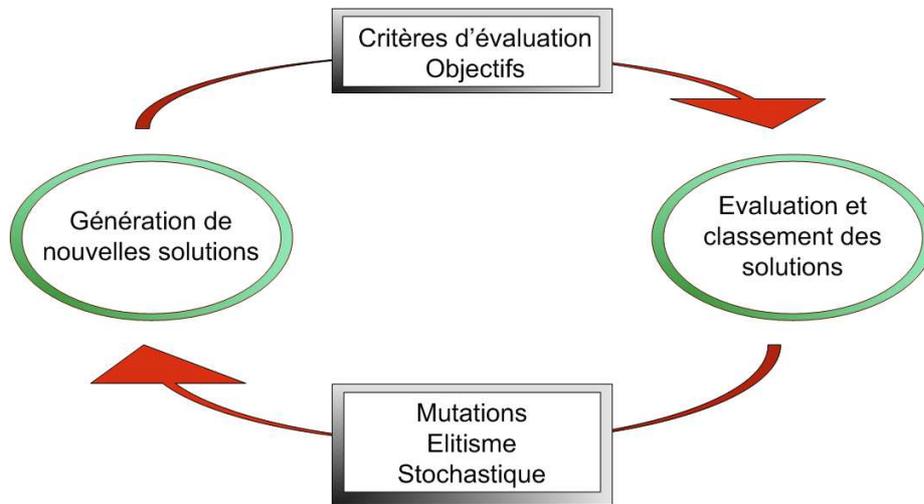


FIG. 3.4: Schéma de fonctionnement d'un algorithme évolutif.

3.7.2 Réseaux de neurones artificiels

Le fonctionnement de ces systèmes a déjà été décrit au chapitre 2. Dans le domaine des barrages, ils sont typiquement utilisés pour la génération de règles d'exploitation implicites des réservoirs grâce à leurs performances pour la reconnaissance des structures. Pour cela, ils doivent subir un processus d'apprentissage possible uniquement si un autre modèle d'optimisation déterministe existe (LP, NLP, DP). Quelques auteurs se sont penchés sur ce sujet et ont obtenu des résultats particulièrement intéressants (Raman and Chandramouli, 1996; Chandramouli and Raman, 2001; Rao et al., 2001; Cancelliere et al., 2005). Bien qu'en général non dédiés à l'optimisation, les réseaux de neurones artificiels présentent les caractéristiques suivantes pour cette tâche :

- besoin d'un set d'entrées-sorties pour l'entraînement
- forte dépendance du contenu du set de données pour la performance future (extrapolation délicate)
- pas de règle générale pour définir la meilleure structure du réseau de neurones
- rapidité de calcul, adapté au calcul stochastique
- prise en compte implicite de l'incertitude

3.7.3 Logique floue

La logique floue (*fuzzy logic* ou *fuzzy sets theory* - FS) a été développée dans les années 1960 et a été reportée pour la première fois dans le fameux article de Zadeh (1965). Cette méthode est particulièrement performante pour la modélisation de problèmes fortement non-linéaires, dont les lois de comportement sont mal connues, dont les données de calage ou de validation manquent, ou lorsque les données d'entrée et de sortie font appel à l'appréciation et l'expertise humaine. Elle se base sur la théorie des ensembles (logique booléenne) vers laquelle elle converge, mais étend la réflexion en proposant des règles d'appartenance (*membership functions*) plus souples. Ainsi, en logique floue, un objet de couleur grise pourrait appartenir à 50% à la classe de couleur noire et à 50 % à la classe de couleur blanche. Par contre, la logique floue constitue une approche radicalement différente de la théorie des probabilités, puisqu'elle n'associe pas d'espérance à une variable mais bel et bien une valeur.

Elle sied donc particulièrement aux problèmes de prise de décision dans un environnement où les paramètres à considérer ainsi que leurs incertitudes sont importantes et difficilement quantifiables. Ses applications sont nombreuses, bien que tardivement apparues, dans les domaines du contrôle-commande, de la régulation d'appareils, de la détection, du diagnostic ou de la reconnaissance de caractères.

Le développement d'un modèle en logique floue doit suivre les étapes suivantes :

1. création des fonctions d'appartenance des variables d'entrée et de sortie (fuzzification)
2. définition des règles du moteur d'inférences (nécessite une base de règles et de définitions)
3. choix d'une méthode de défuzzification

Le choix des types de fonction d'appartenance, des opérateurs entre les différentes règles du moteur d'inférence et des méthodes de défuzzification nécessite un certain nombre d'itérations et l'expertise du développeur.

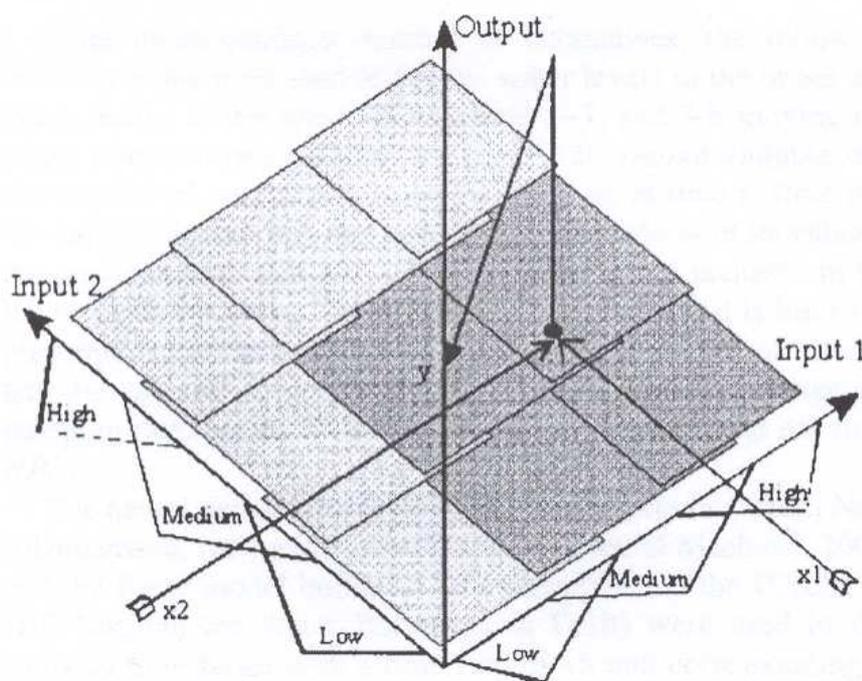


FIG. 3.5: Exemple de fonction d'appartenance, tiré de Abebe et al. (2000).

Le lecteur n'a maintenant plus aucune peine à imaginer les nombreuses applications possibles de la logique floue pour la gestion des aménagements hydrauliques avec réservoirs (régulation). Les plus récents exemples concernent la gestion de réservoirs uniques à buts multiples : Kumar et al. (2001) détermine la production mensuelle à atteindre du réservoir Hirakud en Inde pour l'irrigation et la production hydroélectrique, Jairaj and Vedula (2003) l'utilisation mensuelle du Krishna basin en Inde pour l'irrigation avec un modèle où l'évapo-transpiration potentielle est évaluée de manière floue, et Russel and Campbell (1996) la production hydroélectrique mensuelle d'un réservoir sur la rivière Powell au Canada en fonction des apports et du prix du marché. Shrestha et al. (1996) présente dans son article de référence un système d'aide à la décision pour le Tenkiller Lake en Oklahoma, où la production journalière doit satisfaire des objectifs multiples (production

hydroélectrique, irrigation, protection contre les crues et navigation) en fonction des entrées que sont les apports dans la retenue, son niveau actuel, le mois et la demande énergétique prévue. D'autres applications de la logique floue dans ce domaine ont été reportées par Cancelliere et al. (2005), où les rejets journaliers du réservoir de Pozzillo en Italie pour l'irrigation sont évalués par combinaison linéaire des sorties d'un moteur d'inférences de type *fuzzy*. Lobbrecht et al. (2005) a utilisé la logique floue pour l'optimisation du pompage de multiples polders de manière similaire à un ANN pour produire les mêmes résultats que par *DP*, mais plus rapidement (figure 3.5). Enfin, Karaboga et al. (2004) a comparé un système *fuzzy* à des règles rigides et un système classique de contrôle d'écart pour la gestion horaire du réservoir Catalan en Turquie. Malheureusement, peu ou pas d'exemples de systèmes d'aide à la décision pour des réservoirs multiples existent. En bref, voici donc les principales spécificités des méthodes de logique floue :

- intégration possible d'informations de mauvaise qualité ou difficilement quantifiables
- rapidité de calcul
- nécessité des jeux de données d'entraînement et de validation
- ne nécessite pas d'hypothèse sur les données d'entrée (distribution)
- expertise nécessaire pour le choix de la structure du modèle
- développement du modèle compliqué et non généralisable

3.7.4 Systèmes experts

Certaines des méthodes décrites plus haut sont parfois assimilées aux systèmes experts (*expert systems* - ES), en particulier les ANN et la logique floue. Dans ce mémoire, le mot système expert sera toutefois seulement attribué à deux technologies bien particulières : les systèmes à cas (*case-based*, par exemple le moteur de recherche *Google*) et les systèmes à règles (*rule-based*).

Un système expert fonctionne selon le schéma présenté à la figure 3.6. Il nécessite une base de connaissances constituée directement de différents cas référencés (*case-based*) ou de règles déterminées à l'avance (*rule-based*, dont le célèbre MYCIN développé en 1974 pour le diagnostic d'infections sanguines) déduites d'une analyse des cas. Ainsi, le système expert tentera de reproduire le raisonnement d'un humain (cognition) et devra de plus être capable de le justifier.

Pour développer un système expert, il est nécessaire de disposer d'une importante base de données de cas, comportant également des cas relativement extrêmes afin de disposer d'un spectre aussi large que possible de situations décrites. Dans le cas des aménagements à accumulation, un outil de simulation fera généralement l'affaire et permettra la génération de suffisamment de situations. Ainsi, Ahmad and Simonovic (2000) ont développé un système d'aide à la décision pour l'optimisation des lâchers d'eau à la retenue de Shellmouth au Canada pour la protection contre les crues. Ce modèle se constitue d'un outil de simulation basé sur une approche de dynamique des système, qui est utilisé pour la création des règles de gestion du réservoir. L'avantage de ce système est que ces règles sont explicites et donc aisément communicables aux opérateurs. Le même auteur a proposé un an plus tard un "système intelligent de gestion des crues" (Ahmad and Simonovic, 2001) qui propose des stratégies de planification de mesures de protection contre les crues incluant la construction de digues, de dérivations, de réservoirs, de zones d'épanchement et de changements d'affectation. Les entrées vont des caractéristiques hydrologiques, morphologiques et géotechniques du bassin versant à la géométrie du cours d'eau et aux coûts de construction des ouvrages.

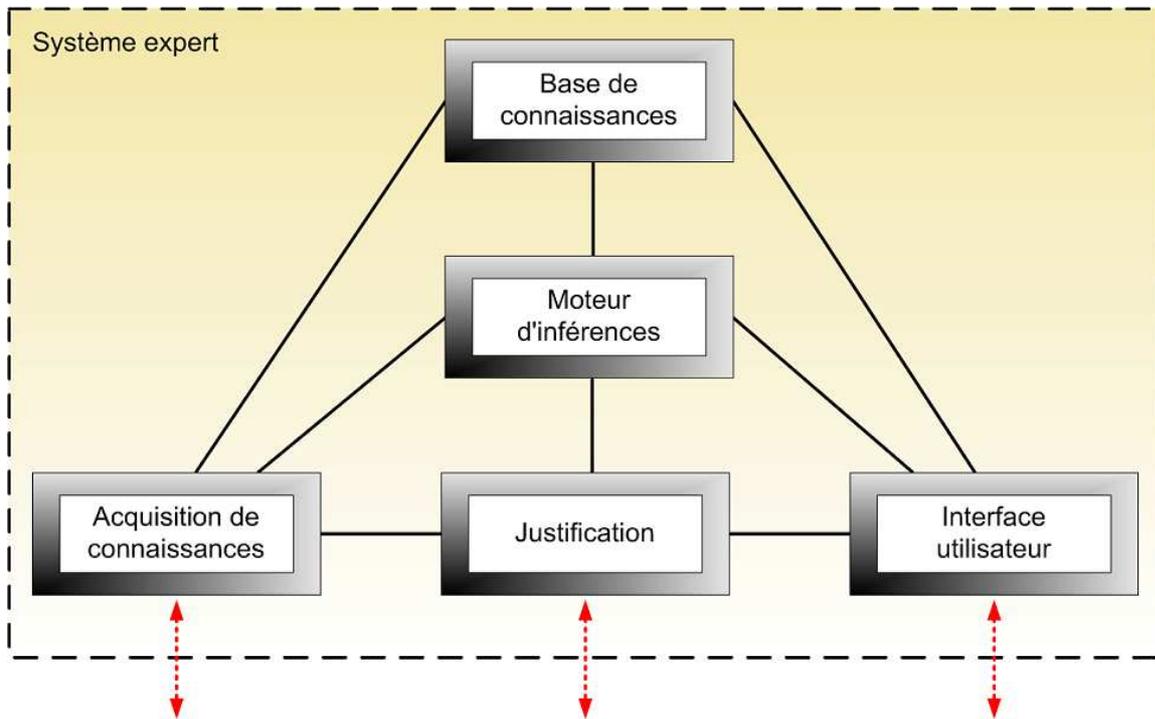


FIG. 3.6: Schéma de fonctionnement d'un système expert.

Au travers de règles heuristiques, le modèle fournit une analyse financière des mesures ainsi qu'une recommandation finale sur les mesures à mettre en oeuvre. Il est délicat de choisir les meilleures règles lorsqu'il s'agit de la gestion d'une retenue. Cette recherche, appelée parfois découverte de connaissance, reconnaissance ou en anglais *data mining* fait aussi l'objet de développements. Une approche en arbre de décision a été décrite par Bessler et al. (2003) et donne les différents niveaux seuils pour la production de débit mensuel d'irrigation en fonction de l'apport dans la retenue et de la période. Cette technique permet également de retrouver explicitement les raisons de la décision.

Une application de systèmes experts à grande échelle a été présentée par Cheng and Chau (2004) au travers d'un outil de prévision-simulation-optimisation de 60 barrages sur le fleuve Yangtze en Chine. León et al. (2000) a développé un modèle pour la gestion en temps réel du réseau d'eau potable de Séville en Espagne. Les objectifs sont la satisfaction de la demande au moindre coût de pompage, atteints à l'aide de quelques 500 règles. Il est enfin possible de mentionner la méthode des analogues, présentée au chapitre 2 en tant que système expert *case-based*. Cette méthode est toutefois employée pour la prévision des crues et non pour l'optimisation d'un réservoir.

Les principales caractéristiques des systèmes experts peuvent se résumer ainsi :

- besoin d'une base de connaissances fournie
- difficulté de déduire automatiquement les règles du moteur d'inférences
- peu ou pas d'exemples de systèmes experts pour l'optimisation de systèmes à plusieurs réservoirs
- grand confort d'utilisation
- résultats justifiés explicitement par description des règles utilisées

3.8 Autres méthodes dédiées

Il est parfois difficile de classer les modèles d'optimisation dans une catégorie bien précise. Des modèles hybrides et des combinaisons de modèles sont maintenant développés grâce aux nouvelles capacités informatiques. Le niveau de conceptualisation et de simplification requis a diminué et les approches de type simulation-optimisation se sont largement développées (Stam et al., 1998). Toutefois, d'autres modèles simplifiant judicieusement le problème valent le détour et proposent des alternatives efficaces aux programmes informatiques complexes. Ces derniers modèles sont surtout efficaces pour la résolution de problèmes où les méthodes mentionnées dans ce chapitre sont plutôt lourdes et peu flexibles. Il s'agit essentiellement des problèmes de contrôle en temps réel pour la protection contre les crues ou la production hydroélectrique pour le marché ouvert, où les objectifs à long terme ne sont pas considérés.

Karbowski et al. (2005) ont développé un outil hybride analytique et *rule-based* pour le contrôle d'un réservoir de protection contre les crues. Plusieurs scénarios de débits entrants 120 heures à l'avance sont considérés et une approche bayésienne permet de déterminer la vidange préventive appropriée. Celle-ci évitera en effet qu'une erreur sur la prévision de débit conduise à des manoeuvres péjorant la situation. Des règles d'expert sont ensuite utilisées et permettent encore de limiter les dégâts créés par de trop forts lâchers d'eau. Ces règles portent d'abord sur le choix des probabilités associées aux débits prévus, puis sur les valeurs relatives à la capacité des cours d'eau à l'aval.

La méthode du *preemptive goal programming* (GP) est une combinaison d'algorithmes LP et de règles dans le choix des objectifs à atteindre, formalisée par Charnes and Cooper (1961). Il s'agit de déterminer des objectifs prioritaires à atteindre qui, une fois atteints, deviennent des contraintes du problème d'optimisation pour les objectifs suivants. Des applications ont été reportés par Yeh et al. (1979) pour l'optimisation de la production hydroélectrique horaire de plusieurs aménagements du Central Valley Project en Californie. Can and Houck (1984) ont proposé une approche similaire pour l'exploitation de 4 aménagements à buts multiples sur le Green River au Kentucky sur un horizon de 1 à 3 jours. Finalement, Eschenbach et al. (2001) a publié une application du GP pour l'exploitation hebdomadaire des retenues de la Tennessee Valley (pas de temps de 6 heures). Cette approche présente deux défauts :

- la solution optimale d'un objectif prioritaire doit être multiple
- le risque existe de se priver de solutions alternatives améliorant significativement les objectifs secondaires

Si la hiérarchisation entre objectifs apparaît clairement, cette méthode permet de diminuer le nombre de calculs nécessaires de manière drastique.

3.9 Commentaires

L'étude des méthodes d'optimisation existantes révèle leur multitude, leur variété et leurs compétences particulières. Comme pour les modèles de prévision, il est possible de tenter un classement de ces techniques de gestion des aménagements à accumulation en fonction des objectifs visés et de l'horizon temporel de calcul (figure 3.7).

La nature stochastique des problèmes d'exploitation des retenues provient essentiellement de l'hydrologie et du marché de l'électricité. En effet, les variables liées aux prévisions de débit

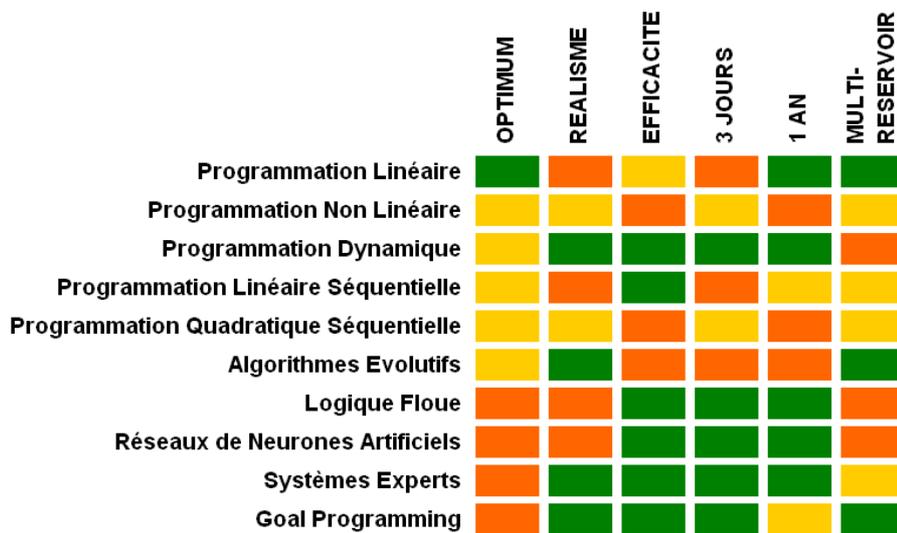


FIG. 3.7: Performance relative des méthodes d'optimisation de la gestion des aménagements à accumulation, selon l'auteur. *foncé* : approprié ; *moyen* : possible ; *clair* : déconseillé

entrant dans les retenues et de la demande en électricité sont soumises à une importante incertitude. Leur prise en compte de manière déterministe peut donc se révéler dangereuse et même si certaines méthodes d'optimisation permettent de minimiser ce risque, la plupart d'entre elles ne le considèrent pas explicitement (Philbrick and Kitanidis, 1999).

Les conditions théoriquement nécessaires garantissant l'optimisation déterministe d'un système de réservoirs suivent le principe de certitude équivalente (*certainty equivalent problem*) et sont les suivantes :

- les fonctions de coût sont quadratiques
- la dynamique du système est linéaire
- pas de contraintes sous forme d'inégalité
- les entrées sont indépendantes et normalement distribuées

En général, les problèmes d'optimisation des systèmes de réservoirs ne respectent pas ces conditions. Les fonctions de coût des dégâts comportent souvent plusieurs seuils, la dynamique hydrologique lors des crues n'est pas linéaire, les contraintes sont de tous types et la distribution statistique des événements extrêmes n'est jamais normale mais suit des lois différentes. Seuls les problèmes dont l'objectif prioritaire est la production hydroélectrique sont certainement équivalents. Se basant sur un système théorique simple de quatre réservoirs en parallèle et en série, Philbrick and Kitanidis (1999) ont montré les limites de l'utilisation d'une prévision de débit déterministe. Il est ainsi préférable d'utiliser des scénarios de débit entrant permettant de mettre en relation les coûts et les bénéfices de plusieurs stratégies avant de déterminer lesquelles employer.

Pour conclure cette analyse, il peut être utile de rappeler qu'il n'existe pour l'instant aucune méthode d'optimisation idéale et universelle. Avant d'opter pour l'une ou l'autre d'entre elles, il est nécessaire de déterminer les objectifs de l'optimisation, la précision de modélisation requise ainsi que l'étendue et le comportement général du système à optimiser. Ces éléments seront autant d'informations facilitant le choix de l'option la plus judicieuse.

Dans le cadre de ce projet de recherche, des problèmes spécifiques se posent. Tout d'abord, la nature du problème est hautement non-linéaire. Ensuite, seules peu de données d'appren-

tissage sont disponibles, car les crues sont rares. De plus, il serait opportun de garder une certaine transparence dans le modèle d'optimisation afin de pouvoir le vérifier, lui assurer une crédibilité suffisante auprès des utilisateurs finaux et l'adapter à la situation réelle. Enfin, il doit permettre de fournir rapidement une solution de bonne qualité en raison car le temps passe très vite en situation de crise. Ces différentes contraintes ont donc orienté l'auteur vers des solutions de type système expert et goal programming qui seront décrites en détail dans le chapitre 6.

4 Modèle hydrologique semi-distribué

4.1 Remarques préliminaires

Comme mentionné dans le chapitre 1, ce travail de recherche porte sur la modélisation et la gestion d'un bassin versant alpin lors des crues, et s'inscrit dans le cadre du projet *MINERVE* dont les objectifs sont le développement d'un modèle de prévision de crue et de gestion des aménagements hydroélectriques du bassin versant du Rhône à l'amont du lac Léman. Les outils et méthodes mis au point pour ce projet ont été orientées de manière à présenter un fonctionnement optimal pour cette région particulière. Ils sont cependant applicables à d'autres régions ayant des caractéristiques similaires. Les méthodes développées n'ont donc pas la prétention d'avoir un caractère universel : c'est le cas, en particulier, des modèles hydrologiques qui ont été développés pour reproduire les processus spécifiques de bassins versants alpins ayant une forte composante de fonte de neige et de glace.

La modélisation hydrologique n'était pas l'objectif premier du travail de recherche décrit ici. Il s'agit toutefois d'un élément essentiel pour le développement d'un outil de gestion des aménagements hydroélectriques lors des crues. Les concepts de modélisation hydrologique n'ont pas été créés par l'auteur, mais par des chercheurs du Laboratoire d'Hydrologie et Aménagements (HYDRAM) de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Ils sont toutefois présentés en détail dans ce chapitre afin de permettre au lecteur d'en comprendre les spécificités. Ils ont été exploités par l'auteur et appliqués au bassin versant étudié, à la suite d'un long travail de création des bases de données des caractéristiques du bassin versant, de construction du modèle hydrologique semi-distribué, de calage et de validation des paramètres. Autres travaux importants décrits dans ce chapitre, l'adaptation des outils et le développement des méthodes de spatialisation des variables météorologiques pour la prévision hydrologique, ont été réalisés par Javier Garcia Hernandez au sein du Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH) dans le cadre d'un travail de master, avec l'aide de l'auteur.

Enfin, la construction du modèle hydrologique a été rendue possible grâce au développement d'un logiciel dédié par Jérôme Dubois pour le compte du LCH et du bureau HydroCosmos SA. Ce programme appelé *Routing System II* a été codé en *Microsoft VB.NET* et amélioré au cours des années 2004 à 2006 (Dubois, 2005).

Ce chapitre présente d'abord le concept de modélisation hydrologique semi-distribuée, le fonctionnement du modèle construit et son flux d'informations, les méthodes de spatialisation des variables météorologiques, la procédure de calage et de validation du modèle ainsi que la performance obtenue. Finalement, une procédure de mise à jour des variables d'état du modèle hydrologique est présentée.

4.2 Concept de modélisation hydrologique

Le concept de modélisation semi-distribuée a été choisi pour sa flexibilité et son niveau de détail permettant la modélisation simultanée d'éléments naturels et artificiels. En effet, il était nécessaire de réaliser un modèle dont le comportement pouvait s'adapter aux différentes régions, aux différents processus hydrologiques locaux et aux aménagements hydrauliques présents sur le bassin versant. Il devait également permettre des modifications ultérieures sans remettre en cause la construction et le paramétrage initial du modèle.

4.2.1 Modélisation semi-distribuée

Quelques uns des nombreux types de modèles hydrologiques ont été présentés au chapitre 2. Parmi ceux-ci, les modèles conceptuels tentent de représenter les processus hydrologiques, en se permettant cependant certaines simplifications. Les modèles conceptuels peuvent être exploités à différentes échelles, avec un modèle hydrologique pour un grand bassin versant ou pour chaque pixel d'un modèle spatialement distribué. La situation intermédiaire a été choisie dans ce projet et justifie l'appellation de modélisation semi-distribuée.

Le bassin versant est ainsi divisé en entités hydrologiques homogènes plus petites selon la morphologie du terrain et le réseau hydrographique. Ce découpage doit également tenir compte des ouvrages hydrauliques d'importance à modéliser. Il est ainsi possible d'attribuer des paramètres différents aux sous-bassins versants déterminés et donc de varier le comportement du modèle en fonction des régions qu'il représente.

Enfin, la prise en compte des processus hydrologiques liés à la température est primordiale sur un terrain montagneux avec une forte proportion de glaciers et un enneigement hivernal important. Les sous-bassins versants ont donc été divisés en bandes d'altitude qui sont autant de modèles hydrologiques avec leur paramétrage propre.

Un bassin versant de plusieurs milliers de km^2 se retrouve finalement divisé en dizaines de sous-bassins versants. Si les différences d'altitude entre sommet et exutoire de chaque sous-bassin sont fortes, ce nombre augmente et le modèle complet se compose alors de centaines de sous-modèles hydrologiques. Cela permet toutefois de conserver un certain contrôle des paramètres, au contraire d'un modèle distribué où le nombre de sous-modèles est supérieur d'un ordre de grandeur au moins et où le paramétrage doit être réalisé automatiquement.

4.2.2 Concept hydrologique

Pour représenter le plus fidèlement possible les processus d'accumulation et de fonte de neige, de fonte de glace, d'infiltration et de ruissellement de surface, différents types de modèles en réservoirs ont été développés, qui permettent le fonctionnement du modèle en *simulation continue*. Cela signifie que le modèle n'est pas uniquement apte à reproduire des événements particuliers, mais qu'il résiste à une simulation multi-annuelle en continu. Les différentes variables produisent donc des cycles journaliers, saisonniers ou annuels selon leurs particularités, en n'étant initialisées qu'une seule fois au début de la simulation.

Le concept hydrologique se base sur le modèle SOCONT développé à l'HYDRAM dans le cadre d'un projet d'estimation des crues extrêmes du Rhône en Valais appelé CONSECRU (Bérod and Consuegra, 1995; Consuegra et al., 1998). Le concept hydrologique a été étendu

(Schäfli et al., 2005; Hamdi et al., 2003, 2004, 2005a) et se nomme maintenant GSM-SOCONT (Glacier Snow Melt - Soil CONTRIBUTION model). Ce modèle a été utilisé lors du projet européen SWURVE pour l'estimation de l'impact des changements climatiques dans les Alpes. Il a été appliqué à la prévision des apports dans la retenue de Mauvoisin en Valais (Schäfli, 2005). GSM-SOCONT a également été employé lors du projet CONSECRU2 (Hingray et al., 2006) pour l'établissement des débits de projet de la Troisième Correction du Rhône, et enfin dans le cadre du projet MINERVE présenté ici.

Selon le concept de modélisation semi-distribuée avec GSM-SOCONT, les données d'entrée (variables météorologiques) sont des précipitations, des températures et des valeurs d'évapotranspiration potentielle (ETP) et les variables de sortie sont des débits. Chaque bande d'altitude est une entité hydrologique avec ses entrées et sorties propres, qui peuvent être soit glaciaires soit non-glaciaires (figure 4.1).

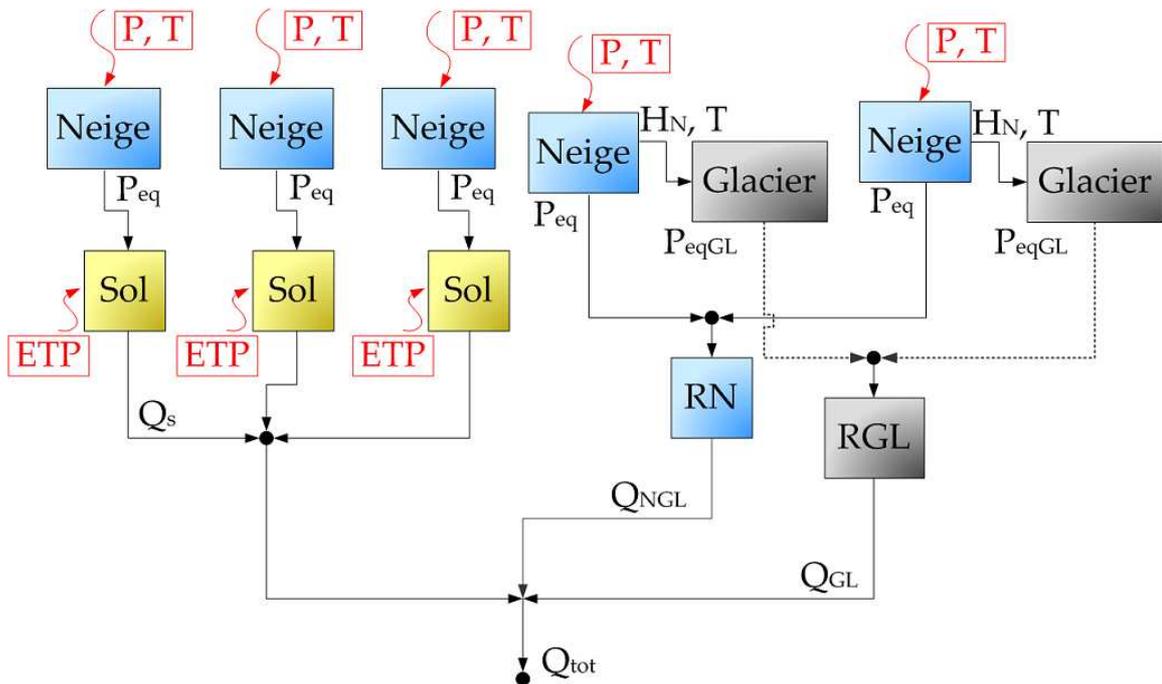


FIG. 4.1: Concept du modèle semi-distribué GSM-SOCONT. Exemple d'un sous-bassin versant avec 3 bandes d'altitude glaciaires et 2 bandes non-glaciaires.

Dans le cas glaciaire, un modèle de fonte de neige (*Neige*) reçoit en entrée les variables météorologiques des précipitations P et des températures T . Il est connecté en série à un modèle de fonte glaciaire (*Glacier*). La pluie équivalente P_{eq} produite par la fonte de neige est transférée au réservoir linéaire de neige *RN* qui produit un débit de fonte de neige Q_{NGL} . Si la hauteur de neige H_N sur le glacier est nulle, le modèle de fonte de glace produit une pluie équivalente glaciaire P_{eqGL} acheminée vers le réservoir linéaire de glace *RGL*. Ce dernier fournit le débit de fonte glaciaire Q_{GL} .

Dans le cas non-glaciaire, le modèle de fonte de neige transfère la pluie équivalente P_{eq} au réservoir-sol (*Sol*). Ce dernier accepte également en entrée l'ETP et fournit à l'exutoire le débit Q_s , somme d'une composante d'infiltration et de ruissellement de surface. Finalement, le débit à l'exutoire de la bande d'altitude Q_{tot} est la somme de Q_s , Q_{NGL} et Q_{GL} .

4.3 Modèles hydrologiques conceptuels

4.3.1 Modèle de fonte de neige

Le modèle de fonte de neige accepte en entrée les précipitations brutes P et la température T , et il fournit en sortie une pluie équivalente P_{eq} . Le modèle est composé de deux réservoirs (figure 4.2), dont le premier représente le stock de neige et le deuxième le contenu en eau de la neige. Les deux réservoirs sont exprimés en équivalent-eau, ce qui signifie que la densité de la neige est supposée égale à celle de l'eau.

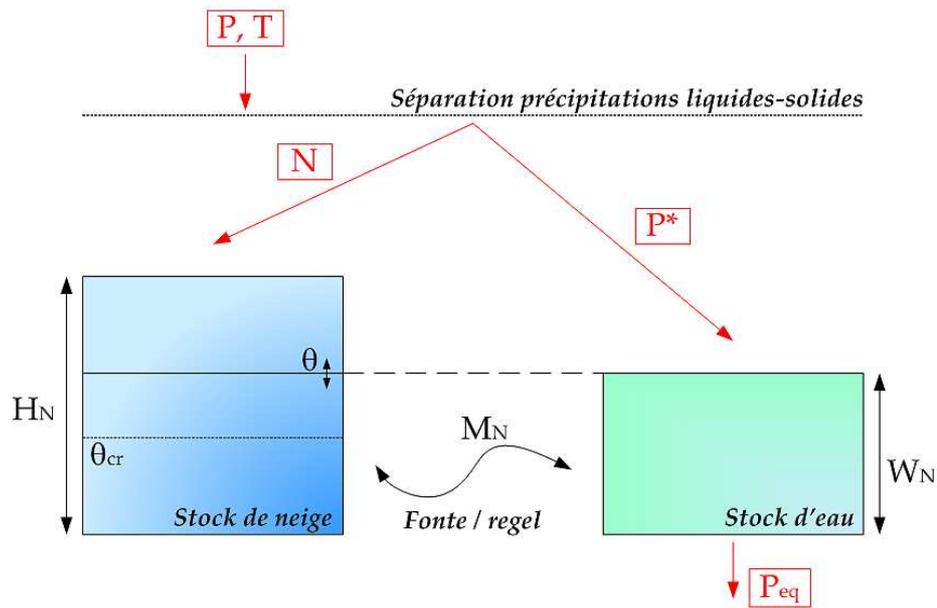


FIG. 4.2: Modèle de fonte de neige avec ses deux réservoirs.

Avant d'être introduite dans le modèle, la précipitation brute doit être séparée en une partie liquide P^* (pluie) et une autre solide N (neige). Cette opération est réalisée par une relation tri-linéaire entre la température de l'air et la proportion liquide de la précipitation totale α (équ. 4.1 et 4.2).

$$P^* = \alpha \cdot P \quad (4.1)$$

$$N = (1 - \alpha) \cdot P \quad (4.2)$$

Le facteur α se calcule en fonction des températures critiques inférieure T_{cp1} et supérieure T_{cp2} de séparation pluie-neige (équ. 4.3).

$$\begin{cases} \alpha = 0 & \text{si } T \leq T_{cp1} \\ \alpha = \frac{T - T_{cp1}}{T_{cp2} - T_{cp1}} & \text{si } T_{cp1} < T < T_{cp2} \\ \alpha = 1 & \text{si } T \geq T_{cp2} \end{cases} \quad (4.3)$$

La précipitation solide N vient directement fournir le stock de neige H_N . Le bilan du réservoir de neige est ainsi contrôlé par cet apport et l'intensité de fonte ou de regel vers le

réservoir d'eau dans la neige M_N (équ. 4.4). Bien entendu, la fonte ne peut être supérieure au stock initial, et le regel ne peut être supérieur à la quantité d'eau dans la neige W_N .

$$\begin{cases} dH_N/dt = N - M_N \\ M_N \leq N + H_N/dt \\ M_N \geq -W_N/dt \end{cases} \quad (4.4)$$

L'intensité de fonte ou de regel M_N est évaluée selon le principe du degré-jour et est proportionnelle à la différence entre la température de l'air T et la température critique de fusion de la neige T_{cr} (équ. 4.5). En cas de pluie, l'intensité de fonte de neige est augmentée d'un facteur b_p pour tenir compte de la chaleur apportée par la pluie ainsi que du rayonnement solaire diffus supplémentaire réfléchi par l'atmosphère.

$$\begin{cases} M_N = A_N \cdot (1 + b_p \cdot P^*) \cdot (T - T_{cr}) & \text{si } T \geq T_{cr} \\ M_N = -A_N \cdot (T - T_{cr}) & \text{si } T < T_{cr} \end{cases} \quad (4.5)$$

C'est le réservoir d'eau dans la neige qui contrôle finalement la production de pluie équivalente P_{eq} en fonction du stock de neige, de sa saturation et de son coefficient de vidange. Soit θ la part d'eau dans la neige (équ. 4.6) :

$$\theta = W_N/H_N \quad (4.6)$$

La pluie équivalente se calcule comme suit (équ. 4.7) :

$$\begin{cases} P_{eq} = P^* + W_N/dt & \text{si } H_N = 0 \\ P_{eq} = 0 & \text{si } H_N > 0 \text{ et } \theta < \theta_{cr} \\ P_{eq} = 1/K_f \cdot (\theta - \theta_{cr}) \cdot H_N/dt & \text{si } H_N > 0 \text{ et } \theta \geq \theta_{cr} \end{cases} \quad (4.7)$$

Finalement, le bilan du réservoir d'eau dans la neige peut être effectué (équ. 4.8) :

$$dW_N/dt = P^* + M_N - P_{eq} \quad (4.8)$$

4.3.2 Réservoir linéaire de neige

Le réservoir linéaire de neige fonctionne sur une bande glaciaire uniquement et transforme la pluie équivalente produite par le modèle de neige en débit de neige sur glace Q_{NGL} . Il permet d'amortir le signal de pluie équivalente qui est relativement nerveux. Le bilan du réservoir linéaire se calcule selon l'équation 4.9 :

$$dh_{NGL}/dt = P_{eq} - h_{NGL}/K_N \quad (4.9)$$

h_{NGL} est le niveau du réservoir linéaire de neige et K_N sa constante de vidange. Le débit sortant du réservoir linéaire de neige se calcule à l'aide de la surface de la bande glaciaire S_{GL} (équ. 4.10) :

$$Q_{NGL} = S_{GL} \cdot h_{NGL}/K_N \quad (4.10)$$

Les comportements du modèle de neige et du réservoir linéaire sont illustrés à la figure 4.3 avec l'exemple d'une bande d'altitude glaciaire du bassin versant d'Aletsch située à 2200 m. L'intensité brute des précipitations, la température et la pluie équivalente du 1.10.1999 au 31.12.2000 sont présentés en-haut, tandis qu'en-bas se trouvent l'évolution du stock de neige et le débit sortant du réservoir linéaire. En hiver, lorsque les températures T sont inférieures à 0 °C, les précipitations brutes P servent à constituer le stock de neige H_N . Dans l'exemple présenté, le stock maximal atteint 0.50 m en équivalent-eau à la fin avril, ce qui représente une hauteur réelle de neige de 3 m pour une densité de 0.166. La hausse des températures en mai engendre la fonte du stock en 3 semaines environ et produit une importante précipitation équivalente P_{eq} atteignant 3 mm/h. Cette précipitation équivalente est amortie par le réservoir linéaire de neige qui produit au plus fort de la période de fonte un débit Q_{NGL} de 2.5 m³/s pour une surface de 6 km². Le faible débit estival est produit par les précipitations uniquement car le stock de neige est nul. De plus, la composante de fonte glaciaire provenant du réservoir linéaire de glace n'est pas considérée dans cet exemple. Enfin, la crue du 15.10.2000 provoque un débit de 2.6 m³/s qui n'est dû dans cet exemple qu'à la précipitation.

4.3.3 Modèle de fonte glaciaire

Le modèle de fonte glaciaire simule la fonte estivale des glaciers par un modèle de type degré-jour sans conservation de la masse, pour autant qu'il n'y ait pas de neige sur la bande d'altitude glaciaire considérée ($H_N = 0$). Une pluie équivalente glaciaire P_{eqGL} est produite en fonction de la température et de la présence de neige (équ. 4.11) :

$$\begin{cases} P_{eqGL} = A_{GL} \cdot (T - T_{cr}) & \text{si } T > T_{cr} \text{ et } H_N = 0 \\ P_{eqGL} = 0 & \text{si } T \leq T_{cr} \text{ ou } H_N > 0 \end{cases} \quad (4.11)$$

Cette pluie équivalente de glace est acheminée vers un réservoir linéaire de glace fonctionnant selon le même principe que le réservoir linéaire de neige.

4.3.4 Réservoir linéaire de glace

Le bilan du réservoir linéaire de glace se calcule comme suit (équ. 4.12) :

$$dh_{GL}/dt = P_{eqGL} - h_{GL}/K_{GL} \quad (4.12)$$

h_{GL} est le niveau du réservoir linéaire de neige et K_{GL} sa constante de vidange. Le débit sortant du réservoir linéaire de glace se calcule directement par l'équation 4.13 :

$$Q_{GL} = S_{GL} \cdot h_{GL}/K_{GL} \quad (4.13)$$

4.3.5 Réservoir-sol : modèle SOCONT

L'écoulement dans le sol est simulé par le modèle SOCONT et ses deux réservoirs GR3 et SWMM. Les entrées du modèle sont la précipitation liquide P^* ou la pluie équivalente P_{eq}

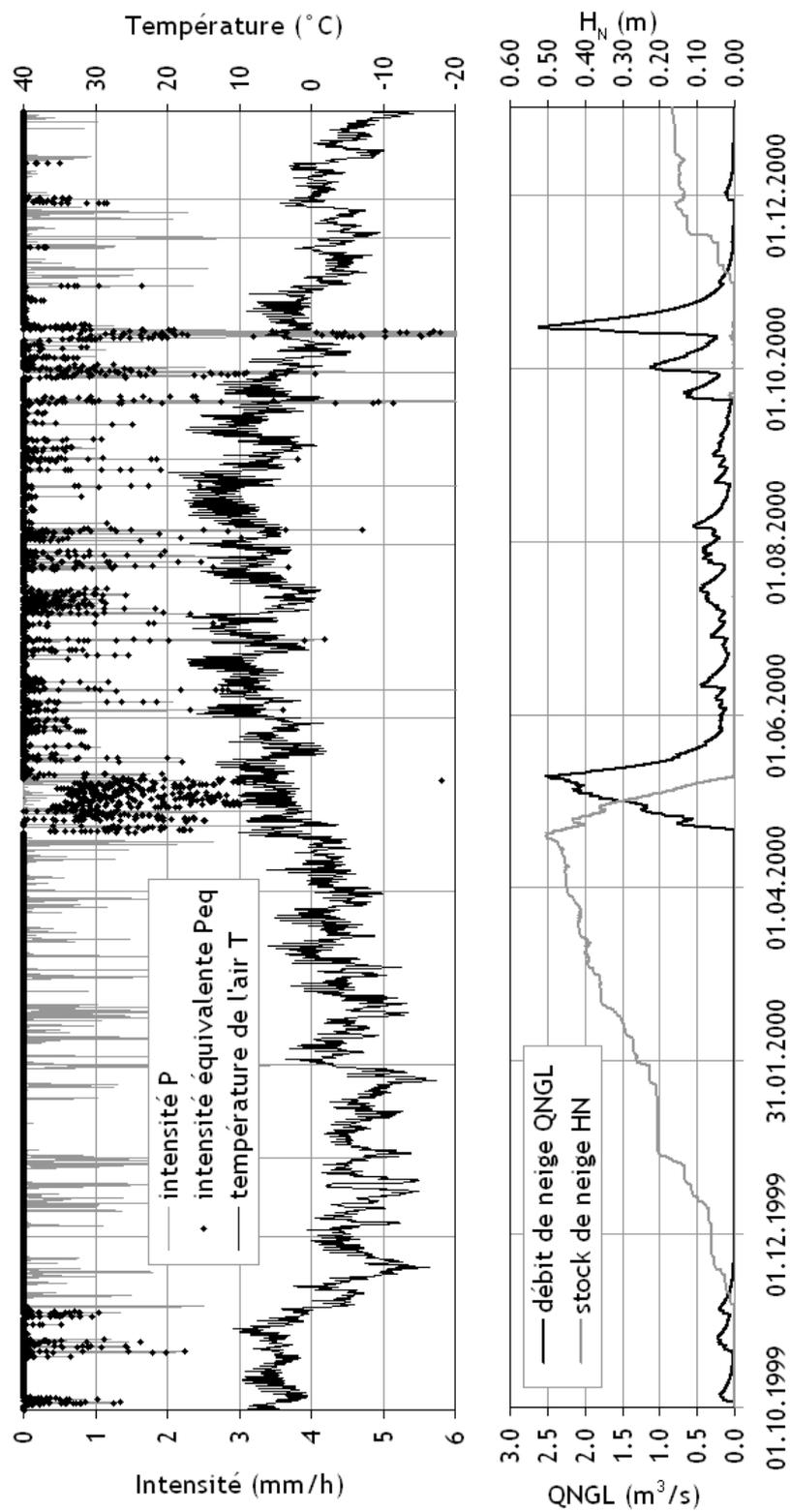


FIG. 4.3: Comportement annuel du modèle de neige : exemple d'une bande d'altitude glaciaire du bassin versant d'Aletsch située à 2200 m.

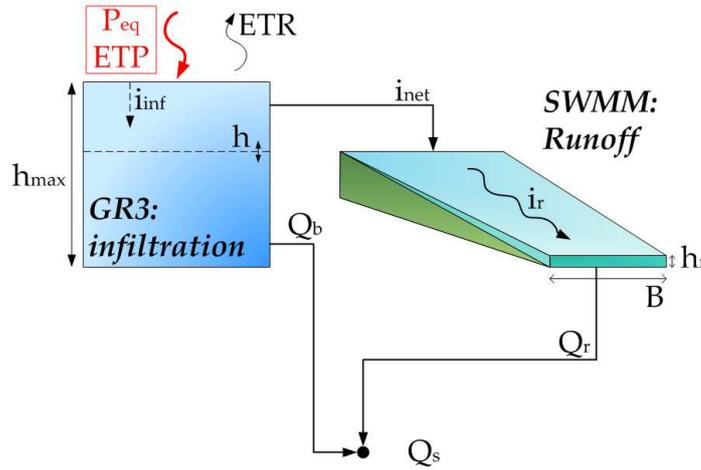


FIG. 4.4: Modèle SOCONT et ses deux réservoirs GR3 et SWMM.

ainsi que l'ETP, alors que la sortie du modèle est un débit Q_s , somme du débit de base de GR3 Q_b et du runoff produit par SWMM Q_r (figure 4.4).

L'infiltration i_{inf} se calcule en fonction de la saturation du réservoir GR3 (équ. 4.14) :

$$\begin{cases} i_{inf} = P_{eq} \cdot (1 - h/h_{max}) & \text{si } h < h_{max} \\ i_{inf} = 0 & \text{si } h \geq h_{max} \end{cases} \quad (4.14)$$

h est le niveau dans le réservoir GR3 et h_{max} sa capacité de rétention. L'évapo-transpiration réelle ETR se calcule en fonction de la saturation en eau du sol et de l'ETP (équ. 4.15) :

$$\begin{cases} ETR = ETP \cdot h/h_{max}^{1/2} & \text{si } h < h_{max} \\ ETR = ETP & \text{si } h \geq h_{max} \end{cases} \quad (4.15)$$

Le débit de base s'obtient par une relation de vidange fonction d'une constante k et de la surface de la bande non-glaciaire S (équ. 4.16) :

$$Q_b = S \cdot h/k \quad (4.16)$$

Finalement, le bilan du réservoir GR3 est effectué par l'équation 4.17 :

$$dh/dt = i_{inf} - ETR - Q_b/S \quad (4.17)$$

L'intensité nette i_{net} est la part de pluie brute non infiltrée (équ. 4.18) :

$$i_{net} = P_{eq} - i_{inf} \quad (4.18)$$

L'intensité nette est transformée en débit ruisselé Q_r dans le réservoir SWMM après un calcul de rétention sur un plan incliné (équ. 4.19, 4.20 et 4.21). h_r est la hauteur d'eau à l'aval du plan et i_r l'intensité nette à l'exutoire du plan (figure 4.4).

$$dh_r/dt = i_{net} - i_r \quad (4.19)$$

$$i_r = K_s \cdot J_0 \cdot h_r^{5/3} \cdot B/S \quad (4.20)$$

$$Q_r = i_r \cdot S \quad (4.21)$$

où K_s est le coefficient de rugosité selon Strickler, J_0 la pente du plan incliné et B la largeur du plan. Finalement, le débit sortant du réservoir-sol est la somme des contributions de GR3 et SWMM (équ. 4.22) :

$$Q_s = Q_b + Q_r \quad (4.22)$$

4.3.6 Transfert de débit dans un cours d'eau

La fonction de transfert est un élément indispensable de la modélisation hydrologique semi-distribuée. En effet, le transfert des débits d'un sous-bassin versant vers l'aval se produit dans la nature grâce aux cours d'eau qui provoquent un décalage temporel et une atténuation de la pointe de l'hydrogramme (effet de routage). Plusieurs modèles de calcul ont ainsi été développés et leurs schémas numériques sont présentés dans ce chapitre.

Modèle de routage hydrodynamique

Le modèle de routage hydrodynamique résout les équations complètes de St-Venant présentées au début du chapitre 2 pour un écoulement unidimensionnel non stationnaire. Les équations complètes de St-Venant qui décrivent le modèle sont à nouveau présentées ici sous une autre forme (équ. 4.23 et 4.24) :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (4.23)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} + g \cdot I_1 \right) = g \cdot A \cdot (J_0 - J_f) + g \cdot I_2 \quad (4.24)$$

où A est la surface mouillée du profil en travers, Q le débit, x l'abscisse curviligne du cours d'eau, g l'accélération terrestre, J_0 la pente de fond du cours d'eau, J_f la pente de frottement, I_1 le coefficient de profil, I_2 le coefficient de variation de la section. L'équation 4.23 exprime la conservation de masse tandis que l'équation 4.24 assure la conservation de la quantité de mouvement. Le terme I_1 tient compte de la forme du profil en travers et se calcule par l'équation 4.25 :

$$I_1 = \int_0^h (h - \eta) \cdot b(\eta) \cdot d\eta \quad (4.25)$$

Le terme b désigne la largeur de la section à la cote η , qui est en fait une variable d'intégration présentée à la figure 4.5.

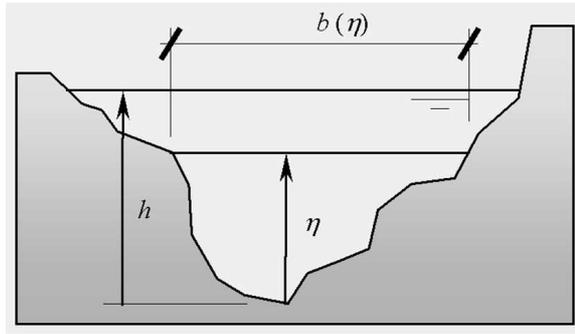


FIG. 4.5: Description schématique des paramètres utilisés dans le calcul de I_1 .

Actuellement le modèle n'est capable de résoudre les équations de St-Venant que pour un profil trapézoïdal tel que présenté à la figure 4.6.

Pour cette section trapézoïdale, l'équation 4.25 devient (équ. 4.26) :

$$I_1 = \frac{B \cdot h^2}{2} + \frac{m \cdot h^3}{3} \quad (4.26)$$

où B est la base de la section trapézoïdale et m le fruit de la section.

La pente de frottement J_f se calcule selon l'équation de Manning-Strickler (équ. 4.27) :

$$J_f = \frac{Q \cdot |Q|}{A^2 \cdot K_s^2 \cdot R_h^{4/3}} \quad (4.27)$$

où R_h est le rayon hydraulique, défini par l'équation 4.28, et où L_p est le périmètre mouillé.

$$R_h = A/L_p \quad (4.28)$$

Le terme I_2 tient compte de la variation de la section le long du cours d'eau. Il est nul dans le cas d'un canal prismatique. D'une manière générale, il s'écrit (équ. 4.29) :

$$I_2 = \int_0^h (h - \eta) \frac{\partial b}{\partial x} \Big|_{h=\eta} \quad (4.29)$$

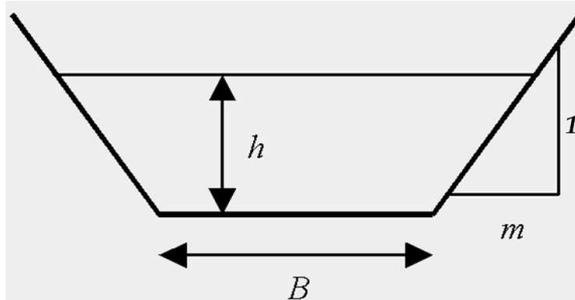


FIG. 4.6: Profil en travers trapézoïdal et ses paramètres descriptifs.

Les équations 4.23 et 4.24 sont résolues ici par la méthode d'Euler de premier ordre. Bien que la stabilité de cette méthode soit mauvaise, son utilisation dans ce projet de recherche est approprié car les pas de temps sont courts (10 min). Pour un canal prismatique, le schéma numérique est le suivant (équ. 4.30 et 4.31) :

$$A_{j+1}^{n+1} = A_{j+1}^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} (Q_{j+1}^n - Q_j^n) \quad (4.30)$$

$$Q_{j+1}^{n+1} = Q_{j+1}^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot \left(\frac{(Q_{j+1}^n)^2}{A_{j+1}^n} - \frac{(Q_j^n)^2}{A_j^n} + g \cdot I_{1,j+1}^n - g \cdot I_{1,j}^n \right) + \Delta t \cdot g \cdot \frac{(A_j^n + A_{j+1}^n)}{2} \cdot J_0 - \Delta t \cdot g \cdot A_{j+1}^n \cdot J_{f,j+1}^n \quad (4.31)$$

où les indices j et $j + 1$ représentent la position dans l'espace, les exposants n et $n + 1$ la position dans le temps.

La philosophie générale de modélisation dans le cadre de ce projet est de ne pas tenir compte de l'influence exercée par l'aval. Lorsque celle-ci est négligeable, ce qui est le cas dans une grande majorité de problèmes de routages de crues, cette hypothèse de calcul reste sans conséquences. Ainsi, la condition limite aval imposée dans le modèle est la hauteur normale. De plus, selon la situation physique à modéliser, certains termes des équations dynamiques complètes peuvent effectivement être négligés pour aboutir à des expressions simplifiées, sans pour autant perdre en qualité, ce qui fait l'objet des deux paragraphes suivants.

Modèle de routage selon Muskingum-Cunge

En négligeant les deux premiers termes de l'équation 4.24, celle-ci devient (équ. 4.32) :

$$\frac{\partial I_1}{\partial x} = A \cdot (J_0 - J_f) + I_2 \quad (4.32)$$

Cette équation correspond à l'approximation de l'onde diffusive. En admettant le canal prismatique (Cunge, 1991), il est possible d'écrire l'équation 4.24 sous la forme (équ. 4.33)

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \left(\frac{Q}{BD} \cdot \frac{dD}{dh} \right) \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{D^2}{2B|Q|} \cdot \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \quad (4.33)$$

où D est la débitance, définie par l'équation 4.34 :

$$Q = D \cdot J_0^{1/2} \quad (4.34)$$

L'équation 4.33 est une équation aux dérivées partielles de type parabolique, représentant la convection et la diffusion de la variable Q . Ainsi, le débit est transporté à une vitesse c (équ. 4.35) et diffusé avec un coefficient de diffusion δ (équ. 4.36) :

$$c = \frac{Q}{BD} \cdot \frac{dD}{dh} \quad (4.35)$$

$$\delta = \frac{D^2}{2B|Q|} \quad (4.36)$$

En faisant encore l'hypothèse d'une relation univoque entre le débit Q et la hauteur d'eau h , l'équation 4.33 se réduit à (équ. 4.37) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \left(\frac{dQ}{dA}\right)_{x_0} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (4.37)$$

Cette équation est appelée "équation de l'onde cinématique". Elle décrit la convection simple du débit à la vitesse c , telle que définie par l'équation 4.35. Elle peut être résolue par le schéma numérique en différences finies suivant (équ. 4.38 à 4.44) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{X(Q_j^{n+1} - Q_j^n) + (1+X)(Q_{j+1}^{n+1} - Q_{j+1}^n)}{\Delta t} \quad (4.38)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{1/2 \cdot (Q_{j+1}^{n+1} - Q_j^{n+1}) + 1/2 \cdot (Q_{j+1}^n - Q_j^n)}{x} \quad (4.39)$$

Appliqué à l'équation 4.37, ce schéma permet d'écrire l'équation 4.40 :

$$\begin{aligned} & \frac{X(Q_j^{n+1} - Q_j^n) + (1+X)(Q_{j+1}^{n+1} - Q_{j+1}^n)}{c\Delta t} + \\ & + \frac{1/2 \cdot (Q_{j+1}^{n+1} - Q_j^{n+1}) + 1/2 \cdot (Q_{j+1}^n - Q_j^n)}{x} = 0 \end{aligned} \quad (4.40)$$

La résolution de cette équation pour l'inconnue Q_{j+1}^{n+1} aboutit à (équ. 4.41) :

$$Q_{j+1}^{n+1} = C_1 Q_j^{n+1} + C_2 Q_j^n + C_3 Q_{j+1}^n \quad (4.41)$$

où on applique :

$$\begin{aligned} C_1 &= -\frac{KX - \Delta t/2}{K(1-X) + \Delta t/2} \\ C_2 &= -\frac{KX + \Delta t/2}{K(1-X) + \Delta t/2} \\ C_3 &= -\frac{K(1-X) - \Delta t/2}{K(1-X) + \Delta t/2} \end{aligned} \quad (4.42)$$

avec :

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad (4.43)$$

$$c = \frac{Q_{j+1}^n - Q_j^n}{A_{j+1}^n - A_j^n} \quad (4.44)$$

L'hydraulicien reconnaît ici la formule de Muskingum, du nom de la rivière des Etats Unis sur laquelle cette méthode a été appliquée pour la première fois. Ainsi, la méthode Muskingum représente une approximation en différences finies de l'équation de l'onde cinématique. Ceci n'est qu'une apparence car en fait, en développant les termes de l'équation 4.40 en série de Taylor autour du point (j, n) , en admettant que $\Delta x / \Delta t = c$ et en négligeant les termes du deuxième ordre et supérieur, cette équation peut être écrite sous la forme (équ. 4.45 et 4.46) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} - c \cdot B \cdot \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \quad (4.45)$$

$$B = \Delta x \cdot (1/2 - X) \quad (4.46)$$

Il ressort de cette analyse, proposée par Cunge (1969), que l'équation de Muskingum est une écriture en différences finies de l'équation de l'onde diffusive (équ. 4.33) à condition de poser correctement la valeur des paramètres K et X . K est défini par l'équation 4.43 et X doit s'écrire, en utilisation la définition de la célérité c (équ. 4.44) selon l'équation 4.47 :

$$X = 1/2 - \frac{D^3}{2\Delta x \cdot |Q| \cdot Q \frac{dD}{dh}} \quad (4.47)$$

Modèle de routage par onde cinématique

Le modèle de l'onde cinématique est le modèle de routage le plus simple. Les termes d'inertie et de pression des équations complètes de St-Venant sont négligés. Par conséquent, l'hypothèse cinématique postule que les forces de gravité sont identiques, mais de signe opposé, aux forces de frottement. En clair, cela signifie que la pente de frottement est supposée égale à la pente de fond. Cela implique qu'il existe une relation unique entre le débit et la hauteur d'eau, à savoir la hauteur normale. L'équation de l'onde cinématique s'écrit donc (équ. 4.48) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \left(\frac{dQ}{dA} \right)_{x_0} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (4.48)$$

Il s'agit d'une équation de convection simple qui indique que le débit Q est transporté vers l'aval avec une célérité c qui vaut (équ. 4.49) :

$$c = \frac{\partial Q}{\partial A} \quad (4.49)$$

Ce modèle très simple transporte à la vitesse c chaque point de l'hydrogramme amont jusqu'à l'aval du cours d'eau. Puisqu'il n'apparaît plus de terme diffusif dans cette équation, le débit de pointe reste strictement constant et n'est pas diminué. Par contre, l'aspect général de la crue est modifié puisque les grands débits sont transférés vers l'aval à une vitesse plus grande que les petits. Les paramètres d'entrée sont identiques à ceux du modèle d'onde diffusive et cette fonction considère aussi la même géométrie pour les profils en travers que celle décrite dans le paragraphe consacré à la méthode de Muskingum-Cunge. Contrairement au modèle de l'onde diffusive, aucune réduction du débit de pointe n'est produite, pour autant que le

schéma de résolution ne produise pas de diffusion numérique. La résolution est faite selon les équations 4.50 à 4.52 :

$$c = \frac{Q_{j+1}^n - Q_j^n}{A_{j+1}^n - A_j^n} \quad (4.50)$$

$$\alpha = c \cdot \frac{\Delta t}{\Delta L} \quad (4.51)$$

$$\begin{cases} Q_{j+1}^{n+1} = \alpha \cdot Q_j^n + (1 - \alpha) \cdot Q_{j+1}^n & \text{si } \alpha \leq 1 \\ Q_{j+1}^{n+1} = \frac{1}{\alpha} \cdot Q_j^n + (1 - \frac{1}{\alpha}) \cdot Q_{j+1}^n & \text{si } \alpha > 1 \end{cases} \quad (4.52)$$

4.3.7 Comportement typique d'un sous-bassin versant

Le modèle hydrologique permet la modélisation de bassins versants glaciaires ou non-glaciaires. L'exemple de la figure 4.7 illustre le cas d'Aletsch, un bassin versant alpin de 198 km² avec 54% de surface glaciaire et situé à une altitude moyenne de 2930 m. Les trois composantes principales de l'écoulement (sous-bassins non-glaciaires, neige sur glacier et glacier) sont présentées et leur enveloppe donne le débit total. Dans le cas analysé, le bassin versant a été découpé en 5 bandes d'altitude non-glaciaires et 4 bandes glaciaires. Le débit hivernal est presque nul car les températures sont inférieures à la température critique de fonte de neige T_{cr} . Dès le mois de mai, la fonte des neiges se produit et le débit provient du réservoir-sol restituant l'eau de fonte des bandes non-glaciaires et du réservoir linéaire de neige sur glacier. A partir de la mi-juin, le stock de neige sur certaines bandes glaciaires est nul et la fonte des glaciers commence, fournissant tout l'été la part prépondérante du débit, alors qu'un débit de base estival est également produit par les bandes non-glaciaires. En automne, la fonte glaciaire diminue et la crue d'octobre est essentiellement produite par les réservoirs-sol des bandes non-glaciaires. Le cycle hydrologique annuel se termine et l'hiver permet à nouveau la constitution des stocks de neige.

4.4 Fonctionnement opérationnel du modèle hydrologique et hydraulique

La modélisation hydrologique semi-distribuée permet la simulation des écoulements sur des bassins versants complexes grâce à la flexibilité de ce concept. Cependant, l'organisation des flux de données représente un défi de pour le développeur, dont la difficulté augmente avec le nombre de régions non homogènes à simuler. Ce sous-chapitre présente l'architecture et l'outil informatiques utilisés pour la modélisation hydrologique et hydraulique.

4.4.1 Logiciel *Routing System II*

Les grands concepts de *Routing System II* sont présentés dans cette section, dont l'ambition est d'initier le lecteur aux outils utilisés dans ce travail de recherche. Tous les flux d'information relatifs à la modélisation hydrologique et hydraulique sont gérés par cet outil,

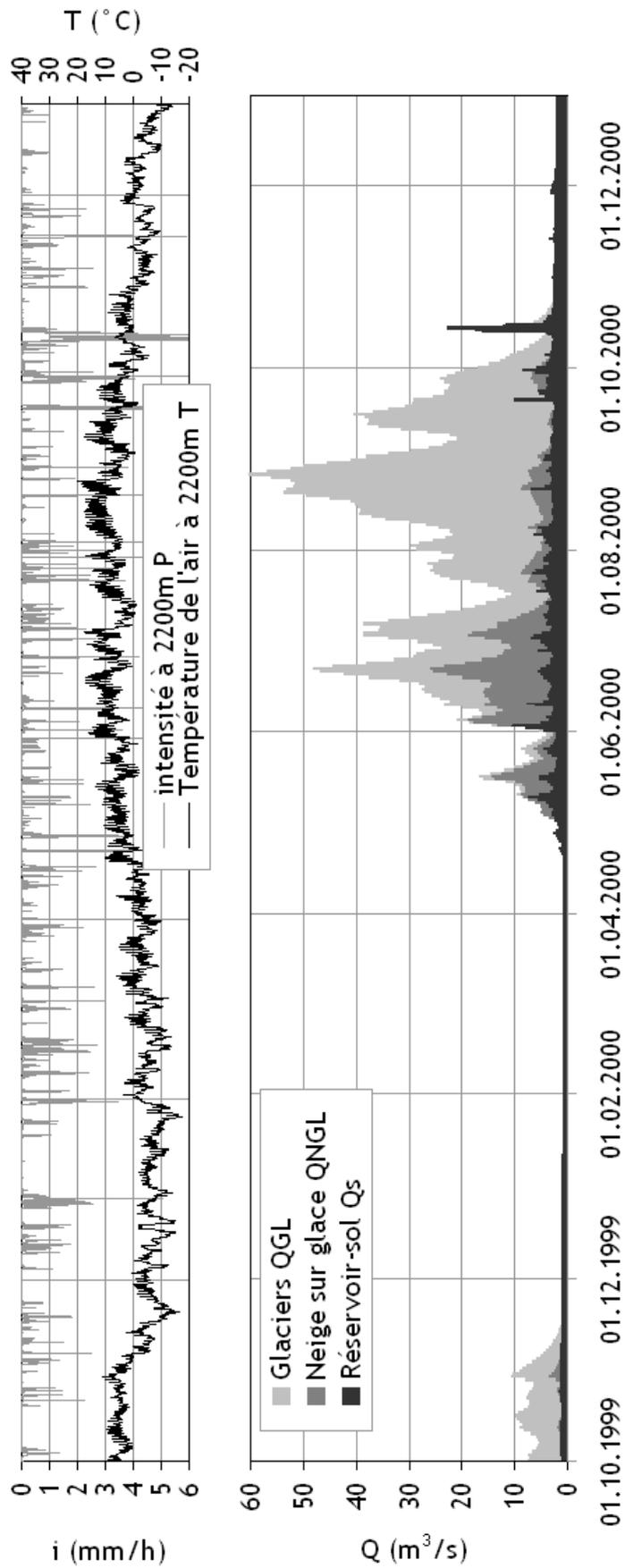


FIG. 4.7: Comportement annuel d'un bassin versant à forte proportion glaciaire : exemple d'Aletsch du 1.10.1999 au 1.12.2000.

même si les concepts peuvent se généraliser et fonctionner sous n'importe quel environnement de programmation orienté objets.

RS2 a été développé pour PC dans l'environnement informatique *Microsoft VB.NET*, qui est une plate-forme gratuite permettant la programmation orientée objets (OOP) et favorisant l'interaction entre de nombreux logiciels de la marque et Internet. RS2 est un outil de modélisation hydrologique et hydraulique fonctionnelle, où chaque processus est représenté sous forme de fonction, dont les principales sont mentionnées ci-dessous :

- recherche des variables météorologiques d'entrée
- spatialisation des variables météorologiques
- transformation pluie-débit (fonte de neige, fonte de glace, infiltration, ruissellement de surface)
- transfert de débit dans les cours d'eau
- addition de débits (jonction)
- séparation de débits (dérivation)
- stockage de débit (réservoir)
- soutirage de débit (turbine, pompe)
- évacuation de débit (relation niveau-débit)
- régulation de systèmes

L'algorithme de résolution employé est un schéma d'Euler de premier ordre progressif (équ. 4.53). Ce schéma simple permet la résolution explicite des équations du modèle mais nécessite le choix d'un pas de temps suffisamment court pour respecter la condition de courant. Dans le cadre de ce projet, un pas de temps de 10 minutes a été employé et garantit le respect de la condition de courant pour les tronçons de cours d'eau considérés. Ce schéma ne permet pas le calcul d'écoulements en charge ou des systèmes hydrauliques maillés. De plus, et comme son nom l'indique, ce modèle a été développé pour calculer la génération et le transfert des débits à travers un bassin versant. Il n'est donc pas capable de réaliser de calculs hydrauliques comme par exemple le calcul de lignes d'eau ou de transport solide.

$$x_{t+1} = x_t + dt \cdot x'_t \quad (4.53)$$

RS2 organise le flux des données selon le schéma présenté à la figure 4.8. Les variables météorologiques d'entrée sont conservées dans une base de données *Microsoft ACCESS* (BD) selon une structure à 4 tables. La table *Stations* contient les noms des points de mesure et leurs coordonnées x, y et z (stations de mesure météorologiques ou points de calcul des modèles météorologiques). La table *Capteurs* contient les variables mesurées par chaque station et l'unité associée, la table *Datagroup* est un résidu et contient les méta-informations de chaque capteur. Finalement, la table *Valeurs* contient la série temporelle des dates et valeurs associées de chaque *datagroup*.

Après mémorisation de la BD en mémoire vive, RS2 ne peut effectuer une simulation que si les paramètres de calcul sont configurés correctement. Comme la BD contient des séries de dates, RS2 débute le calcul à partir d'une *date de départ* et se termine à une *date d'arrivée*, selon une incrémentation de calcul et d'archivage. Dès cet instant, l'objet *Station virtuelle* effectue la spatialisation des variables météorologiques pour s'attribuer des variables d'entrées propres selon ses coordonnées et celles des stations considérées dans la BD. La station virtuelle fournit des séries P, T, ETP aux modèles hydrologiques aval, qui réalisent la transformation pluie-débit. Dans l'exemple présenté sont modélisés une bande d'altitude

non-glaciaire et une bande glaciaire. Les différentes contributions sont additionnées par l'objet *jonction* pour finalement fournir le débit total Q_{tot} à l'exutoire du bassin versant, dont un résultat est également présenté. Une fois le calcul terminé, toutes les variables de calcul sont disponibles.

Ce concept de modélisation permet donc d'assembler aisément les différents objets hydrologiques et hydrauliques et de représenter n'importe quel bassin versant, aussi complexe soit-il, pour autant qu'un calcul bouclé ne soit pas nécessaire.

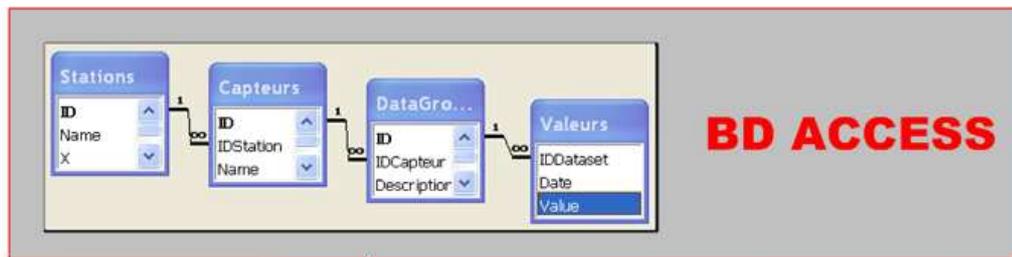
4.5 Spatialisation des variables météorologiques

La spatialisation des variables météorologiques a fait l'objet d'études appliquées au projet MINERVE et porte principalement sur deux types de problèmes. Le premier problème est l'utilisation des variables météorologiques disponibles à différentes stations de mesure situées sur une surface de calcul pour alimenter le modèle hydrologique. Ce point a été étudié en particulier par Faivre (2004), qui a analysé différentes méthodes de spatialisation des mesures ponctuelles de précipitation et température sur le bassin versant du Rhône à l'amont du Léman. Le deuxième problème réside dans l'exploitation des variables météorologiques fournies par un modèle numérique en de nombreux points de calcul répartis dans un volume de calcul. Ce travail a également fait l'objet d'une étude approfondie (Hernandez, 2006) et a permis d'identifier les méthodes de spatialisation des variables météorologiques du modèle *aLMO* (Kaufmann et al., 2003) les plus adaptées. Les méthodes choisies pour la suite du projet seront donc présentées dans cette section.

4.5.1 Spatialisation des mesures

La méthode décrite ici permet de répondre approximativement à une question difficile : « Quelle sont les précipitations et les températures effectives en un instant et un lieu donnés, si ces dernières ont été mesurées au même instant en des lieux différents situés à des kilomètres ? » La réponse est d'autant plus délicate que la distance entre les mesures et les points de calcul est grande, que les événements météorologiques sont de type convectif ou orographique, ou que le relief est important.

Faivre (2004) a proposé comme meilleure méthode les polygones de Thiessen, qui attribuent des poids relatifs aux stations entourant le point de calcul en fonction de leurs surfaces d'influence polygonales sur le bassin versant. Cette méthode, basée sur une analyse bi-dimensionnelle, ne tient pas compte des effets orographiques qui peuvent être importants, comme par exemple les effets de barrage et les phénomènes convectifs alpins estivaux. Elle s'est étonnamment révélée plus efficace sur le bassin versant du Rhône que des méthodes avec prise en compte du relief. Toutefois, les polygones de Thiessen ne peuvent pas être appliqués de manière flexible dans un outil tel que RS2, car la géométrie exacte des bassins versants devrait être introduite en plus des coordonnées des stations virtuelles. Il convient de se souvenir qu'en général, le gradient altimétrique des précipitations est un phénomène bien réel. En effet, l'intensité moyenne annuelle des précipitations augmente avec l'altitude (Gurtz et al., 1999). Toutefois, les analyses effectuées sur le bassin versant du Rhône supérieur n'ont pas permis de mettre en évidence ce gradient, essentiellement en raison de sa grande variabilité lors de chaque épisode pluvieux.



Date de début du calcul
 Date de fin du calcul
 Pas de temps de calcul
 Pas de temps d'archivage

Recherche des variables
 d'entrée dans la BD

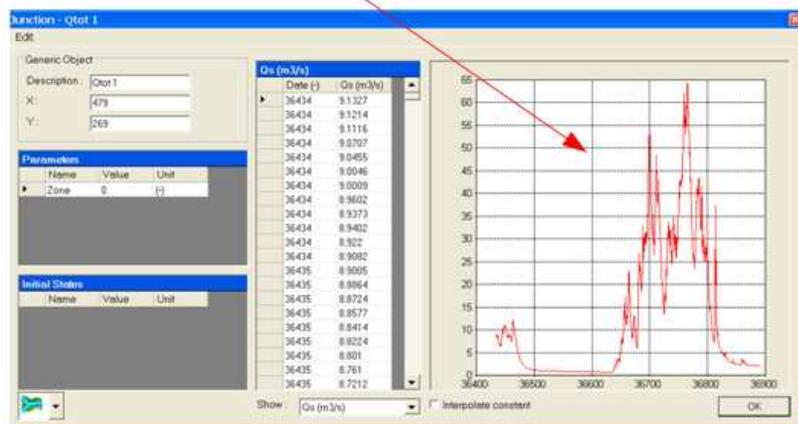
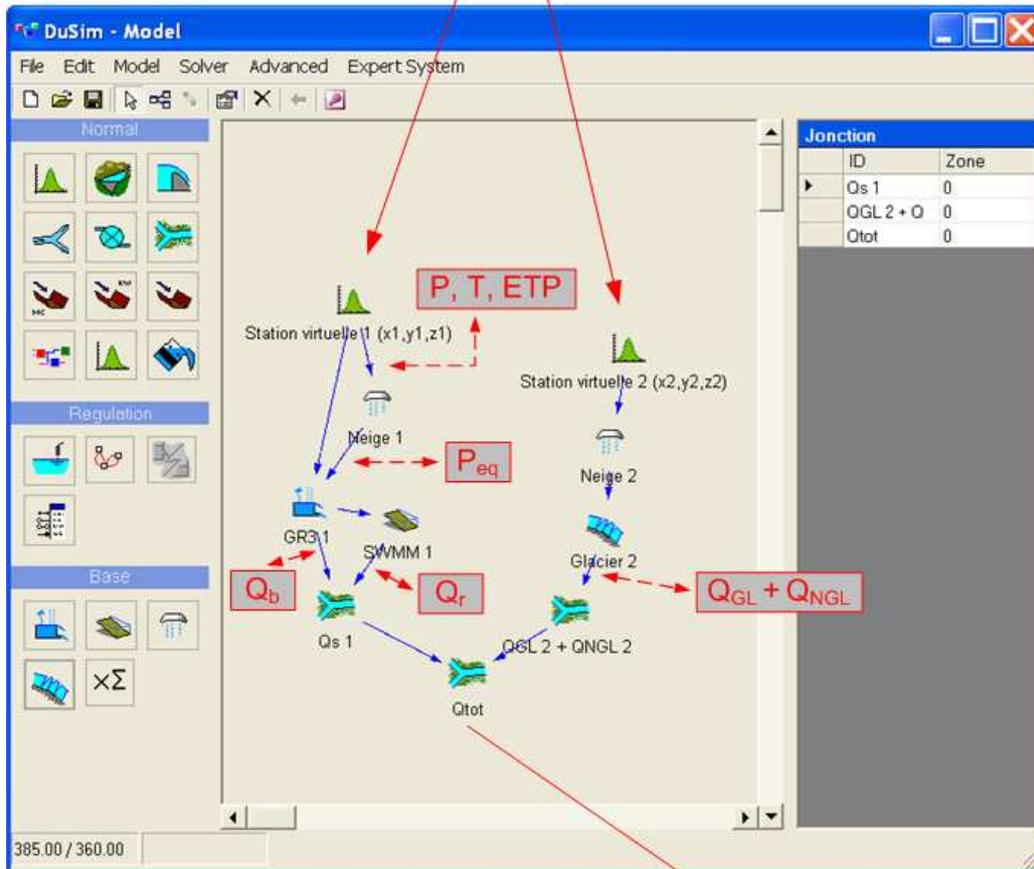


FIG. 4.8: Architecture simplifiée du logiciel *Routing System II* et exemple de modélisation d'un bassin versant avec 1 bande d'altitude non-glaciaire et une bande glaciaire.

La méthode finalement choisie pour la spatialisation des précipitations et des températures est la méthode de Shepard (Shepard, 1968). L'évaluation d'une variable X_s , à partir de n stations situés dans les lieux $i = 1, 2, \dots, n$, peut être obtenue selon le carré de la distance euclidienne $d_{i,s}$ entre la station i et le point de calcul s , typiquement le centre de gravité d'un bassin versant (4.54 et 4.55) :

$$d_{i,s} = \sqrt{(x_i - x_s)^2 + (y_i - y_s)^2} \quad (4.54)$$

$$X_s = \frac{\sum_{i=1}^n X_i \frac{1}{d_{i,s}^2}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{d_{i,s}^2}} \quad (4.55)$$

Cette méthode a été étendue pour tenir compte de l'évolution de certaines variables météorologiques en fonction de l'altitude. Ainsi, les variables X_i situées à l'altitude z_i peuvent être remplacées par leurs équivalents X_i^* au niveau de la mer $z_0 = 0$ m s.m. selon une relation linéaire avec un gradient altimétrique constant $\frac{dX_s}{dz}$ associé au point de calcul s (4.56) :

$$X_i^* = X_i - \frac{dX_s}{dz}(z_i - z_0) \quad (4.56)$$

Le résultat de la méthode de Shepard au niveau de la mer fournit l'équivalent X_s^* de la variable X_s qui doit être remonté à l'altitude z_s du point de calcul en fonction du gradient altimétrique (4.57) :

$$X_s = X_s^* + \frac{dX_s}{dz}(z_s - z_0) \quad (4.57)$$

Les n stations pour effectuer l'interpolation spatiale en s sont choisies si elles respectent la condition (4.58). n est donc variable pour chaque couple (s, r_s) .

$$d_{i,s} \leq r_s \quad (4.58)$$

La figure 4.9 illustre la densité relative des stations de mesure des températures et des précipitations ainsi que les centres de gravité des sous-bassins versants. Dans l'exemple présenté, le bassin versant du Rhône à l'amont du Léman a une surface de 5521 km² et se compose de 239 sous-bassins versants d'une surface moyenne de 23 km². Les variables météorologiques doivent être interpolées à partir des 82 stations de mesure en service représentant une surface couverte moyenne de 67 km² par station.

4.5.2 Spatialisation des prévisions des précipitations

La méthode de spatialisation des prévisions des précipitations est similaire à la méthode de Shepard avec gradient constant car les variables calculées par le modèle aLMo sont fournies au sol. Il s'agit donc à nouveau d'un problème de répartition bi-dimensionnelle des variables. Dans ce projet, les points de grille du modèle météorologiques ont été assimilés à des stations

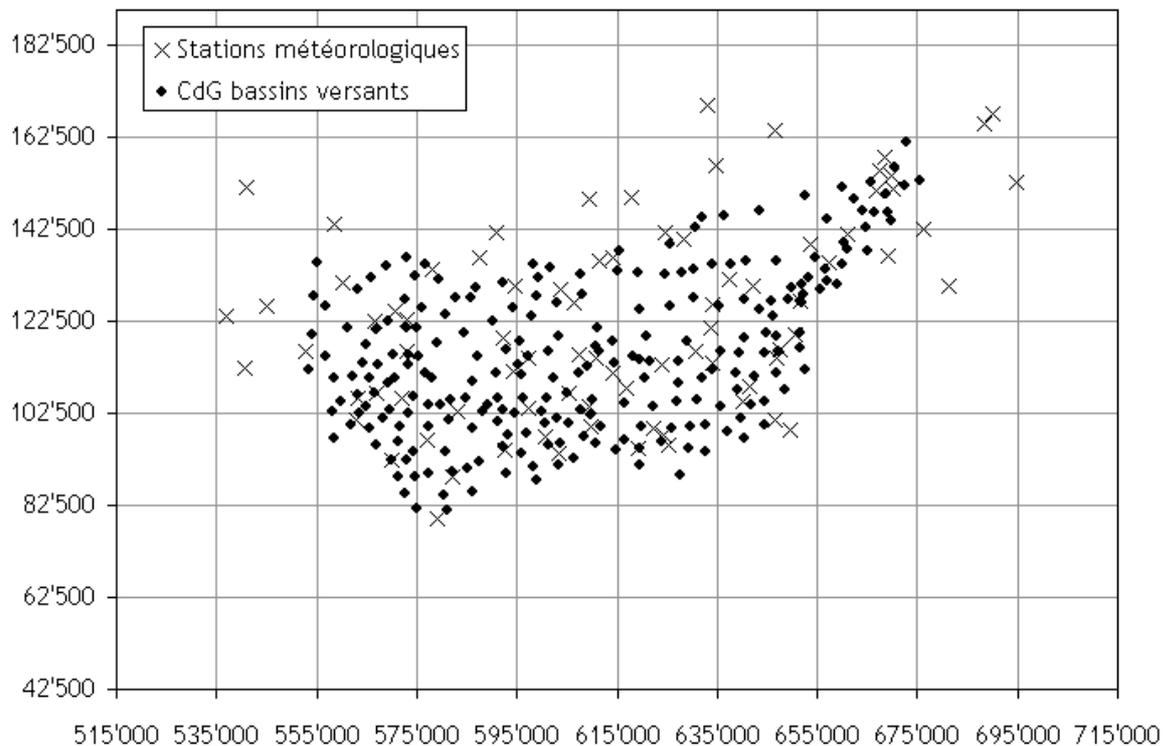


FIG. 4.9: Répartition spatiale des stations météorologiques et des centres de gravité (CdG) des sous-bassins versants, exemple du bassin versant du Rhône à l'amont du Léman, coordonnées nationales suisses.

de mesure et les équations 4.54 à 4.57 ont été utilisées avec un gradient altimétrique des précipitations nul. Cette hypothèse est raisonnable car c'est bien le modèle aLMO lui-même qui calcule les effets orographiques, et pas le modèle hydrologique. Il aurait également été possible de considérer les effets de l'orientation des sous-bassins versants sur l'intensité des précipitations, mais cela sortait du cadre de cette recherche.

La différence provient du choix des n stations de mesure déterminé non pas en fonction d'un rayon de recherche mais fixé à la suite d'une analyse de performance. Dans le cas étudié ici, le nombre optimal de stations de mesure est $n = 6$ où les stations $i = 1, 2, \dots, 6$ sont les plus proches de s selon l'équation 4.54.

4.5.3 Spatialisation des prévisions des températures

La méthode de spatialisation des prévisions des températures doit fournir des valeurs au sol à partir de multiples valeurs dans l'atmosphère fortement conditionnées par un gradient altimétrique variable, et diffère donc de la méthode présentée au-dessus. Les données de température du modèle aLMO, selon une maille régulière de 49 km^2 , sont fournies tous les 500 m environ. Il s'agit des variables suivantes :

- température de l'air à 2 m du sol T_{2m}
- température de l'air à 30 m du sol T_{30m}
- température de l'air à 1000 m s.m. T_{1000}
- température de l'air à 2000 m s.m. T_{2000}
- température de l'air à 3000 m s.m. T_{3000}
- température de l'air à 4000 m s.m. T_{4000}

- température de l'air à 5000 m s.m. T_{5000}
- température de l'air au niveau 850 hPa T_{850}
- température de l'air au niveau 700 hPa T_{700}
- température de l'air au niveau 500 hPa T_{500}

Les altitudes relatives sont calculées à partir d'un modèle numérique de terrain (MNT) propre au modèle aLMo, et seules les variables dont l'altitude est supérieure au niveau du MNT sont considérées. Ce MNT est un modèle relativement grossier (maille de 7 km) pour des raisons propres à la numérique du modèle aLMo. Il peut donc y avoir d'importantes différences entre l'altitude d'un point du MNT aLMo et celle d'une bande d'altitude du modèle hydrologique et cet aspect est considéré dans l'algorithme de spatialisation décrit ici. Enfin, les données de température sont complétées par l'indication, pour chaque point, de l'altitude du niveau de pression :

- altitude du niveau de pression 850 hPa z_{850}
- altitude du niveau de pression 700 hPa z_{700}
- altitude du niveau de pression 500 hPa z_{500}

De nombreuses méthodes ont été testées et finalement l'algorithme retenu combine deux méthodes en fonction de la couverture neigeuse calculée par le modèle météorologique aLMo. Le pseudocode est le suivant :

1. Choix des 4 points i les plus proches de la station virtuelle s
2. pour chaque point i , déterminer sa température équivalente à l'altitude de la station virtuelle $T_{s,i}$:
 - si $H_{N,i} \leq H_{N,max}$ (si la couverture neigeuse au point i est inférieure à un seuil, ici 0.05 m) : extrapoler à partir de la température à 2 m $T_{2m,i}$ (équ. 4.59) :

$$T_{s,i} = T_{2m,i} - \frac{dT_s}{dz}(z_{2m,i} - z_s) \quad (4.59)$$

avec un gradient $\frac{dT_s}{dz}$ fixé à -0.0065 °C/m

- si $H_{N,i} > H_{N,max}$ (si la couverture neigeuse au point i est supérieure à la hauteur seuil) : l'algorithme d'interpolation utilise n valeurs de température au point i et évalue le gradient altimétrique moyen $\frac{dT_i}{dz}$ par approximation linéaire des points situés au moins 100 m au-dessus du MNT du modèle aLMo. La température équivalente à l'altitude de la station virtuelle $T_{s,i}$ se calcule en extrapolant la droite de régression jusqu'à l'altitude z_s .
3. une fois les 4 températures $T_{s,i}$ calculées, trouver la température à la station virtuelle T_s par la méthode de Shepard étendue (4.60) :

$$T_s = \frac{\sum_{i=1}^n T_{s,i} \cdot \frac{1}{d_{i,s}^2 \cdot dz_{i,s}^2}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{d_{i,s}^2 \cdot dz_{i,s}^2}} \quad (4.60)$$

avec :

$$dz_{i,s} = z_i - z_s \quad (4.61)$$

Cette méthode permet de fournir des prévisions de température en toute station virtuelle du modèle hydrologique en exploitant le maximum d'information disponible du modèle

météorologique aLMO. Les vérifications effectuées par Hernandez ont montré qu'aucun biais n'était à craindre suite aux procédures de spatialisation. La figure 4.10 présente la densité relative en plan des points de calcul du modèle météorologique aLMO et des centres de gravité des sous-bassins versants du Rhône à l'amont du Léman. Il y a 513 points aLMO couvrant, selon une maille régulière de 49 km², une surface totale de 25'100 km².

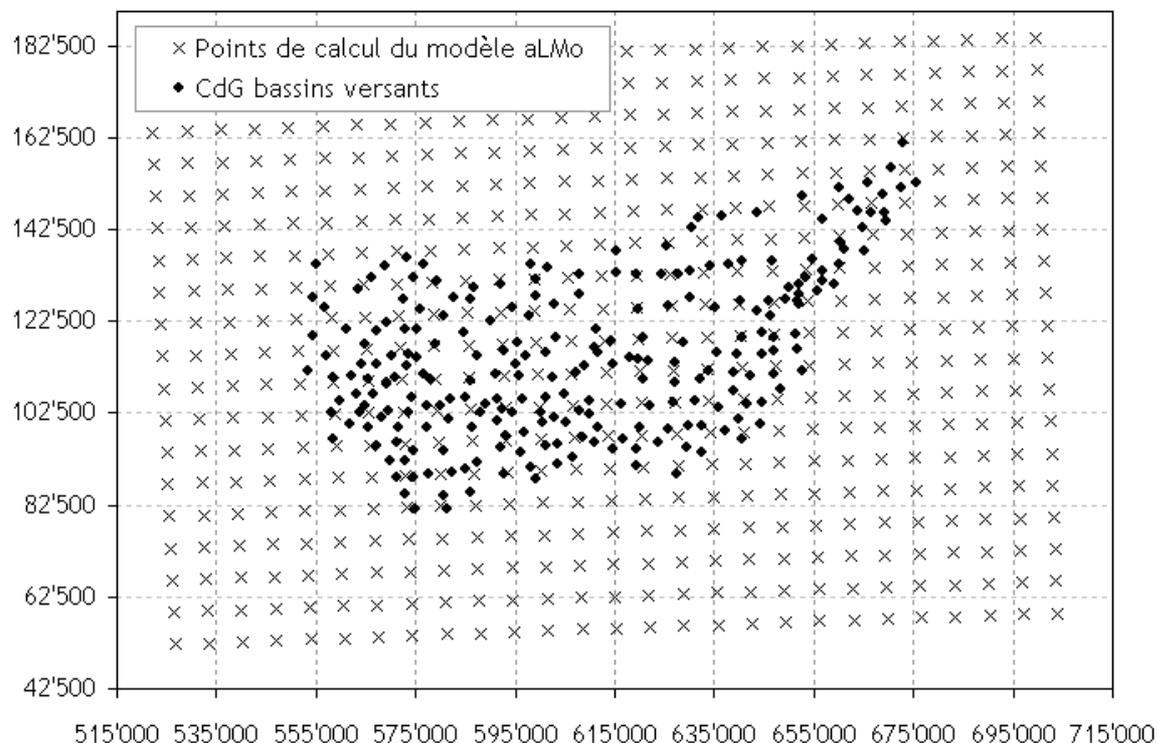


FIG. 4.10: Répartition spatiale des points de calcul du modèle météorologique aLMO et des centres de gravité des sous-bassins versants, exemple du bassin versant du Rhône à l'amont du Léman, coordonnées nationales suisses.

Pour conclure cette section, remarquons que le bassin versant du Rhône à l'amont du Léman est une région morphologiquement complexe, ce qui n'incite pas à l'optimisme pour la performance des méthodes de spatialisation décrites. Cependant, les exemples présentés montrent que la densité des stations de mesure est forte et que toutes les régions sont relativement bien couvertes, ce qui diminue l'incertitude liée à cette opération. Les principales difficultés proviendront certainement de l'orographie et des fortes variations des gradients de température consécutives, comme de la non prise en compte de l'exposition des sous-bassins versants, en particulier pour le calcul de la fonte de neige.

4.6 Calage et validation du modèle hydrologique

Le modèle hydrologique est une représentation de la réalité qui peut se révéler plus ou moins satisfaisante selon les processus à décrire et les technologies choisies. Même si parfois la modélisation semble parfaitement appropriée, des réglages sont toujours nécessaires pour adapter le comportement du modèle aux observations faites sur le terrain. Ces réglages sont réalisés en pratique par la procédure de calage du modèle hydrologique, qui permettent de déterminer le paramétrage optimal pour une structure du modèle choisie. Ce paramétrage est ensuite testé lors de la procédure de validation et, s'il fournit des résultats suffisamment

robustes, est finalement adopté. Le calage est alors un nouveau problème d’optimisation d’autant plus complexe que le nombre de paramètres à fixer est important. Pour réaliser cette opération, il est nécessaire de :

1. déterminer les paramètres qui sont à caler
2. choisir les critères d’évaluation de la performance d’un jeu de paramètres
3. trouver une procédure qui permette de rapidement converger vers un jeu de paramètres optimal
4. sélectionner les données de commande (variables météorologiques) et de contrôle (mesures de débit) du calage, tout en conservant une partie d’entre elles pour la validation

Ces étapes importantes font l’objet de cette section et leur application au modèle hydrologique GSM-SOCONT est présentée.

4.6.1 Paramètres de calage de GSM-SOCONT

Le modèle hydrologique GSM-SOCONT se compose de 4 modèles différents pour 7 réservoirs. La liste exhaustive des paramètres de calage potentiels est présentée au tableau 4.1

TAB. 4.1: Liste des paramètres potentiels de calage du modèle hydrologique.

modèle	paramètre	unité	description
Neige	A_N	m/°C/s	facteur degré-jour de la neige
	θ_{cr}	-	teneur en eau critique de la neige
	K_f	-	constante de vidange du réservoir d’eau dans la neige
	T_{cp1}	°C	température inférieure de séparation pluie-neige
	T_{cp2}	°C	température supérieure de séparation pluie-neige
	T_{cr}	°C	température critique de fusion de la neige
	b_p	s/m	facteur d’augmentation de fonte lors des pluies
RN	K_N	1/s	constante de vidange du réservoir linéaire de neige
RGL	K_{GL}	1/s	constante de vidange du réservoir linéaire de glace
Glace	A_{GL}	m/°C/s	facteur degré-jour de la glace
GR3	h_{max}	m	capacité de rétention du réservoir GR3
	k	1/s	constante de vidange du réservoir-sol
SWMM	K_s	m ^{1/3} /s	coefficient de Strickler

Le tableau 4.2 présente la liste des autres paramètres à fournir au modèle hydrologique qui ne font pas l’objet d’un calage mais qui doivent être mesurés ou obtenus à partir d’une analyse sur système d’information géographique (GIS). Il est évident qu’une analyse exhaustive des jeux de paramètres serait impossible, ne serait-ce que pour 1 sous-bassin versant, car une bande glaciaire contient 10 paramètres de calage et une bande non-glaciaire en contient également 10. Il est d’autant plus difficile de tester toutes les combinaisons pour une multitude de bandes d’altitude. Des analyses ont été effectuées afin de choisir des valeurs constantes pour certains paramètres et ainsi réduire la taille du jeu de paramètres à caler (Hamdi et al., 2003). Sur cette base, 6 paramètres issus du modèle de fonte de neige ont été fixés et les valeurs choisies sont présentées au paragraphe 4.3. Il reste donc pour chaque bande d’altitude glaciaire et non-glaciaire un jeu de 4 paramètres à caler. Il convient enfin de déterminer l’intervalle de valeurs admissible pour chaque paramètre afin de limiter le nombre de combinaisons possibles et de conserver un paramétrage conforme aux concepts

du modèle hydrologique. Toutefois, ce travail n'a pas eu sa raison d'être car la procédure de calage présentée au paragraphe 4.6.3 permet d'éviter l'obtention de valeurs trop extrêmes ou irréalistes.

TAB. 4.2: Liste des paramètres géométriques ne nécessitant pas de calage

modèle	paramètre	unité	description
Glace	S_{GL}	m ²	surface de la bande glaciaire
GR3	S	m ²	surface de la bande non-glaciaire
SWMM	B	m	largeur moyenne du plan incliné
	J_0	-	pente moyenne du plan incliné

TAB. 4.3: Paramètres du modèle de neige exclus du jeu de paramètres de calage

paramètre	unité	Valeur
θ_{cr}	-	0.1
K_f	-	1
T_{cp1}	°C	0
T_{cp2}	°C	2
T_{cr}	°C	0
b_p	s/m	$1.08 \cdot 10^6$

4.6.2 Critères d'évaluation du modèle hydrologique

L'évaluation de la performance d'un modèle peut être effectuée de multiples manières. La formule la plus couramment utilisée est l'erreur carrée moyenne (RMSE) calculée à partir de la régression linéaire de la relation entre valeurs observées et valeurs simulées. En hydrologie cependant, le critère de Nash permet de représenter l'adéquation d'un modèle par une formule simple et répandue (Nash and Sutcliffe, 1970; McCuen et al., 2006). Ce critère permet de pondérer plus fortement les pointes de débit lors de l'évaluation et le rend particulièrement adapté pour analyser la performance de modèles dédiés aux crues (équ. 4.62). Il est également bien indiqué pour l'estimation de la performance de modèles de simulation continue tels que celui présenté dans ce travail.

$$Nash = 1 - \frac{\sum_{t=1}^n (Q_{obs}(t) - Q_{sim}(t))^2}{\sum_{t=1}^n (Q_{obs}(t) - \overline{Q_{obs}})^2} \quad (4.62)$$

$Q_{obs}(t)$ et $Q_{sim}(t)$ sont les débits observé, respectivement simulé au temps t ; $\overline{Q_{obs}}$ est le débit observé moyen sur la période d'évaluation. Une valeur de $Nash = 1$ signifie que le modèle est parfait, une valeur de $Nash = 0$ signifie que le débit moyen serait un indicateur équivalent au modèle et une valeur inférieure sanctionne un modèle plus mauvais encore.

L'autre critère d'évaluation utilisé est le rapport des volumes permettant d'évaluer si le modèle présente un biais volumétrique sur une période donnée (équ. 4.63) :

$$Vol = \frac{\sum_{t=1}^n Q_{sim}(t) \cdot dt}{\sum_{t=1}^n Q_{obs}(t) \cdot dt} = \frac{V_{sim}}{V_{obs}} \quad (4.63)$$

V_{sim} et V_{obs} sont les volumes simulé et observé durant la période d'évaluation. A nouveau, un critère $Vol = 1$ signifie que le modèle n'est pas biaisé en volume, tandis qu'une valeur $Vol > 1$ sanctionne un modèle produisant trop d'eau et $Vol < 1$ pas assez d'eau. S'il est vrai qu'en général, le modèle devra être capable de produire un bilan parfaitement équilibré, cela ne constitue ici pas l'objectif prioritaire, car les périodes choisies ne permettent pas de valider le bilan avec certitude.

4.6.3 Procédure de calage du modèle hydrologique

Pour être certain de posséder le meilleur jeu de paramètres de calage au sens mathématique du terme, il faudrait énumérer l'ensemble des possibilités ou utiliser une autre procédure d'optimisation, et ainsi déterminer le paramétrage optimal. Cela n'est pas possible dans le cas du modèle semi-distribué GSM-SOCONT développé pour le projet MINERVE, car le nombre de paramètres à caler est de 7350. Le calage doit donc être opéré différemment de manière à minimiser l'effort numérique et garantir la cohérence du paramétrage.

Un réseau hydrographique naturel est en général de type arborescent et non maillé. Il arrive cependant que des réseaux maillés existent, par exemple dans les milieux karstiques, lorsque les écoulements souterrains sont importants et leurs cheminements différents de l'écoulement gravitaire de surface. Les aménagements hydrauliques peuvent également produire des écoulements maillés, mais leur relation à l'écoulement peut être déterminée autrement et permettre un calage comparable à celui d'un modèle arborescent. Dans ce cas, lorsque plusieurs stations de mesure de débit sont disponibles, le calage peut s'effectuer de l'amont vers l'aval en plusieurs étapes.

Soit un réseau hydrographique arborescent d'ordre 3 selon la classification d'Horton, composé de 4 affluents d'ordre 1 jaugés, 2 affluents d'ordre 2 dont 1 jaugé et le cours d'eau principal également jaugé sur le tronçon d'ordre 3 (figure 4.11). Les stations de mesure sont nommées $a1$, $b1$, $c2$ et $a3$, et les bassins versants selon la même logique. Le calage s'effectue dans ce cas dans l'ordre suivant :

1. caler les bassins versants $a1$, $b1$ et $c2$ séparément
2. introduire les mesures en $a1$, $b1$ et $c2$ pour caler la portion intermédiaire du sous-bassin versant $a3$
3. évaluer la performance globale du modèle en $a3$ en n'introduisant aucune mesure dans le modèle.

Si des mesures de turbinage des aménagements hydroélectriques sont disponibles, celles-ci peuvent être intégrées directement au modèle hydrologique. Il n'est donc pas nécessaire de créer une nouvelle série de mesures dont les rejets des aménagements seraient exclus pour caler le modèle. Si aucune mesure de turbinage n'est disponible, il peut être nécessaire de créer une série de rejets fictive construite à partir d'autres indicateurs, tels le cycle de remplissage de la retenue ou la production journalière. Ce sujet fait d'ailleurs l'objet d'un paragraphe complet dans le chapitre 5.

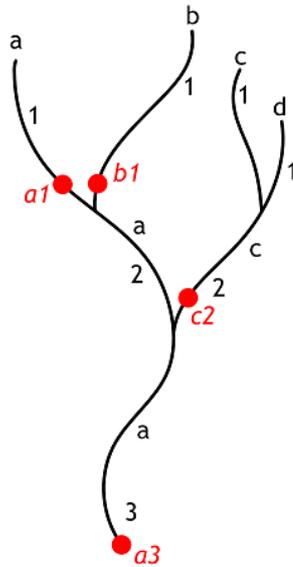


FIG. 4.11: Exemple de bassin versant d'ordre 3 selon Horton.

La procédure de calage du modèle hydrologique s'appuie sur la particularité du modèle GSM-SOCONT dont les processus d'écoulement ne se produisent pas souvent simultanément. Les paramètres de fonte de neige peuvent être isolés au printemps et ceux de glace de juillet à septembre. La réponse du réservoir-sol GR3 du printemps à l'automne agit en parallèle à la fonte glaciaire mais sans produire de cycle journalier et peut donc être ajustée, tout comme sa constante de tarissement qui agit également en hiver avec l'écoulement de base. Enfin, les petites et moyennes crues permettent en dernier ressort d'ajuster le modèle de ruissellement SWMM. Ce type de procédure, cherchant plutôt à suivre les processus hydrologiques séparément, permet en outre de garantir la cohérence du modèle hydrologique (Sivapalan et al., 2003).

La fonte de neige intervenant essentiellement au printemps, elle peut être calée par le biais du contrôle de deux éléments :

- la réactivité du modèle hydrologique au printemps
- la durée de la période de fonte de neige printanière

Un paramètre A_N trop faible ne produira pas de cycle journalier de fonte et prolongera la période de fonte, pourtant identifiable visuellement. Le coefficient de Nash réagit fortement à ce paramètre et permet de déterminer sa valeur optimale. Le premier paramètre est donc calé.

Le contrôle du bilan hydrique du bassin versant est un élément important de la procédure de calage. En effet, trois paramètres ont une influence directe sur ce dernier :

- le facteur degré-jour du modèle de fonte glaciaire A_{GL}
- la capacité du réservoir-sol h_{max}
- la constante de tarissement du réservoir-sol k

Le degré-jour du modèle de fonte glaciaire introduit directement un volume dans le modèle indépendamment des précipitations. La période de production est cependant dépendante du stock de neige contrôlé par le degré-jour de la neige A_N . L'ETR dépend, elle, de la capacité du réservoir-sol. Toutefois, ce processus produisant des pertes hydriques du modèle agit surtout

en été lorsque l'ETP est importante. Il est donc négligeable en hiver et peut être compensé en été par la fonte glaciaire. Il n'a finalement pas été considéré lors du calage présenté dans cette section. La capacité du réservoir-sol et la constante de tarissement peuvent également influencer le bilan hydrique du modèle si elles sont mal ajustées, car elles pourraient conduire à un stockage d'eau inter-annuel du modèle ou au contraire à une vidange du stock initial. Ce phénomène peut être éliminé en effectuant des simulations multi-annuelles qui mettent en évidence les effets de stockage ou de vidange se produisant au début de la période. Toutefois, la période de calage de 15 mois utilisée dans cette recherche est trop courte pour permettre la détection de ces effets indésirables. Dans ce cas, un contrôle visuel du stock dans le réservoir-sol est nécessaire : le cycle annuel de saturation du réservoir-sol ne doit pas présenter de tendance marquée. Ainsi, pour des valeurs des paramètres du réservoir-sol ne produisant pas de stockage ou vidange marquées et sans considération de l'ETR, seul le degré-jour du modèle de fonte glaciaire contrôle le bilan. Il peut donc être calé de manière univoque.

Les deux autres paramètres du modèle de fonte glaciaire sont les constantes de vidange des réservoir linéaires de neige et de glace. Ils n'agissent pas sur le bilan hydrique mais sur la réponse horaire du modèle hydrologique. Si leurs valeurs sont trop élevées, ils ont un effet amortisseur et ne produisent aucun cycle journalier. Dans le cas contraire, ils produisent une réponse nerveuse mais risquant d'accentuer les incertitudes liées à la température. En pratique, les meilleurs coefficients de Nash sont réalisés avec un paramétrage mou du modèle de fonte glaciaire, ne produisant aucun cycle de fonte. Ce critère doit alors être négligé et le choix des meilleures valeurs doit être effectuée par l'appréciation visuelle du comportement du modèle. Cette approche a d'ailleurs également été choisie en phase de développement du modèle hydrologique (Hingray et al., 2006).

Les paramètres du réservoir-sol GR3 ont une influence directe sur la réaction du modèle suite aux précipitations, et par conséquent sur le coefficient de Nash. Ils ne sont pourtant pas indépendants et doivent être ajustés de manière couplée en surveillant d'une part la valeur du coefficient de Nash et d'autre part la capacité du modèle à produire des crues.

Enfin, la violence de la réponse du modèle lors des crues est directement influencée par le coefficient de Strickler K_s du modèle SWMM. Une valeur faible de ce paramètre amortira les pointes de crue tandis qu'une valeur trop élevée provoquera des débits de pointe irréalistes lors de petites et moyennes crues.

La procédure de calage de chaque sous-bassin versant peut donc être synthétisée comme suit :

1. implémentation des séries de turbinage des aménagements hydroélectriques si nécessaire
2. initialisation des paramètres du modèle hydrologique à des valeurs moyennes
3. calage du degré-jour de la neige A_N
4. calage du paramètre de fonte glaciaire A_{GL}
5. calage des constantes de vidange des réservoirs linéaire de neige sur glace K_N et de glace K_{GL}
6. calage des paramètres du réservoir-sol GR3 k et h_{max}
7. calage du coefficient de Strickler K_s du modèle SWMM

Il est nécessaire de rappeler que les valeurs optimales des paramètres du modèle hydrologique dépendent de la quantité et de la qualité des données d'entrée. Le paramétrage pourra en effet

être modifié pour compenser les processus locaux, mais sera alors plus éloigné des processus physiques que le modèle cherche à reproduire. Ainsi, une modification de la méthode de spatialisation des mesures météorologiques, l'ajout ou la suppression de stations de mesure des précipitations ou des températures peuvent remettre en cause le choix des meilleures valeurs des paramètres, et une procédure de validation robuste doit permettre de s'assurer de la stabilité du paramétrage.

En outre, un phénomène doit encore être considéré dans le cadre du modèle hydrologique GSM-SOCONT : il s'agit du réchauffement systématique de l'atmosphère, qui pourrait induire la fonte des masses glaciaires. Or, le modèle de fonte de glace ne tient pas compte du bilan de masse du glacier. Un glacier ayant diminué de manière importante pourrait donc ne pas produire autant de fonte qu'en période de calage. Il est donc également nécessaire d'ajuster la surface glaciaire considérée lors d'une utilisation du modèle à long terme.

4.6.4 Choix des données de commande et de contrôle

L'utilisation d'un nombre maximum d'informations est souvent la meilleure solution pour optimiser la performance d'un modèle hydrologique, en particulier lorsque plusieurs processus sont modélisés et que le comportement régional du bassin versant varie fortement. De trop grandes simplifications conduisent à d'importantes incertitudes, en particulier liées à la spatialisation des variables météorologiques. Il s'agit donc de sélectionner un maximum de données de commande, à savoir des stations de mesure des précipitations et des températures fournissant des données de qualité à la résolution minimale nécessaire. Dans le cadre du projet MINERVE, le pas horaire est utilisé : il s'agit d'un compromis satisfaisant entre précision et limitations techniques liées à la mémoire informatique nécessaire. Il est également important de disposer d'un nombre important de données de contrôle que sont les observations de débit. En effet, ces dernières permettent de réduire le nombre d'inconnues et de limiter la sur-détermination des problèmes lors du calage. Comme expliqué au paragraphe précédant, plus le nombre de mesures de débit des sous-bassins versants de tête est important, plus le calage du modèle hydrologique est fiable dans ces régions. Il est alors possible de repérer les zones les plus incertaines de manière précise.

La figure 4.12 illustre le réseau de mesure des précipitations et des températures utilisé sur la bassin versant du Rhône à l'amont du Léman. 48 stations de mesure des précipitations et 11 stations de mesure des températures ont été utilisées pour le calage du modèle hydrologique. Les stations proviennent des réseaux ANETZ (MétéoSuisse, 10 min., précipitations, températures et autres variables, connexion en temps réel), IMIS (réseau intercantonal, 10min, précipitations, températures et hauteurs de neige, connexion en temps réel), MétéoSuisse précipitations (MétéoSuisse, 24h, précipitations, connexion irrégulière). Les stations du réseau MétéoSuisse précipitations ne disposaient pas de mesures horaires, mais journalières. Un travail de reconstitution de séries horaires à partir des séries journalières disponibles et des mesures ANETZ a donc été effectué (Hingray et al., 2006). Le faible nombre de stations de mesure des températures est également un problème majeur de la procédure de calage, car la spatialisation de ces variables devient plus incertaine. Cette situation n'est pas idéale et la performance du modèle hydrologique lors du calage en sera certainement affectée, en particulier dans les régions éloignées des stations et où la fonte glaciaire est importante.

Les données de contrôle disponibles sont nombreuses : 103 stations de mesure de débit ont pu être exploitées. Ces stations appartiennent soit au réseau SHGN (OFEV, 10min,

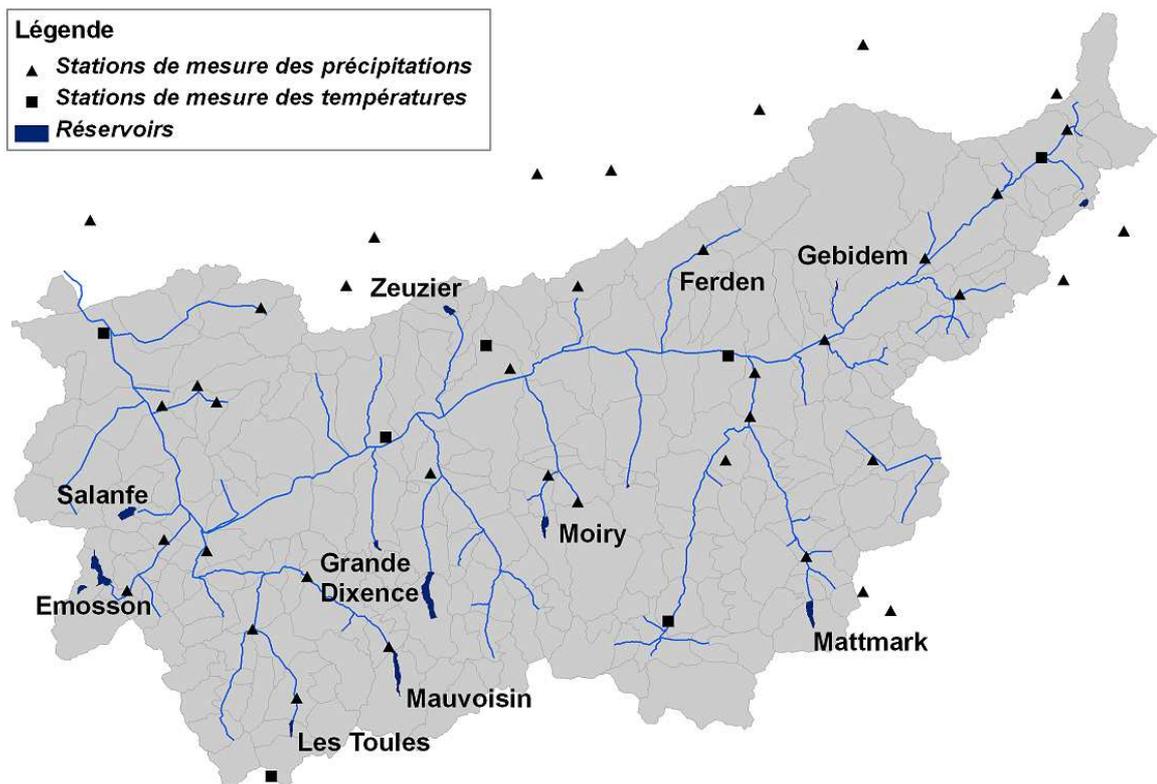


FIG. 4.12: Carte du bassin versant avec sa discrétisation, les stations de mesure météorologiques et les principaux réservoirs.

débit, connexion en temps réel), soit à des réseaux privés appartenant aux exploitants des aménagements hydroélectriques. Ces dernières stations effectuent des mesures de débit aux captages en rivière ou permettent d'estimer le débit entrant dans les retenues sur la base des mesures de niveau des retenues. A partir de ces données, le calage a été directement réalisé sur 51 sous-bassins versants différents. Parmi ceux-ci, 13 étaient perturbés par les rejets des turbines et sont situés le long du Rhône ou de ses principaux affluents, 33 étaient non perturbés (sous-bassins versants de tête) et 5 étaient non perturbés mais peu fiables car déduits à partir des mesures de niveau des retenues.

Pour des raisons techniques liées aux bases de données, le calage n'a pu être effectué sur des périodes multi-annuelles. Une année caractéristique a donc été sélectionnée pour le calage et trois autres pour la validation. Les simulations ont donc été réalisées sur les périodes décrites au tableau 4.4. Ces périodes débutent en octobre pour permettre au stock de neige de se constituer pendant l'hiver et ainsi produire un débit de fonte correct au printemps. Ce choix est judicieux, car la fonte de neige est un processus qui n'évolue pas sur plusieurs années et dont les conditions initiales sont évidemment connues en automne, lorsqu'il n'y a pas encore de neige. Il est toutefois nécessaire d'adapter les conditions initiales des réservoirs-sol et des réservoirs linéaires de neige sur glace et de glace pour ne pas pénaliser la performance du modèle. Selon l'avis de l'auteur, et vu de la faible sensibilité du modèle aux différents paramètres, un nouveau calage effectué sur une période multi-annuelle ne conduirait pas à d'importants changements du paramétrage. Le choix des périodes, pouvant parfois porter à conséquences sur la qualité du paramétrage, est ici relativement peu influent.

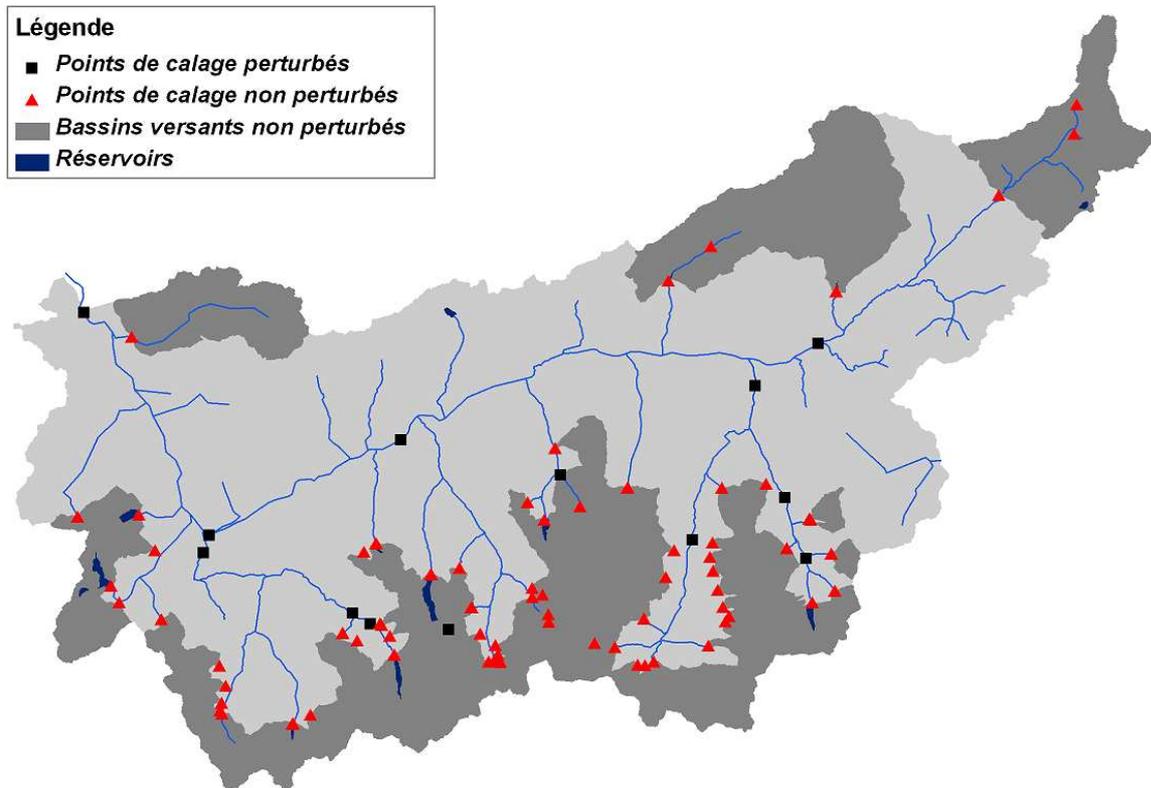


FIG. 4.13: Carte du bassin versant avec les points de calage perturbés, non perturbés et leurs sous-bassins versants associés.

TAB. 4.4: Périodes choisies pour le calage et la validation du modèle hydrologique.

date début	date fin	procédure
01.10.1999	31.12.2000	calage
01.10.1986	31.12.1987	validation
01.10.1992	31.12.1993	validation
01.10.1993	31.12.1994	validation

4.7 Procédure de mise à jour du modèle hydrologique

La simulation continue permet la modélisation de processus différents sur de longues périodes sans nécessité de modifier les paramètres du modèle. Bien que gourmande en données, cette méthode fournit des résultats nombreux et de manière confortable, puisque les différents processus ou cycles hydrologiques peuvent être repérés aisément de manière visuelle. La simulation continue présente toutefois quelques risques qu'il convient de minimiser.

Le premier risque est la dérive du modèle hydrologique par rapport à la réalité. Il s'agit alors d'une tendance du modèle à s'éloigner en moyenne de plus en plus de l'observation. Ce problème peut survenir si le calage n'a pas été effectué sur une période couvrant tous les cycles hydrologiques connus. Le modèle peut ainsi stocker continuellement de l'eau ou au contraire vider lentement tous ses stocks, ce qui a pour effet de compenser les éventuelles erreurs sur le bilan hydrique annuel. Une procédure de calage et de validation appropriée ainsi qu'un contrôle du comportement multi-annuel des stocks des réservoirs-sol permet cependant de supprimer ce risque.

Le deuxième risque apparaît lors de l'utilisation d'un modèle de simulation continue pour l'évaluation d'une courte période. Il s'agit pourtant de l'utilisation typique des modèles de prévision de débit, où les stocks des réservoirs-sol sont estimés par la simulation continue et servent de conditions initiales pour une simulation en prévision ou événementielle. Dans ce cas, il est pratiquement impossible de détecter ou de prévoir avec précision l'incertitude de la prévision hydrologique, car le niveau des stocks est supposé bien représenté par le modèle, alors que le niveau de saturation réel n'est pas connu. Une solution consiste alors à comparer la simulation et l'observation sur une période précédant la période de prévision ou d'analyse afin de déterminer la provenance de l'erreur. Une correction appropriée des données d'entrée, du paramétrage ou des variables d'état permet alors au modèle de se rapprocher de l'observé sur la période de contrôle (procédure de filtrage, LCH (2006)). Il suffit d'espérer ensuite que cette correction soit également appropriée pour la période de prévision puisque que les résultats du modèle seront extrapolés sur la base du modèle nouvellement corrigé.

4.7.1 Provenance des incertitudes et stratégies de correction

Dans un modèle hydrologique conceptuel tel que celui décrit dans ce travail, les incertitudes sont propagées et accentuées à de multiples niveaux de la chaîne d'information. Leurs principales sources sont listées ci-dessous selon le groupe auquel elles appartiennent. Il est supposé ici que le modèle est construit correctement et qu'aucune erreur de construction du modèle n'est à déplorer.

Erreurs liées à la donnée d'entrée

- erreur de mesure d'une variable de commande
- erreur de spatialisation d'une variable de commande
- non-mesure ou mauvaise estimation d'une variable de commande

Erreurs liées à la modélisation

- concept de modélisation inadapté
- processus hydrologique manquant, non modélisé, négligé ou non repéré
- degré de simplification trop important (sous-détermination)
- degré de complexité trop important (sur-détermination)
- incertitude liée au paramétrage du modèle

Erreurs liées à la simulation continue

- erreur dans les conditions initiales (impact temporaire)
- mauvaise estimation de l'état du modèle (variables d'état)

Erreur liée à la variable de contrôle

- erreur de mesure d'une variable de contrôle
- mauvaise estimation de la part du débit due à l'intervention humaine (turbinage, vidange, purge) ou à un événement exceptionnel (rupture de digue, embâcle, débâcle)

La multiplicité des sources d'incertitude rend l'estimation et la réduction de ces erreurs délicate. Il conviendrait, en effet, de limiter l'ampleur de chaque source d'incertitude, mais cela demanderait une quantité énorme d'informations, non disponibles ou non gérables. Différents remèdes existent pour réduire l'incertitude, qui ont un coût, une performance ou des contingences fort différentes. Voici quelques exemples d'améliorations toujours souhaitables avec leurs particularités, par ordre décroissant d'efficacité supposée :

- augmentation de la densité du réseau de mesure des variables de commande (*diminue les erreurs de spatialisation et d'estimation de ces variables*)
- augmentation de la densité du réseau de mesure des variables de contrôle (*diminue les erreurs de modélisation, permet le développement de concepts de modélisation plus performants*)
- filtrage du modèle hydrologique (*ajustement temporaire du modèle sur l'observation, diminue l'erreur d'estimation de l'état du modèle ou des conditions initiales*)
- amélioration du calage du modèle (*amélioration du paramétrage*)
- augmentation de la précision des mesures des variables de commande et de contrôle (*réduction de l'erreur liée aux mesures*)

Les stratégies les plus efficaces pour réduire l'incertitude sont bien entendu les plus difficiles à réaliser en raison des coûts et des délais d'installation. Si l'amélioration du calage ne va pas beaucoup améliorer la situation (le calage initial pouvant être supposé satisfaisant si le développeur a correctement effectué son travail), le filtrage du modèle est par contre une stratégie intéressante et souvent mise en oeuvre pour compenser temporairement les incertitudes du modèle hydrologique. Trois niveaux peuvent être filtrés, mais pas en même temps, afin d'éviter des problèmes de compensation des corrections :

- filtrage des variables de commande
- filtrage des variables d'état
- adaptation du paramétrage

Dans le cadre de ce travail, le filtrage des variables d'état du modèle hydrologique a été implémenté pour différentes raisons. Tout d'abord, la modification des variables de commande (champs des précipitations, des température et de l'ETP) est extrêmement compliquée et difficilement contrôlable. Les valeurs des variables de commande ne pouvant pas être vérifiées, il est dangereux de les modifier subjectivement. De plus, l'impact d'une modification de ces champs (dans le temps et/ou dans l'espace) est fortement non-linéaire et difficilement prévisible. Ensuite, la modification du paramétrage pourrait fonctionner pour un modèle plutôt sous-déterminé, c'est-à-dire où des processus ne seraient clairement pas représentés et où le calage ne serait pas adapté à certaines périodes de l'année. Ce n'est pas le cas du modèle semi-distribué présenté ici, puisque les principaux processus sont considérés. Il serait même possible que la modification du paramétrage n'ait que très peu d'influence sur les résultats à court terme (quelques heures) et une forte influence à long terme (plusieurs jours). Le filtrage des variables d'état du modèle permet, quant à lui, d'agir simultanément sur le front des variables de commande et sur celui des conditions initiales, puisqu'une augmentation du niveau d'un réservoir aura presque le même effet que l'augmentation de la précipitation supposée (opération à proscrire absolument) et permettra au modèle de

produire plus de volume à court terme, sans péjorer la situation à long terme en raison du temps de réponse du modèle.

4.7.2 Algorithme de filtrage des variables d'état du modèle hydrologique

L'application de la procédure de mise à jour du modèle hydrologique, développée dans ce travail, est relativement similaire à la procédure de calage. En effet, il s'agit d'abord d'éviter que les incertitudes ne puissent se compenser aléatoirement. Il faut donc réaliser le filtrage de l'amont vers l'aval. Le calcul de l'ajustement à un point de contrôle doit se faire sans influence de l'ajustement effectué en amont, si celui-ci est imparfait, en y injectant des mesures là où cela est possible et selon le schéma présenté à la figure 4.11. Les données de contrôle sont presque les mêmes que pour le calage, avec une restriction toutefois : seules les mesures de débit disponibles en temps réel doivent être exploitées en mode opérationnel. Le bassin versant est donc à nouveau décomposé en différentes zones sur lesquelles le modèle hydrologique est mis à jour séparément.

Pour chaque zone considérée à l'amont d'un point de contrôle (mesure de débit en temps réel), l'algorithme de filtrage des variables d'état est lancé. Ce dernier suit un principe d'ajustement du volume produit par le modèle sur une période donnée. Il ne cherche donc pas à obtenir le meilleur débit à une heure donnée mais plutôt à simuler un volume correspondant au volume mesuré sur une période de plusieurs heures. Cette méthode évite ainsi une importante erreur sur l'estimation de l'état du modèle malgré une production d'un débit conforme à l'observation. En particulier, la tendance de l'hydrogramme est ainsi correctement modélisée.

L'algorithme est itératif car l'influence d'une modification des niveaux dans les réservoirs-sol est non-linéaire. Les principales hypothèses sur lesquelles est basée la méthode de filtrage sont les suivantes :

1. le modèle est "bon" : le rapport entre les différentes composantes de débit à l'amont d'un point de contrôle peut être conservé. En pratique, cela signifie que tous les niveaux des réservoirs des différents sous-bassins versants sont modifiés dans la même proportion.
2. il n'y a pas de préférence dans le choix du processus hydrologique à corriger : les niveaux des réservoirs linéaires de glace et de neige ainsi que des réservoirs GR3 et SWMM sont ajustés.
3. une période d'analyse des volumes minimale de 12 heures doit permettre de négliger l'effet du temps de transfert de l'onde de crue de l'amont vers l'aval de la zone considérée. Cette durée permet également de réduire les incertitudes dues au turbinage.
4. le temps de transfert d'une zone à l'autre peut être négligé : si l'ajustement du volume d'une zone située à l'amont est bon, le débit simulé peut être directement introduit dans le modèle et non la mesure.

Le déroulement de l'algorithme de filtrage suit plusieurs étapes. En outre, plusieurs zones peuvent être filtrées en parallèle, pour autant qu'elles n'aient pas d'influence les unes sur les autres. Ainsi, les sous-bassins versants de tête peuvent être filtrés simultanément (zones de niveau 1), puis les sous-bassins intermédiaires (zones de niveau 2), et ainsi de suite jusqu'à l'exutoire du bassin versant. L'algorithme de filtrage est le suivant :

1. définition des conditions initiales (h_{ini}) du modèle hydrologique au début de la période de filtrage
2. $i = 1$
3. pour chaque zone de niveau i :
 - a) extraction des mesures de débit des sous-bassins versants de zone i sur la période de filtrage
 - b) $n = 1$
 - c) simulation sur la période de filtrage
 - d) comparaison entre volumes mesurés et observés et calcul des coefficients de correction de niveau i
 - e) si tous les coefficients de correction de niveau i sont égaux à $1 + \varepsilon$, ou si $n > n_{max}$, aller à 4)
 - f) multiplication du niveau initial des réservoirs (RN, RGL, GR3, SWMM) de zone i par leur coefficient de correction de zone i correspondant
 - g) $n = n + 1$
 - h) retour à c)
4. $i = i + 1$
5. si $i > i_{max}$, fin de l'algorithme et sauvegarde des nouvelles conditions initiales des réservoirs.

Il s'agit donc d'un algorithme à double boucle. La première boucle concerne les niveaux de zone et ne fait pas l'objet d'itération. La deuxième boucle est une itération sur le calcul du coefficient de correction avec pour critère de sortie la convergence de la solution ou le nombre d'itérations. Ce coefficient de correction C_{MAJ} peut se calculer selon la formule 4.64 :

$$C_{MAJ} = 1 + \eta \cdot \frac{V_{obs} - V_{sim}}{V_{sim}} \quad (4.64)$$

η est un coefficient d'amortissement et évite à l'algorithme de filtrage de diverger, V_{sim} et V_{obs} sont les volumes simulés sur la période de filtrage tels que définis par l'équation 4.63.

Une fois le coefficient de correction calculé à l'itération n , la nouvelle condition initiale d'un réservoir pour l'itération $n + 1$ s'obtient facilement (équ. 4.65) :

$$h_{ini,n+1} = C_{MAJ} \cdot h_{ini,n} \quad (4.65)$$

Les 4 réservoirs sont corrigés simultanément afin de ne pas discriminer un processus hydrologique au détriment d'un autre. La correction d'une partie seulement des réservoirs résulterait d'une hypothèse sur la source de l'erreur, qui n'est pourtant pas vérifiable. En effet, le débit observé servant de mesure de contrôle ne permet pas de séparer les différents processus de formation de l'écoulement. Il serait ainsi dangereux de prétendre qu'un déficit en eau du modèle lors d'une crue proviendrait plus de la fonte que du ruissellement de surface (donc de la précipitation).

4.7.3 Illustration du fonctionnement de l'algorithme de filtrage

Un exemple d'application de l'algorithme de filtrage des variables d'état du modèle hydrologique est présenté afin de permettre au lecteur de visualiser son fonctionnement. Il s'agit de la Lonza à Blatten, dont le bassin versant est en tête, non perturbé, à forte proportion glaciaire et situé au Nord du bassin versant du Rhône. Il a une surface totale de 77.6 km² dont 33.6% de glaciers, son altitude varie entre 1519 m s.m. à Blatten et 3889 m s.m. au sommet du Bietschhorn avec une moyenne à 2613 m s.m. Le modèle hydrologique de ce bassin versant se compose de 18 bandes d'altitude dont 6 sont des bandes glaciaires, ce qui représente 36 niveaux de réservoirs à corriger simultanément. Les données météorologiques utilisées sont les observations (prévisions parfaites).

La figure 4.14 présente le comportement du modèle hydrologique avec mise à jour des niveaux des réservoirs comparé à la simulation continue sans filtrage et l'observation. L'exemple présenté montre les étapes durant lesquelles le filtrage est effectué. Tout d'abord, une première correction est effectuée le 14.10.2000 à 00 h en comparant les volumes des 24 heures précédentes (a). L'hydrogramme obtenu par simulation continue qui sous-estime le débit observé est modifié grâce à l'augmentation appropriée du niveau des réservoirs. Le dernier débit simulé correspond même au dernier débit mesuré, mais cela n'est qu'un hasard. Une nouvelle correction est effectuée 12 heures plus tard (b) et améliore aussi significativement le comportement du modèle hydrologique. Le dernier filtrage est opéré le 15.10 à 00 h, toujours sur une période de 24 heures. La comparaison entre les différentes simulations est présentée en (d) jusqu'au 16.10 à 00 h à la fin de la crue. Le débit maximum observé est de 50 m³/s, tandis que le débit de pointe obtenu par simulation continue est seulement de 23 m³/s. Le premier filtrage du 14.10 à 00 h permet au modèle d'atteindre 38 m³/s, tandis que les deux filtrages suivants donnent des résultats similaires aux observations et des débits de pointe de 51 et 53 m³/s. Le cas de la Lonza est un exemple où le filtrage permet bien de corriger une mauvaise estimation des niveaux dans les réservoirs au début de la crue malgré un débit de base simulé similaire au débit observé avant la crue.

Dans le cas où ce ne sont pas les niveaux dans les 4 réservoirs qui sont la cause de l'imprécision mais l'estimation de la quantité des précipitations, l'algorithme de filtrage fonctionnera également. Cependant, si une erreur dans l'estimation des températures est à déplorer, il faut s'attendre à un comportement décevant de l'algorithme. L'exemple du Triftbach, présenté à la figure 4.15, illustre ce fait lors de la même période de crue en octobre 2000. Son bassin versant est situé dans la vallée de la Viège en rive gauche, juste à l'amont de Zermatt. C'est également un bassin versant de tête, non perturbé, et à forte proportion glaciaire. Il a une surface totale de 10.6 km² dont 51% de glaciers, son altitude varie entre 2449 m s.m. à la prise d'eau de Grande Dixence et 4221 m s.m. au sommet du Zinalrothorn avec une moyenne à 2613 m s.m. Le modèle hydrologique de ce bassin versant se compose de 6 bandes d'altitude dont 3 sont des bandes glaciaires. Au début de la période étudiée, la simulation continue sous-estime le débit observé en régime de base et de fonte glaciaire. Le premier filtrage du 14.10.2000 à 00 h rétablit parfaitement le débit (a), tout comme le deuxième filtrage 12 heures plus tard (b). Les premières difficultés apparaissent le 15.10 à 00 h (c), lorsque le modèle ne parvient pas à simuler une montée en crue. La synthèse de l'événement (d) montre que malgré les précipitations considérées par le modèle hydrologique, aucune réaction du bassin versant n'a pu être simulée. L'augmentation artificielle des niveaux des réservoirs n'a pas non plus eu l'effet escompté. La raison est la vraisemblable sous-estimation des températures empêchant toute formation d'hydrogramme de crue par le modèle. En effet, la température moyenne journalière estimée à l'altitude du centre de

gravité du bassin versant est passée de $0.38\text{ }^{\circ}\text{C}$ le 13.10 à $0.85\text{ }^{\circ}\text{C}$ le 14.10 pour chuter à $-2.32\text{ }^{\circ}\text{C}$ le 15.10 lors de la crue. C'est la station de Zermatt qui, dans ce cas, avait la plus forte pondération, mais elle est située 1600 m plus bas, et le gradient employé de $-0.0054\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{m}$ est certainement la cause de cette sous-estimation des températures dans la région. Il y a en effet parfois lors des fortes précipitations une réduction du gradient altimétrique qui provoque une uniformisation des températures. Ce phénomène n'a pas été modélisé et empêche ainsi le modèle hydrologique de réagir lors de telles situations.

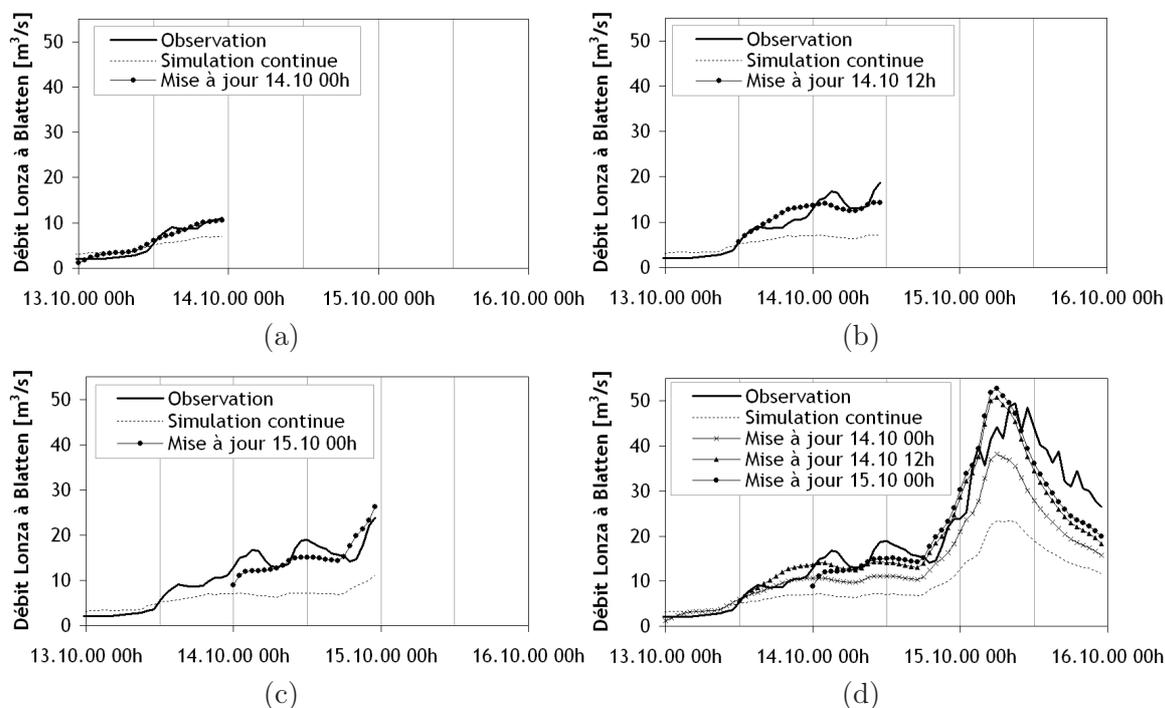


FIG. 4.14: Comparaison entre observations et simulations avec et sans mise à jour du modèle hydrologique lors de la crue du 13 au 16.10.2000 de la Lanza à Blatten. (a) état le 14.10.00 h, mise à jour sur 24 h du 13.10.00 h au 14.10.00 h; (b) état le 14.10.12 h, mise à jour sur 24 h du 13.10.12 h au 14.10.12 h; (c) état le 15.10.00 h, mise à jour sur 24 h du 14.10.00 h au 15.10.00 h; (d) état le 16.10.00 h et comparaison entre les simulations avec différentes mises à jour.

La procédure de mise à jour du modèle hydrologique offre une possibilité d'adapter le modèle et de lui permettre de mieux simuler l'observé. Dans les situations de mauvaise estimation des niveaux des réservoirs par la simulation continue ou des précipitations, l'algorithme de filtrage fournit des résultats satisfaisants. L'interaction de la température provoque toutefois des situations où il peut devenir inefficace.

4.8 Application au bassin versant du Rhône

Ce chapitre présente les résultats de la modélisation hydrologique du bassin versant du Rhône à l'amont du Léman (LCH, 2004, 2005). Les hypothèses relatives aux aménagements hydroélectriques ne sont pas décrites ici mais leur influence est toutefois discutée. Une séparation des résultats est opérée selon le régime hydrologique des sous-bassins versants (perturbé ou non) et la procédure (calage ou validation). La performance est évaluée sur l'entier de la période de calage, y compris le premier hiver. Les données de commande et de

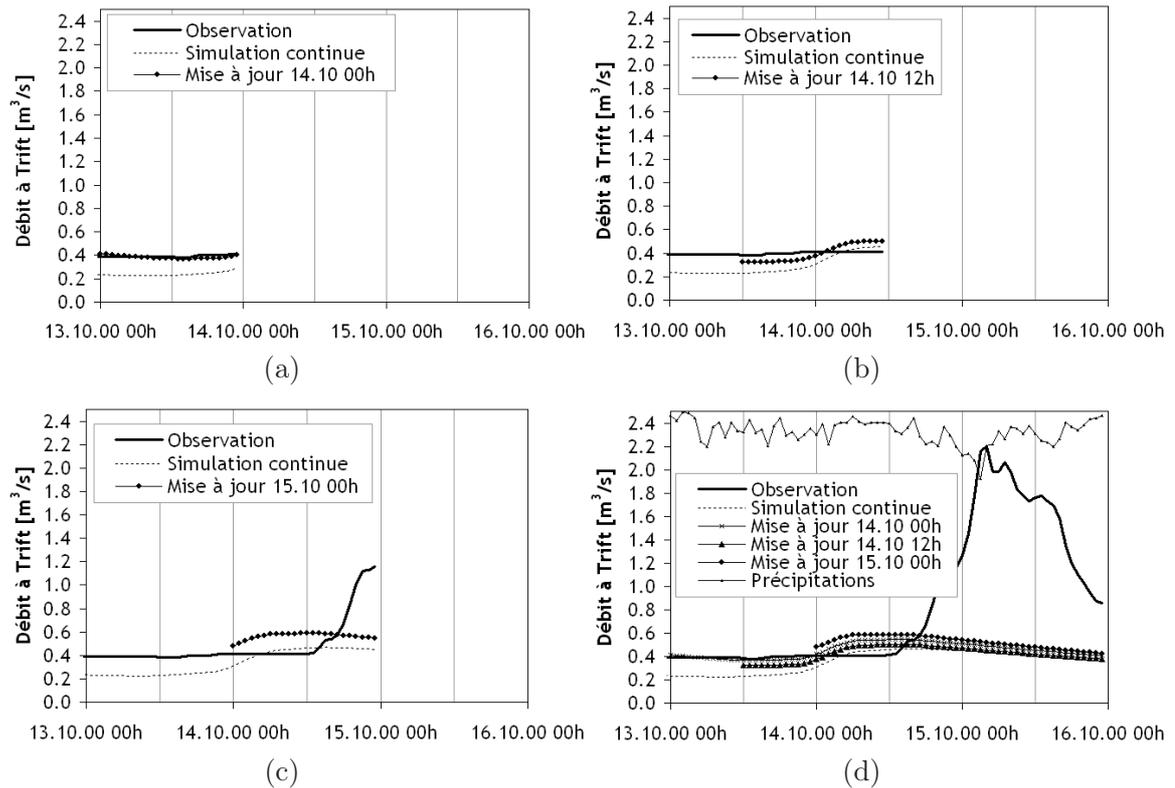


FIG. 4.15: Comparaison entre observations et simulations avec et sans mise à jour du modèle hydrologique lors de la crue du 13 au 16.10.2000 à Trift. (a) état le 14.10 00 h, mise à jour sur 24 h du 13.10 00 h au 14.10 00 h ; (b) état le 14.10 12 h, mise à jour sur 24 h du 13.10 12 h au 14.10 12 h ; (c) état le 15.10 00 h, mise à jour sur 24 h du 14.10 00 h au 15.10 00 h ; (d) état le 16.10 00 h et comparaison entre les simulations avec différentes mises à jour.

contrôle sont celles décrites au chapitre précédent, et la topologie du modèle hydrologique est décrite dans le chapitre 7.2.

4.8.1 Calage des sous-bassins versants non perturbés

Le calage des 38 sous-bassins non perturbés a été réalisé selon la procédure décrite au chapitre 4.6. Quelques résultats sont présentés sous forme graphique pour des points choisis (figures 4.16 et 4.17). Les caractéristiques des sous-bassins présentés sont résumées au tableau 4.5. Les hydrogrammes simulés et observés sont comparés sous forme brute (1^{re} colonne), sous forme de graphe de corrélation (2^e colonne) et sous forme relative (figure 4.17), où l'erreur relative est définie comme suit (équ. 4.66) :

$$E = \frac{Q_{sim} - Q_{obs}}{Q_{obs}} \quad (4.66)$$

TAB. 4.5: Caractéristiques des sous-bassins versants choisis.

Massa	Gletsch	Coll. Est Emosson	Grande-Eau
			
surface (km ²)			
198.5	39.4	76.4	154
part glaciaire (%)			
54	42.8	38.4	0.3
altitude moyenne (m s.m.)			
2927	2710	3187	1484

Les sous-bassins versants non perturbés sont typiquement de régime glaciaire ou glacio-nival. Le modèle hydrologique est capable de représenter correctement ces comportements et les performances sont bonnes, avec des coefficients de Nash ayant des valeurs comprises entre 0.75 et 0.85.

Dans le cas de la Massa, le modèle reproduit correctement le début de la période de fonte de neige du mois de mai. Le débit simulé chute toutefois rapidement, car le stock de neige est épuisé sur les bandes d'altitude les plus basses du bassin versant. La deuxième période de fonte de neige du mois de juin est à nouveau bien reproduite par les bandes d'altitude plus élevées, tout comme les cycles de fonte des glaciers durant l'été. La crue du 15 octobre n'est, par contre, pas bien simulée. Le modèle a donc sous-estimé la formation du stock de neige durant l'hiver, suite à une sous-estimation des précipitations durant cette période. Il y a en effet de nombreuses stations considérées, mais les plus proches sont à plus de 12 km du centre de gravité du bassin versant. Compte tenu de l'importance du relief dans cette région, il est probable que l'incertitude sur les volumes précipités durant l'hiver soit importante. La mauvaise performance du modèle lors de la crue d'octobre s'explique plutôt par une sous-estimation des températures. La station la plus proche se trouve en effet à plus de 19 km et à une altitude de 2450 m, soit 500 m plus bas que l'altitude moyenne du bassin versant de la Massa. Cette erreur induit d'une part une fonte de neige et de glace trop faible et réduit la surface contributive des précipitations liquides responsables de la crue. Pour conclure, l'erreur relative la plus importante se produit pour des débits très faibles durant l'hiver.

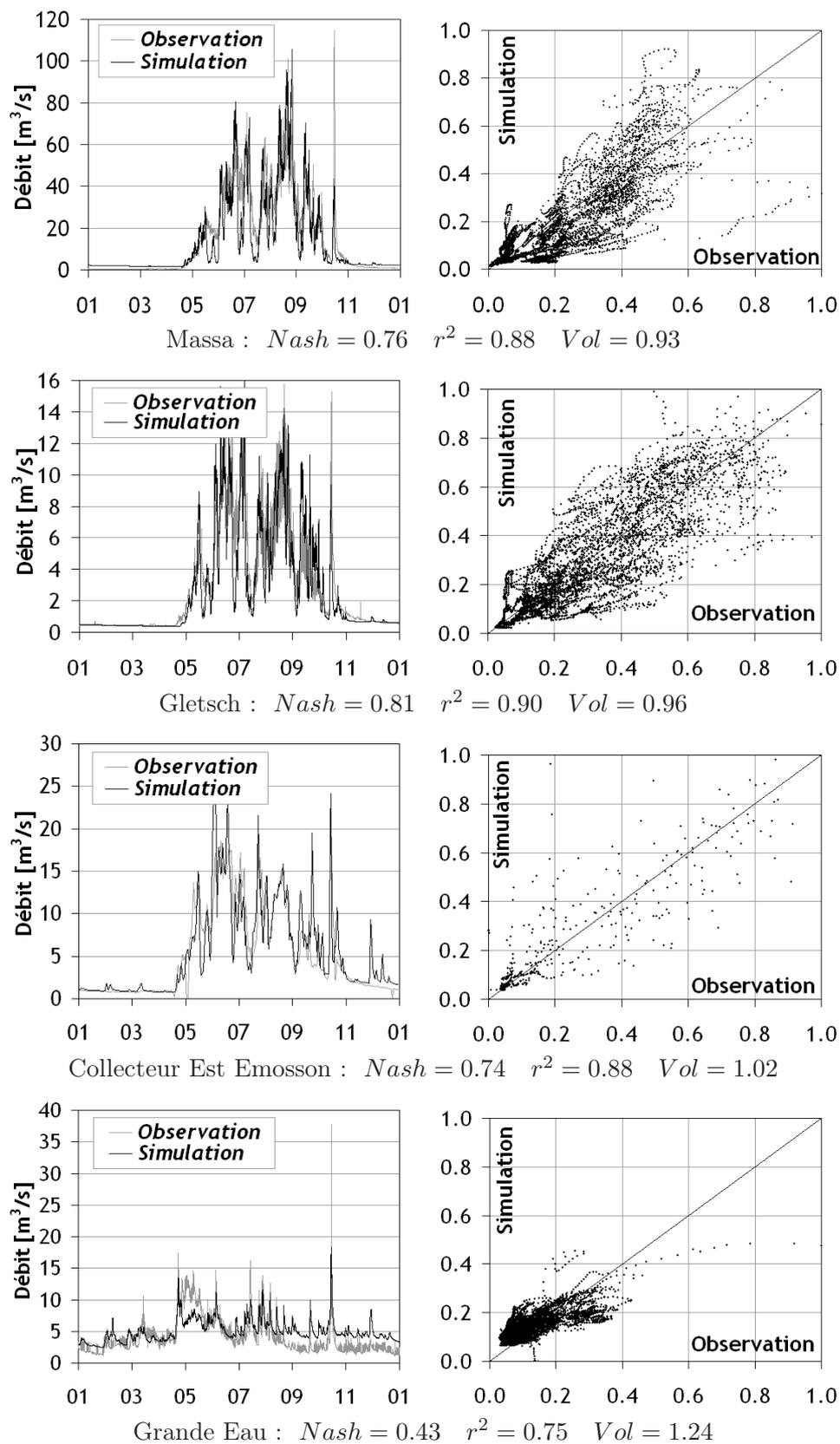


FIG. 4.16: Résultats du calage des sous-bassins versants Massa, Gletsch, Collecteur Est Emosson et Grande Eau.

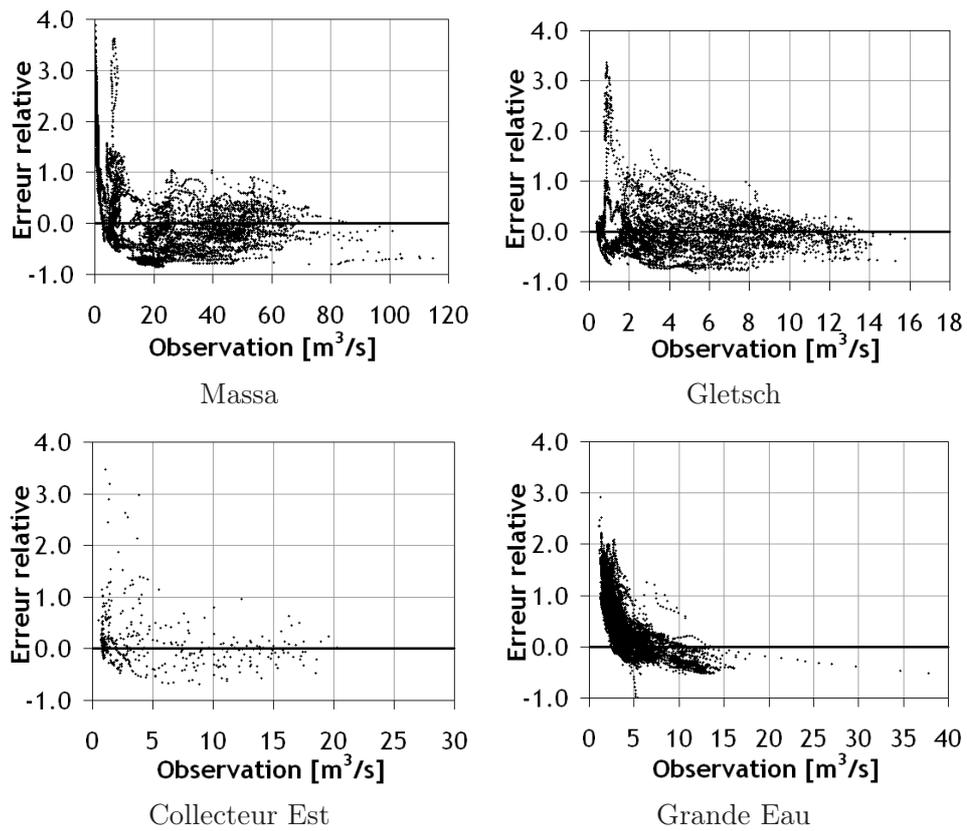


FIG. 4.17: Erreur relative des sous-bassins versants Massa, Gletsch, Collecteur Est Emosson et Grande Eau.

Ces derniers proviennent du réservoir-sol GR3 et sont mal reproduits par le modèle. Leur ajustement pour l'hiver entraînerait toutefois une dégradation importante des résultats en été et lors des crues, ce qui n'est pas souhaitable.

Les observations sont similaires dans le cas du bassin versant de Gletsch, également fortement glaciaire. Le débit hivernal est cependant parfaitement reproduit, mais les erreurs relatives les plus importantes sont observées pour des faibles débits au début de la période de fonte de neige et à la fin de la période de fonte des glaciers. Le modèle est trop sensible dans ce cas et produit des variations de débit très importantes.

La région du collecteur Est de l'aménagement d'Emosson est également fortement glaciaire. Les résultats sont présentés au pas de temps journalier car les observations sont disponibles à cette résolution uniquement. La crue d'octobre 2000 est ici reproduite de manière satisfaisante. Le réseau de mesures est dans cette région relativement dense et les erreurs dues à la spatialisation des variables météorologiques sont faibles. Il n'y a pas d'erreur relative systématique dans les faibles débits et la performance globale est bonne.

Finalement, le bassin versant de la Grande Eau est un exemple de régime hydrologique nival où le modèle peine à produire des résultats satisfaisants. La performance du modèle est moyenne durant toute l'année, avec une erreur systématique en hiver, une période de fonte de neige sous-estimée, un régime de hautes eaux estival pendant lequel les petites crues ne sont pas reproduites, tout comme la crue d'octobre. Il s'agit pourtant du meilleur calage obtenu. La structure actuelle du modèle hydrologique ne permet donc pas de représenter correctement les processus de fonte de neige ou de ruissellement en milieu fortement boisé typiques de ce bassin versant. Des résultats similaires ont également été observés pour d'autres sous-bassins versants présentant les mêmes caractéristiques et indiquent une mauvaise modélisation des régions pré-alpines où l'apport des glaciers est faible voire inexistant.

La synthèse des résultats du calage des sous-bassins versants non perturbés ainsi que leur paramétrage sont présentés au tableau 4.6. Le coefficient de Nash moyen est $\mu_{Nash} = 0.64$ et l'écart-type est $\sigma_{Nash} = 0.12$. Le bilan moyen est $\mu_{Vol} = 1.03$ avec un écart-type de $\sigma_{Vol} = 0.15$. Ces résultats sont relativement moyens, mais l'objectif n'est pas ici de maximiser le coefficient de Nash. Avec un paramétrage mou (cycle de fonte journalier peu marqué), le coefficient de Nash moyen augmente en effet à $\mu_{Nash,mou} = 0.75$ et son écart-type diminue à $\sigma_{Nash,mou} = 0.08$. Toutefois, le modèle doit, pour être crédible du point de vue de l'utilisateur, reproduire le cycle de fonte journalier au printemps et en été, aspect difficile à réaliser avec un paramétrage mou. Enfin, les plus grands sous-bassins versants ($S > 50 \text{ km}^2$) ont la meilleure performance car ils sont moins sensibles aux incertitudes dues à la spatialisation des variables météorologiques. C'est en particulier le cas de Gletsch (Nash=0.81), de la Massa (Nash=0.75), de Reckingen (Nash=0.83) ou de la Saltina (Nash=0.84). Les sous-bassins présentant les plus mauvaises performances sont les plus petits ($S < 10 \text{ km}^2$) ou ceux ayant une très faible surface glaciaire.

4.8.2 Calage des sous-bassins versants perturbés

Les sous-bassins perturbés sont ceux situés le long du Rhône et de ses principaux affluents. Les hydrogrammes simulés sont donc fortement conditionnés, d'une part par la partie amont du modèle et ses sous-bassins non perturbés, et d'autre part par l'influence des aménagements hydroélectriques. Une part importante du débit des affluents est captée et envoyée vers les retenues et n'arrive donc pas dans le Rhône selon un écoulement naturel.

TAB. 4.6: Résultats du calage des sous-bassins versants non perturbés et paramétrage associé.

Nom station	$Nash$	Vol	A_{GL} ($\frac{mm}{C \cdot j}$)	K_{GL} (j)	K_N (j)	A_N ($\frac{mm}{C \cdot j}$)	h_{max} (m)	k (h)	K_s ($m^{1/3}/s$)
Alphubel	0.61	0.91	4	0.25	0.25	5	0.8	0.005	0.5
Arb	0.65	0.99	6.5	0.5	0.5	7	2	0.0015	2
Arolla	0.62	0.99	1	0.5	0.2	5.3	1.2	0.0001	0.5
Bertol	0.60	0.96	12	0.4	0.63	6	1.2	0.002	1
Blatten Lonza	0.64	1.04	7	0.4	0.4	10	0.5	0.0003	0.2
Chennaz	0.62	1.17	6	0.35	0.35	4	1.2	0.001	1
Collecteur Est	0.75	1.04	4	0.6	0.6	5.5	0.8	0.0002	0.2
Collecteur Ouest	0.60	1.02	3	0.6	0.6	4	0.8	0.00015	0.2
Dent Blanche	0.64	1.10	1.8	0.2	0.2	4	1.2	0.00015	2
Edelweiss	0.65	0.97	9	0.7	0.7	9.5	1.2	0.0002	0.5
Ferpècle	0.59	1.07	8	0.24	0.24	5.8	0.8	0.00005	0.2
Festi	0.65	1.02	3	0.1	0.1	5.9	0.4	0.0001	0.2
Findelen	0.66	0.99	6	0.2	0.4	5	1.2	0.0005	1
Fontanesses	0.51	0.97	8	4	3	12	1.4	0.00005	1
Furgg	0.57	0.95	6	0.5	0.5	6	1.2	0.001	0.5
Gletsch	0.81	0.96	5.5	0.73	0.73	4.2	1.5	0.0001	0.2
Grande Eau	0.43	1.24	0.5	4	2	7	0.9	0.00025	0.14
Goneri	0.61	0.82	15	0.63	0.63	3	0.2	0.0004	0.2
Gornera	0.72	0.90	5	0.63	0.63	5	0.8	0.0015	1
Massa	0.76	0.93	9	0.8	0.8	5	1.1	0.00015	0.5
Mattmark	0.70	0.96	3.2	0.35	0.35	5.6	0.9	0.00015	2
Mauvoisin	0.75	1.03	6	0.5	0.5	5.5	0.8	0.00015	0.2
Moiry	0.59	1.05	2	0.54	0.54	4	0.25	0.0004	0.1
Mottec	0.72	0.95	5	1	1	6	0.25	0.0004	0.1
Mourti	0.30	1.05	5	2	2	5	1.2	0.00015	0.2
Reckingen	0.83	1.07	6	0.25	0.25	4.5	1.4	0.0002	0.6
Saltina	0.84	1.13	8	0.63	0.63	10	0.8	0.00025	0.1
Stafel	0.71	0.90	5	0.63	0.63	5	0.3	0.0015	0.2
Triège	0.49	1.01	4	0.6	0.6	6	0.8	0.00025	0.2
Trift	0.68	0.96	10	1	1	12	1.2	0.0015	1
Turtmann	0.77	0.99	4	0.38	0.38	4	0.25	0.0005	0.1
Vouasson	0.68	1.27	3	0.63	0.63	4	1.6	0.00015	1
Vuibe	0.47	1.68	1	1	1	1	0.35	0.00005	2

Par contre, les rejets des turbines n'ont aucune corrélation avec le cycle hydrologique naturel et ne dépendent que de la politique de production des exploitants. Par conséquent, les hypothèses relatives aux aménagements hydroélectriques ont un grand impact sur la performance du modèle hydrologique aux points de calage perturbés. Enfin, les sous-bassins intermédiaires n'ont ni un régime glaciaire, ni nival. Ils sont donc délicats à modéliser selon le concept GSM-SOCONT.

Treize sous-bassins versants perturbés ont été calés. Quatre d'entre eux sont présentés dans cette section et leurs caractéristiques sont décrites au tableau 4.7. Les résultats complets sont présentés au tableau 4.8. Les résultats du calage sont légèrement moins bons que ceux des sous-bassins non perturbés. Le coefficient de Nash moyen est $\mu_{Nash} = 0.56$ et l'écart-type est $\sigma_{Nash} = 0.20$. Le bilan moyen est $\mu_{Vol} = 1.11$ avec un écart-type de $\sigma_{Vol} = 0.14$. A noter que Vissoie n'a pas été considéré dans le calcul de la performance moyenne. Quatre sous-bassins ont une mauvaise performance : Biel, Châble, Dranses et Viège. Il s'agit de bassins versants dont une part très importante de l'écoulement naturel est soustraite par de nombreux captages en rivière. L'écoulement produit par la fonte glaciaire n'est donc pas acheminé dans la rivière et l'étiage n'est dû qu'à l'infiltration ou à la fonte de neige en forêt au printemps. Il s'agit de morphologies pour lesquelles le modèle est le moins performant. De plus, la négligence de l'ETP dans ces régions ne favorise pas le résultat.

TAB. 4.7: Caractéristiques des sous-bassins versants perturbés choisis.

Dranses	Brigue	Sion	Porte du Scex
			
surface (km^2)			
699	907	3340	5347
part glaciaire (%)			
14.3	20.2	16.3	12.4
altitude moyenne ($m s.m.$)			
2210	2339	2282	2086

TAB. 4.8: Résultats du calage des sous-bassins versants perturbés et paramétrage associé.

Nom station	$Nash$	Vol	A_{GL} ($\frac{mm}{C \cdot j}$)	K_{GL} (j)	K_N (j)	A_N ($\frac{mm}{C \cdot j}$)	h_{max} (m)	k (h)	K_s ($m^{1/3}/s$)
Biel	0.24	1.00				5	1	0.00015	2
Branson	0.72	1.03				4	0.8	0.00025	0.5
Brigue	0.78	1.14	6	0.3	0.3	4.5	1.2	0.00020	0.2
Châble	0.30	1.37				7	0.5	0.00050	0.5
Cheilon collecteur	0.77	1.08				5	0.8	0.00025	0.5
Dranses	0.42	1.37				4	0.8	0.00025	0.2
Fionnay	0.51	1.02	8	0.25	0.25	10	0.5	0.00100	0.2
Porte du Scex	0.71	1.06				3.8	0.8	0.00025	0.5
Saas Balen	0.52	1.09	0.5	0.28	0.28	5.2	0.8	0.00005	2
Sion	0.73	1.06				4	0.8	0.00025	0.5
Viège	0.36	1.19	6	0.2	0.4	5.5	0.8	0.00050	2
Vissoie	-1.98	2.02				0.5	2	0.00010	0.1
Zermeiggern	0.71	0.94	20	0.18	0.18	5.3	0.8	0.00050	2

Les figures 4.18 et 4.19 illustrent les résultats obtenus aux 4 sous-bassins sélectionnés.

Quelques commentaires peuvent être émis : tout d'abord, il convient de rappeler que le critère de Nash est particulièrement sévère pour les simulations horaires, car un décalage temporel de débit pèjore fortement sa valeur. En effet, un événement de crue ou un cycle de turbinage déphasé produira toujours une erreur sur la reproduction d'un débit, même si l'information fournie au décideur est presque totalement valide. Ce comportement explique également la forme des fonctions d'erreur relative, systématiquement positives pour les très faibles débits et négatives pour les débits faibles à moyen. Définie comme la différence relative entre simulation et observation, elle est positive en période d'étiage car le modèle ne sous-estime presque jamais les débits pendant ces périodes. Ce biais est encore accentué par les imprécisions sur les cycles de turbinage particulièrement visibles lors des très faibles débits. D'ailleurs, ce comportement était beaucoup moins systématique sur les sous-bassins non perturbés. Pour les débits faibles à moyens, l'erreur relative est moins systématique : la fonte de neige printanière est sous-estimée mais le reste de l'été est modélisé de manière convenable. Le résultat le plus important de la modélisation est la production de la crue d'octobre qui est conforme à l'observation. En effet, l'erreur relative sur les grands débits est minimale, sauf sur le sous-bassin des Dranses. De même, il n'y a pas de déphasage entre la pointe de crue simulée et observée. Ces résultats confirment la robustesse du modèle pour la simulation des grands débits.

L'analyse détaillée des exemples présentés met en évidence les problèmes du modèle hydrologique, en particulier sur les bassins versants fortement perturbés et dont les surfaces contributives restantes sont en basse altitude. C'est le cas des Dranses, que le modèle ne parvient pas à bien représenter. Le débit hivernal est systématiquement sur-estimé, tandis que la fonte de neige ne crée pas d'augmentation marquée du débit. La crue est produite mais fortement sous-estimée et la période qui suit ne présente pas de récession suffisante. Une cause de ce comportement non satisfaisant est l'insuffisance des mesures des températures dans ce secteur et par conséquent une mauvaise estimation du gradient altimétrique. En effet, le modèle produisant trop de fonte en hiver (ou pas assez de stockage sous forme de neige) ne peut évidemment plus en produire au bon moment, c'est-à-dire au printemps. La rétention d'eau dans les forêts et le déplacement de la période de fonte ne sont pas pris en considération par le modèle, tout comme l'ETP, dont l'influence est plus forte sur ce type de terrain. La crue d'octobre a été bien reproduite dans la région des Dranses, mais à l'ouest du bassin versant et non à l'Est. La grande partie du débit de crue a donc été captée et dirigée vers un aménagement. L'Est du bassin versant des Dranses est par ailleurs mal couvert par le réseau de mesures. La dernière raison pour ce résultat est la mauvaise estimation du stock dans le réservoir-sol avant la crue et donc l'attribution d'une trop forte part des précipitations à l'infiltration et non au ruissellement.

La modélisation des écoulements du Rhône est très satisfaisante. Les résultats à Brigue, Sion et la Porte du Scex l'attestent. Le cycle hydrologique annuel est reproduit, l'influence des aménagements hydroélectriques est identifiable et la crue d'octobre apparaît à l'heure et avec l'amplitude observée. Le débit de pointe à la Porte du Scex est un peu trop faible : une grande part de cette erreur provient des Dranses où la crue a été fortement sous-estimée.

4.8.3 Validation des sous-bassins versants non perturbés

La performance réelle du modèle hydrologique ne peut être évaluée qu'à la suite d'une validation, c'est-à-dire par la simulation de périodes n'ayant pas servi à l'établissement du paramétrage du modèle. 3 périodes de 15 mois ont été utilisées pour la validation, dont les résultats sont synthétisés au tableau 4.9.

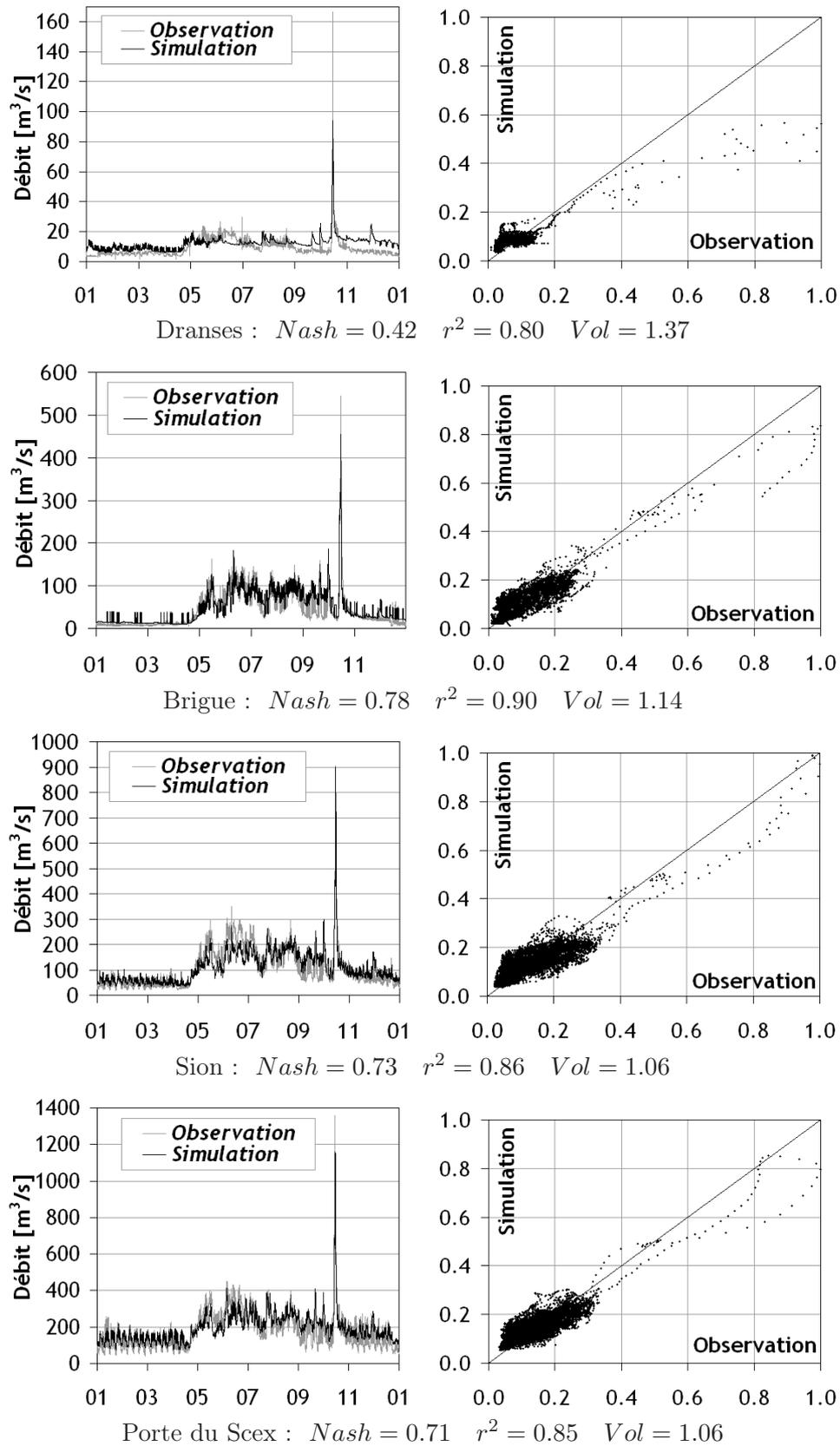


FIG. 4.18: Résultats du calage des sous-bassins versants des Dranses, Brigue, Sion et Porte du Scex.

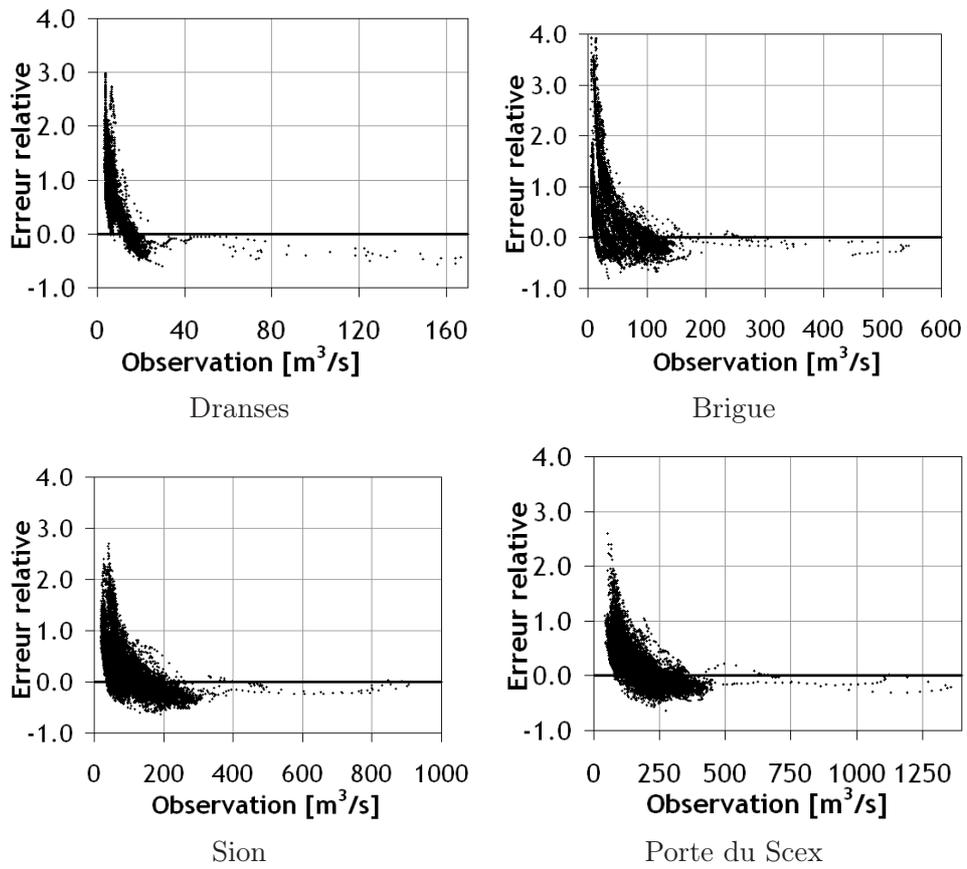


FIG. 4.19: Erreur relative des sous-bassins versants des Dranses, Brigue, Sion et Porte du Scex.

Le coefficient de Nash moyen est $\mu_{Nash} = 0.67$ et l'écart-type est $\sigma_{Nash} = 0.15$. Le bilan moyen est $\mu_{Vol} = 1.03$ avec un écart-type de $\sigma_{Vol} = 0.18$. Ces résultats de 30 sous-bassins ne tiennent pas compte des régions du collecteur Ouest d'Emosson, Mourti et Vuibe, dont les résultats étaient particulièrement mauvais ou inexistantes par manque de données. Les performances moyennes en validation sont équivalentes au calage et la dispersion est légèrement augmentée. Il en va de même pour l'indicateur de bilan légèrement trop élevé en validation. Ces résultats prouvent la robustesse du modèle hydrologique, capable de conserver son niveau de performance sur plusieurs années différentes. Les résultats détaillés sont à nouveau présentés aux figures 4.20 et 4.21 pour les 4 sous-bassins de la Massa (1987), de Gletsch (1993), du collecteur Est d'Emosson (1994) et de la Grande-Eau (1994). Des années différentes sont choisies pour illustrer d'autres situations. Les commentaires sur les résultats présentés sont similaires que pour le calage. En effet, les sous-bassins avec une forte proportion glaciaire sont les mieux modélisés. Les étiages sont sur-estimés et l'erreur relative s'en ressent pour les très faibles débits. L'erreur relative diminue pour les débits moyens et grands. La figure 4.22 illustre la similitude des résultats des coefficients de Nash en calage et en validation. Les sous-bassins pour lesquels les performances sont fortement dégradées sont ceux de Festi, de Vuibe et de la Saltina. La raison de cette dégradation est le manque de données en provenance du réseau de mesures des températures IMIS, qui a été étendu entre les années 1994 et 2000. Ces sous-bassins versants, calés en 2000 avec le réseau IMIS existant, utilisent ces données avec une forte pondération (Festi : 68%, Vuibe : 100% et Saltina : 70%) car elles se trouvent à proximité, alors qu'ils ne disposent d'aucune mesure de température IMIS en phase de validation. Ce résultat renforce donc l'explication de la part importante de l'incertitude par manque de mesures locales précises et souligne l'importance d'un réseau de mesures dense en milieu alpin.

4.8.4 Validation des sous-bassins versants perturbés

Les résultats de validation des sous-bassins perturbés résument finalement la performance globale du modèle hydrologique. Ils sont présentés de manière détaillée au tableau 4.10 et les 4 sous-bassins choisis aux figures 4.23 et 4.24. Le bassin versant des Dranses est remplacé par celui de la Viège, car aucune mesure de débit des Dranses à Martigny n'était disponible avant 1996.

La validation des sous-bassins perturbés illustre la performance du concept hydrologique choisi pour la modélisation des écoulements du bassin versant du Rhône. Tous les éléments du cycle hydrologique sont reproduits sans erreur systématique : les basses comme les hautes eaux sont modélisées. Les différents processus de fonte sont produits en phase avec les observations, malgré quelques imprécisions sur leur amplitude. Les crues rares qui se sont produites pendant les années simulées ont également toujours été modélisées en phase et avec des vitesses de montée et de descente conformes à la réalité. Ces observations effectuées, il est désormais nécessaire d'analyser les résultats globalement pour quantifier l'incertitude modèle et éventuellement en identifier les différences régionales. Ces points font l'objet du paragraphe suivant. La comparaison entre calage et validation est présentée à la figure 4.25 où les coefficients de Nash pour les sous-bassins perturbés sont calculés. Il est intéressant de constater que les résultats de la validation sont en général meilleurs que ceux du calage, sauf pour deux sous-bassins (Châble et Saas Balen). Ces derniers sont situés dans des régions où peu de stations de mesure étaient implantées jusqu'en 1996, mais où de nombreuses stations de mesure de température IMIS étaient installées en 2000. Les performances du modèle hydrologique semi-distribué sont fortement conditionnées par la précision des

TAB. 4.9: Résultats de la validation des sous-bassins versants non perturbés.

Nom station	<i>Nash</i>	<i>Vol</i>
Alphubel	0.630	1.10
Arb	0.720	1.00
Arolla	0.480	1.06
Bertol	0.683	1.15
Blatten Lonza	0.756	1.11
Chennaz	0.535	1.59
Collecteur Est	0.769	0.82
Collecteur Ouest	-1.61	2.49
Dent Blanche	0.650	1.24
Edelweiss	0.719	0.90
Ferpècle	0.754	1.18
Festi	0.154	1.26
Findelen	0.676	1.04
Fontanesses	0.796	1.12
Furgg	0.616	1.08
Gletsch	0.826	0.79
Grande Eau	0.530	0.98
Goneri	0.447	0.48
Gornera	0.738	0.98
Massa	0.865	1.05
Mattmark	0.734	0.97
Mauvoisin	0.781	0.99
Moiry	0.723	0.86
Mourti		
Mottec	0.795	0.97
Reckingen	0.871	1.08
Saltina	0.490	1.11
Stafel	0.724	1.02
Triège	0.489	0.95
Trift	0.728	1.09
Turtmann	0.830	1.01
Vouasson	0.695	1.03
Vuibe	0.076	1.75

TAB. 4.10: Résultats de la validation des sous-bassins versants perturbés.

Nom station	<i>Nash</i>	<i>Vol</i>
Biel	0.434	1.03
Branson	0.797	1.11
Brigue	0.854	1.03
Châble	0.096	1.30
Cheilon collecteur	0.857	1.14
Dranses	0.11	1.21
Fionnay	-1.800	0.54
Porte du Scex	0.736	1.12
Saas Balen	0.296	0.68
Sion	0.833	1.06
Viège	0.603	1.00
Vissoie	-0.470	1.36
Zermeiggen	0.810	0.98

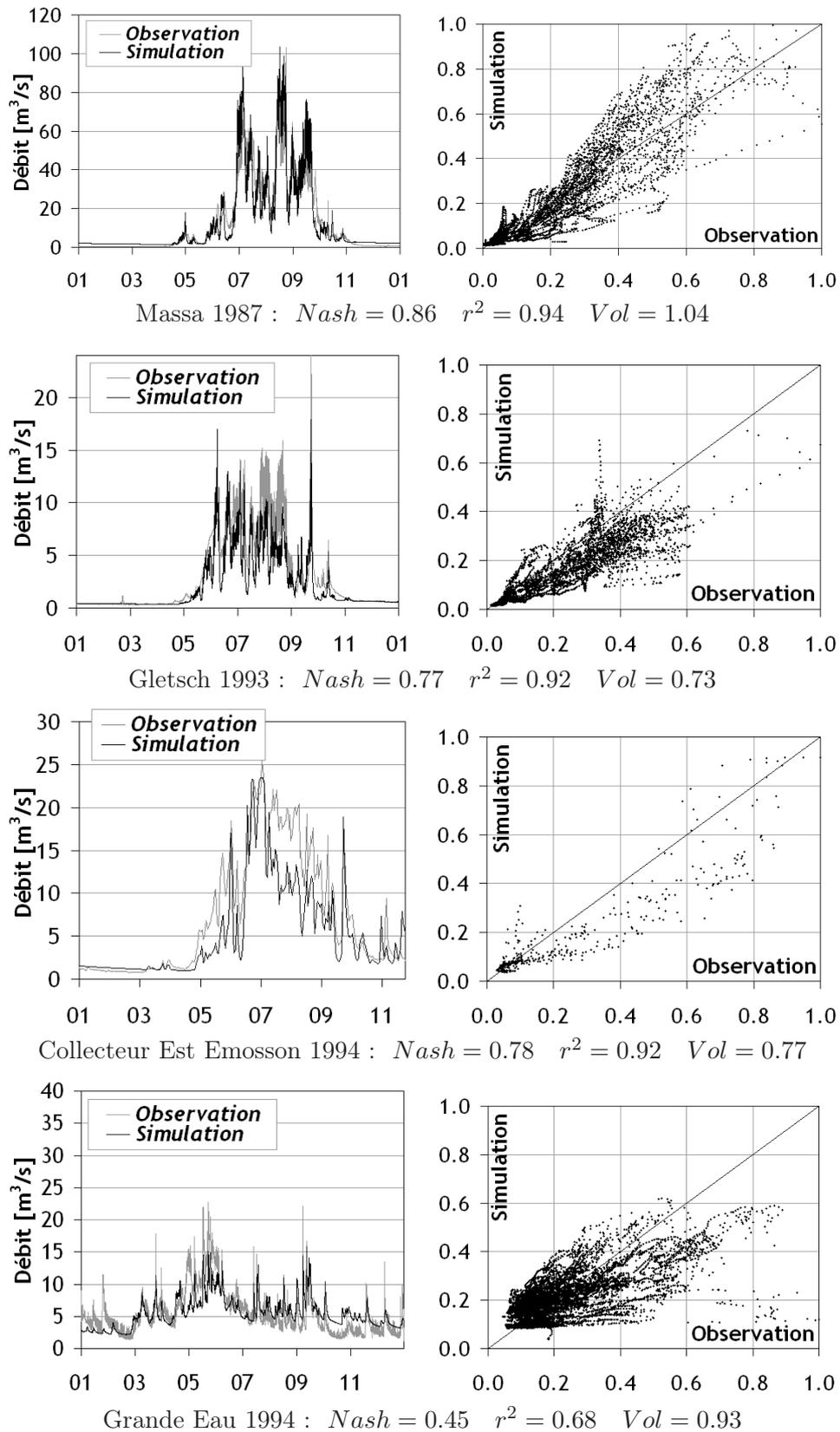


FIG. 4.20: Résultats de la validation des sous-bassins versants Massa, Gletsch, Collecteur Est Emosson et Grande Eau.

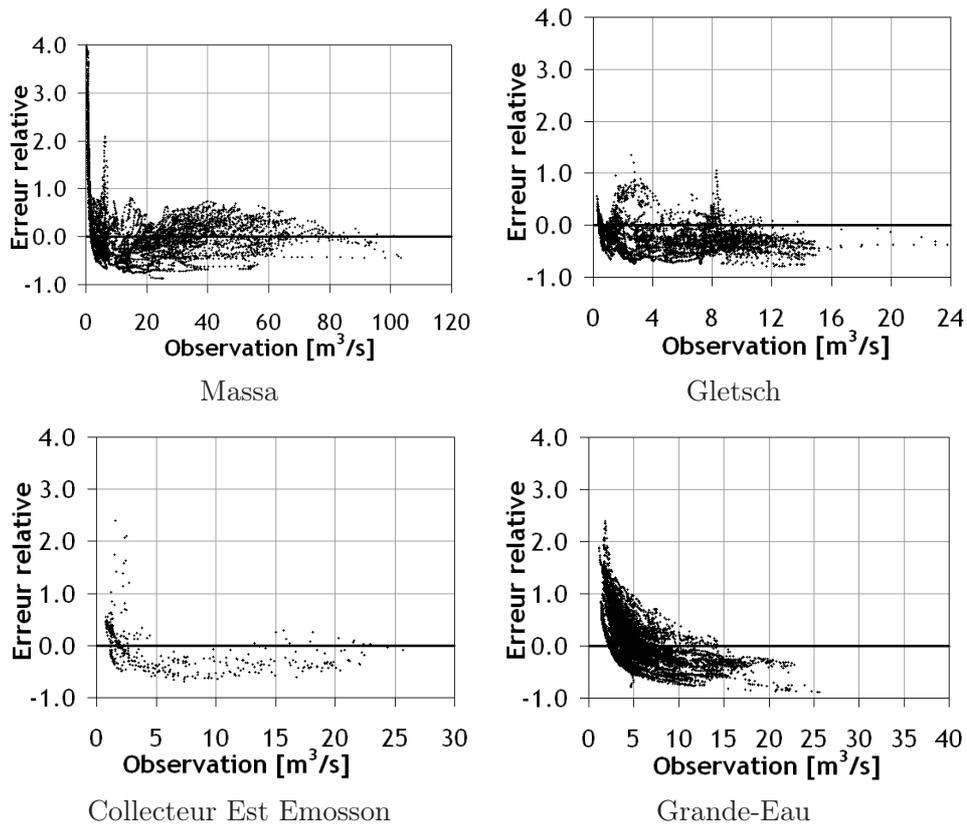


FIG. 4.21: Erreur relative de validation des sous-bassins versants de la Massa, de Gletsch, du Collecteur Est d’Emosson et de la Grande-Eau.

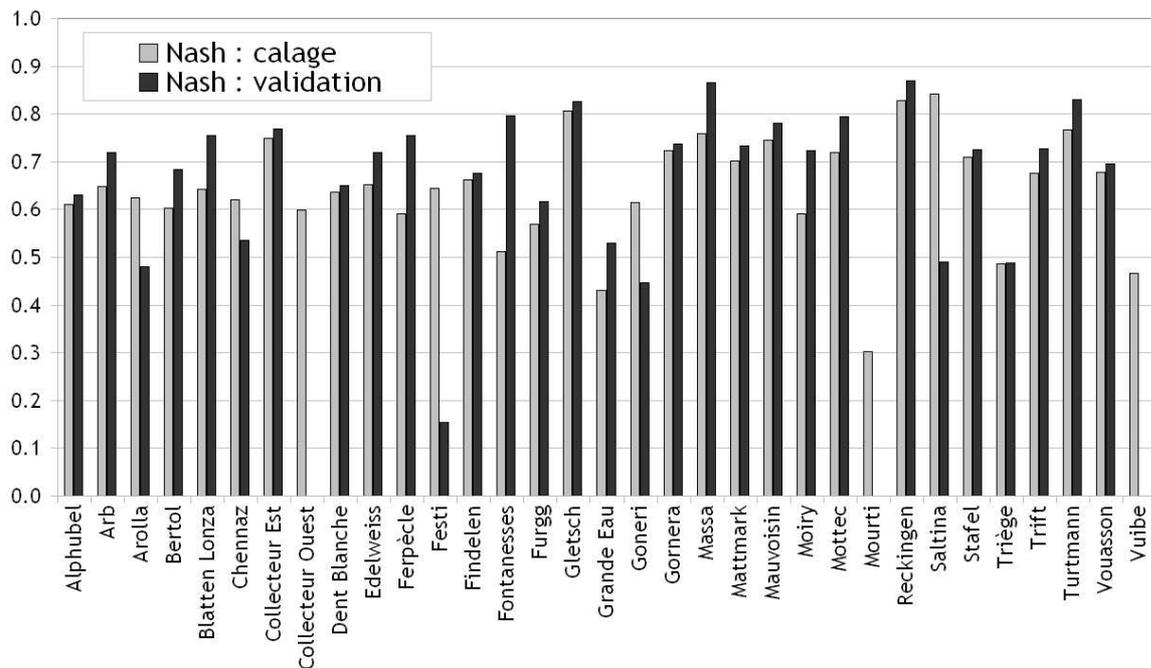


FIG. 4.22: Comparaison des performances des sous-bassins non perturbés en calage et validation, critère de Nash.

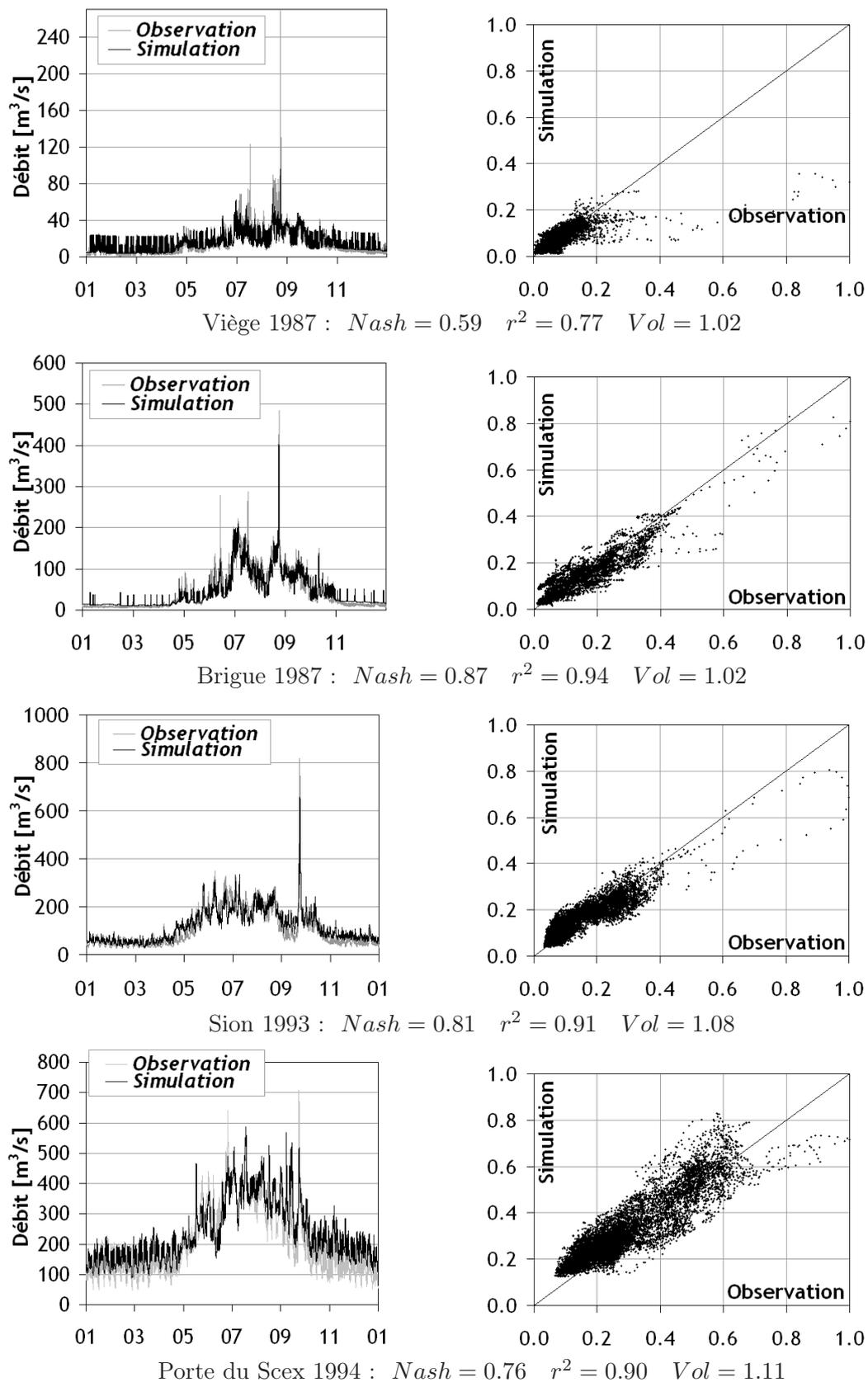
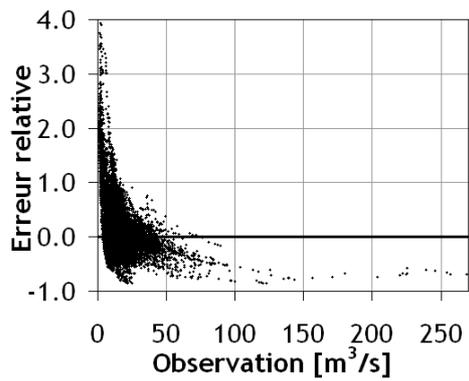
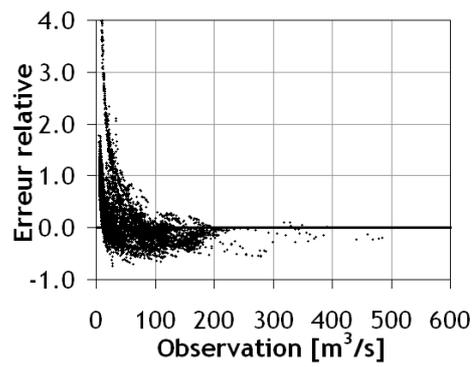


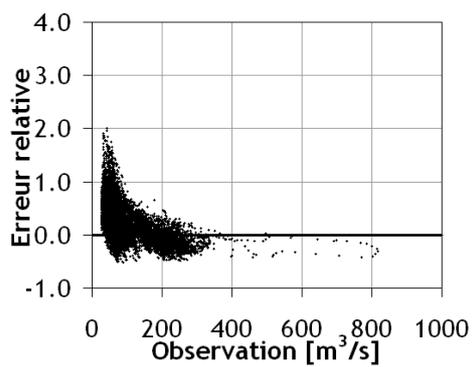
FIG. 4.23: Résultats de la validation des sous-bassins versants Viège, Brigue, Sion et Porte du Scex.



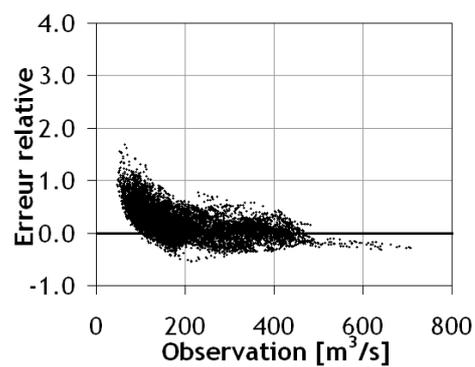
Viège 1987



Brigue 1987



Sion 1993



Porte du Scex 1994

FIG. 4.24: Erreur relative de validation des sous-bassins versants Viège, Brigue, Sion et Porte du Scex.

variables météorologiques dans chaque région. Il n'y a, dans notre cas, aucune compensation systématiquement possible d'une erreur locale par une autre, comme pourraient parfois en souffrir les modèles hydrologiques conceptuels. En effet, le calage d'un bassin versant aval ayant été effectuée. En outre, cela signifie qu'une amélioration locale de la modélisation hydrologique entraînera directement une amélioration de la performance globale, et que le modèle peut être amélioré sans nécessité de modifier le concept de modélisation.

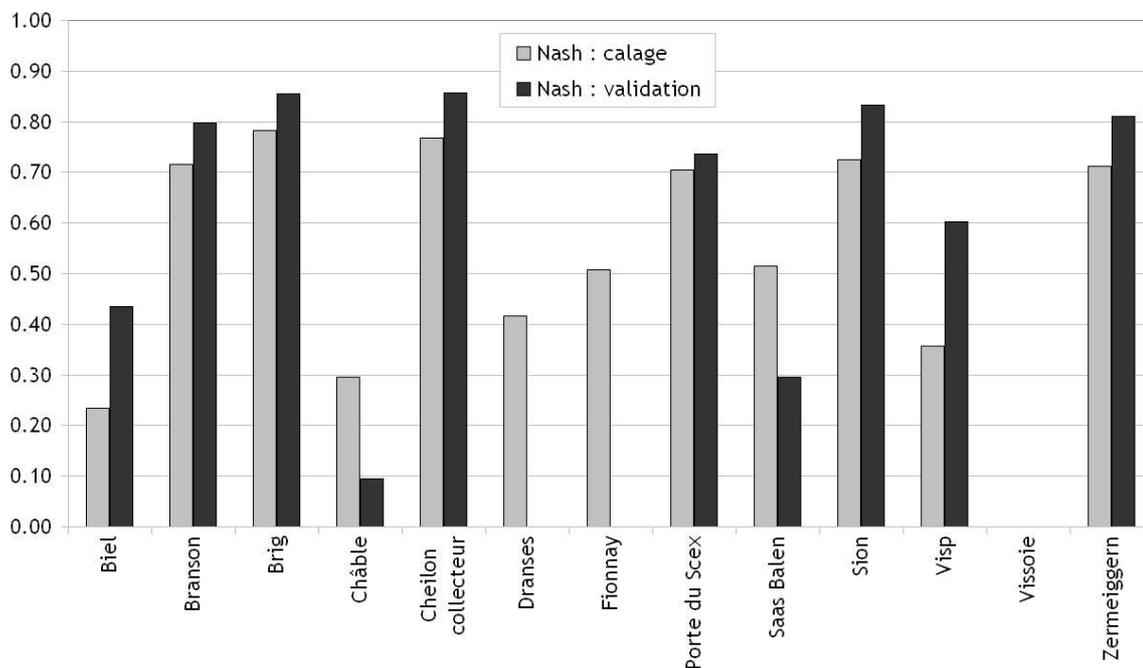


FIG. 4.25: Comparaison des performances des sous-bassins perturbés en calage et validation, critère de Nash.

4.8.5 Estimation de l'incertitude du modèle hydrologique

Tout d'abord, la distribution spatiale de la performance du modèle hydrologique est présentée à la figure 4.26, où les coefficients de Nash de tous les sous-bassins versants sont représentés sous forme de carte. Il s'agit des valeurs obtenues lors du calage, car elles représentent mieux la performance opérationnelle du modèle hydrologique avec le réseau de mesure le plus actuel.

Les régions les moins bien modélisées sont mises en évidence par leur couleur claire. Il s'agit soit de vallées dont la part de l'écoulement glaciaire est faible (Grande-Eau), soit de régions dont les écoulements naturels sont modifiés par les captages vers les aménagements hydroélectriques (Vièges, Dranses, Navisence). Il convient de noter également que la région de la Dovéria n'a pas de performance associée car aucune mesure de contrôle n'est disponible. Il semble donc que les apports vers les retenues alpines soient correctement modélisés, mais que les écoulements à l'aval des captages posent plus de problèmes. La performance globale ayant été estimée précédemment, il est nécessaire de vérifier l'influence de ces disparités de comportement lors des crues.

Le meilleur résumé du comportement du modèle hydrologique lors des crues est l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant du Rhône. Le débit à la Porte du Scex représente en effet la somme de toutes les contributions hydrologiques et donc la performance globale

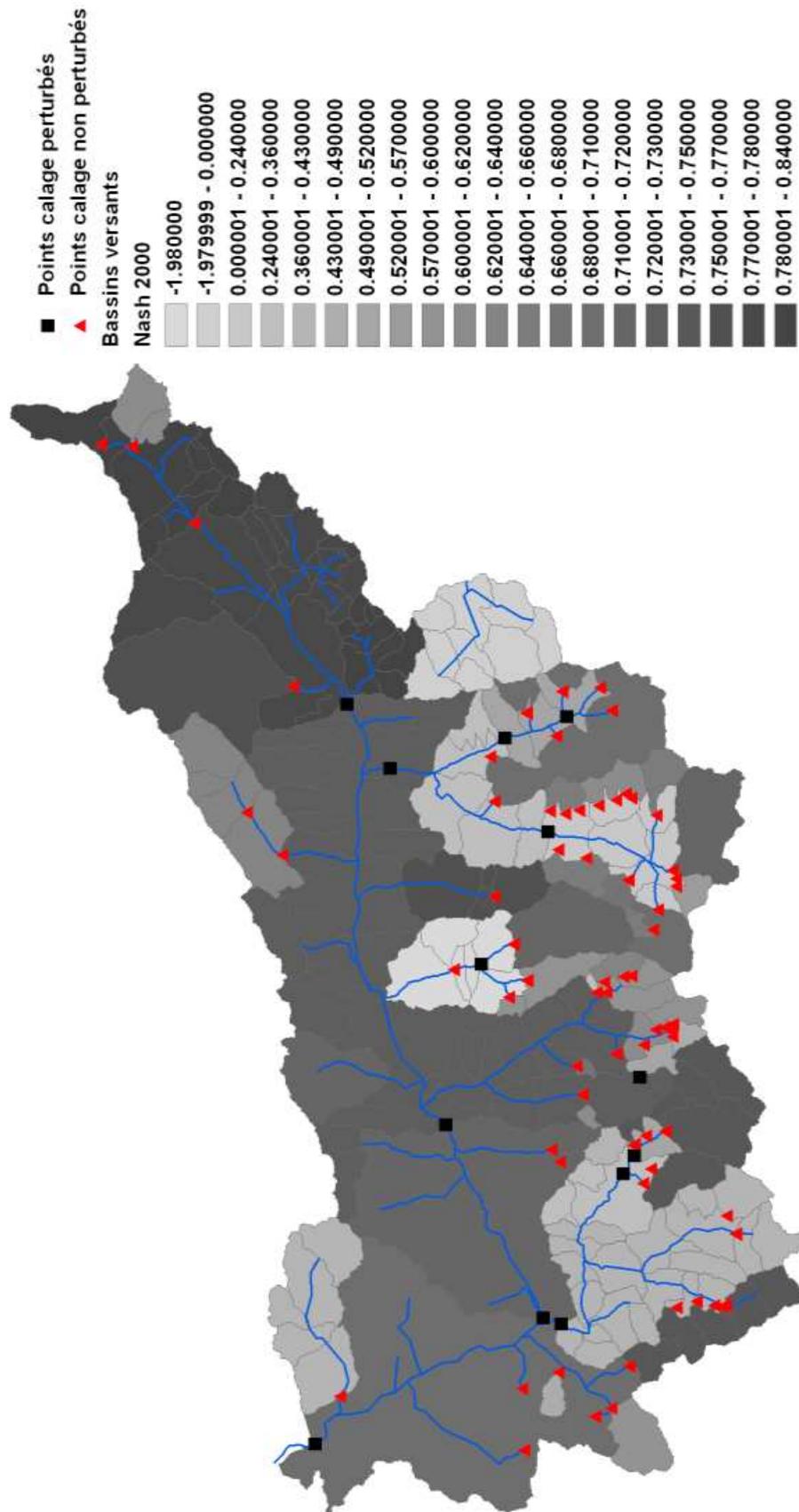


FIG. 4.26: Carte des coefficients de Nash des sous-bassins versants non perturbés et perturbés.

du modèle. Les 4 derniers événements de crues modélisés sur une durée de 5 jours sont présentés à la figure 4.27. L'observation des résultats montre une bonne correspondance entre les simulations et les observations en termes de phase et de forme, mais indique une sous-estimation systématique des débits de pointe. La crue de septembre 1994 semble particulièrement mal modélisée, puisqu'un déficit de 200 sur 700 m³/s est observé. En outre, la montée en crue du modèle est molle. Une analyse plus fine de la provenance des erreurs est effectuée à l'aide du tableau 4.11 où les rapports entre les débits de pointe et les volumes simulés et observés sont synthétisés pour 8 points de contrôles choisis. Les 4 premiers points de contrôle concernent des sous-bassins versants affluents du Rhône importants.

En général, les rapports des débits de pointe et des volumes sont relativement similaires pour chaque point de contrôle le long du Rhône autour d'une valeur de 0.8. Toutefois, les affluents semblent être moins bien modélisés lors des crues. En effet, les simulations de la Massa, de la Viège, de la Lonza et des Dranses sous-estiment en général les crues observées. La crue de septembre 1994 est particulièrement mal représentée puisque les rapports des volumes sont largement supérieurs aux rapports des débits, indiquant un aplatissement de l'hydrogramme. Cela provient du processus de fonte de neige dominant cet événement, au contraire des autres crues dont l'origine était les fortes précipitations orographiques. L'hydrogramme résultant à l'exutoire montre les stigmates de ces imprécisions et est également aplati (figure 4.27).

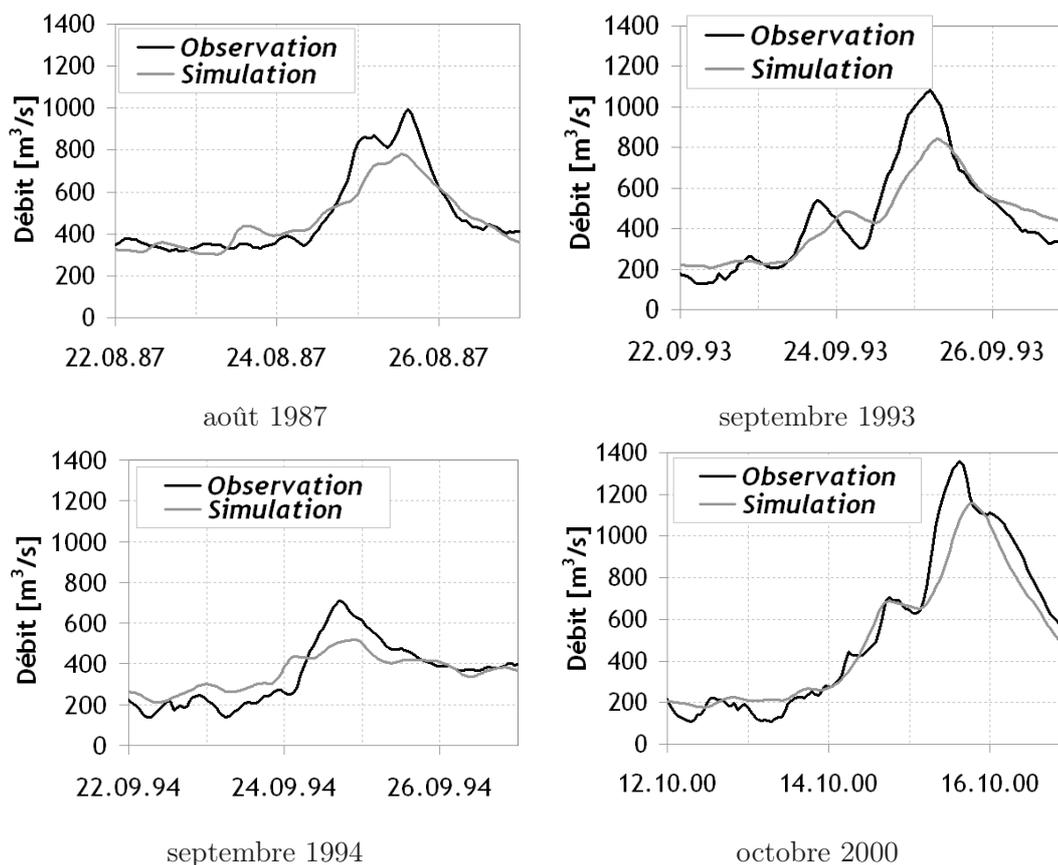


FIG. 4.27: Hydrogrammes de crue à la Porte du Scex, comparaison entre valeurs observées et simulées.

Cette analyse confirme les observations effectuées lors des procédures de calage et de validation du modèle hydrologique. Les sous-bassins versants de la Viège et des Dranses sont particulièrement difficiles à modéliser mais la performance globale du modèle dans le

TAB. 4.11: Performance du modèle lors des crues historiques pour quelques sous-bassins versants choisis. $Q^* = Q_{sim}/Q_{obs}$ est le rapport entre débit de pointe simulé et observé, et $V^* = V_{sim}/V_{obs}$ le rapport entre volume simulé et observé sur une durée de 48 heures lors de l'événement de crue.

Stations	1987		1993		1994		2000	
	Q^*	V^*	Q^*	V^*	Q^*	V^*	Q^*	V^*
Massa	0.80	0.72	0.74	0.63	0.61	1.14	0.38	0.34
Viège	0.36	0.41	0.28	0.30	0.52	0.53	0.74	0.64
Lonza	0.75	0.86	0.69	0.88	1.11	1.15	0.50	0.49
Dranses			0.54	1.06	0.38	0.62	0.57	0.69
Brigue	0.83	0.89	0.91	0.80	1.33	1.05	0.84	0.80
Sion	0.73	0.79	0.80	0.84	0.76	0.85	0.99	0.86
Branson	0.80	0.88	0.79	0.90	0.74	0.89	1.01	0.92
Porte du Scex	0.79	0.90	0.78	0.90	0.83	0.90	0.85	0.87

Rhône reste très bonne. Le fait nouveau provient des grands bassins versants glaciaires dont les crues peuvent être mal simulées, en particulier lorsque les processus de fonte de neige ou de glace sont prépondérants où en raison de l'incertitude sur l'isotherme $0\text{ }^\circ\text{C}$. Cette dernière information conditionne en effet les surfaces glaciaires concernées par la fonte ou la production de débit par ruissellement de surface lors des fortes précipitations.

Le dernier point portant sur l'incertitude du modèle hydrologique étudié dans ce travail concerne sa quantification. Il est en effet intéressant de fournir une estimation moyenne de l'erreur modèle à chaque point de contrôle. La méthodologie employée permet de supprimer le biais lié à une éventuelle sous-estimation ou sur-estimation systématique du débit. Elle exprime tout d'abord le débit horaire observé par transformation linéaire du débit horaire simulé et permet ensuite l'évaluation de l'incertitude par l'analyse de l'écart relatif entre débit observé et simulé.

Soit $Q_{obs}(t)$ et $Q_{sim}(t)$ les débits observés et simulés en un point au temps t , a et b les paramètres de la droite d'ajustement (équ. 4.67) :

$$Q_{obs} = a \cdot Q_{sim} + b + \varepsilon(t) \quad (4.67)$$

L'erreur $\varepsilon(t)$ de l'ajustement au temps t peut être exprimée sous forme relative $e_r(t)$ (équ. 4.68) :

$$e_r(t) = \frac{Q_{obs}(t) - a \cdot Q_{sim} - b}{a \cdot Q_{sim} + b} \quad (4.68)$$

En admettant que cette erreur soit une variable aléatoire homoscédastique (dont chaque composante a la même variance) et distribuée selon une loi normale centrée de variance σ_r^2 (équ. 4.69), il est possible de déterminer l'intervalle de confiance, à 80% par exemple (équ. 4.70).

$$e_r(t) \sim N(0, \sigma_r^2) \quad (4.69)$$

$$[(a \cdot Q_{sim} + b) \cdot (1 - 1.28 \cdot \sigma_r); (a \cdot Q_{sim} + b) \cdot (1 + 1.28 \cdot \sigma_r)] \quad (4.70)$$

La détermination de l'intervalle de confiance a été effectuée pour 6 stations importantes du bassin versant. Les différentes mesures de l'erreur sont mises en relation avec le débit moyen

observé du cours d'eau au point de contrôle dans le tableau 4.12. L'analyse a été effectuée sur les données horaires du 1^{er} janvier au 31 décembre de 4 années complètes (1987, 1993, 1994 et 2000). Les années de calage et de validation ont été considérées sans distinction car la performance du modèle est comparable dans les deux situations.

TAB. 4.12: Tableau récapitulatif de l'incertitude modèle. $Q_{obs,m}$ est le débit observé moyen sur toute la période d'analyse, a et b les paramètres d'ajustement de la droite, ε_m l'erreur d'ajustement, σ l'écart-type de l'erreur d'ajustement $\varepsilon(t)$, $e_{r,m}$ l'erreur d'ajustement relative moyenne et σ_r l'écart-type de l'erreur d'ajustement relative.

Station	$Q_{obs,m}$	a	b	ε_m	σ	$e_{r,m}$	σ_r
Dranses	10.71	1.15	-3.80	-1.96	4.74	0.07	0.50
Viège	19.40	1.12	-2.19	0.07	10.21	0.07	0.70
Brigue	47.49	1.08	-4.67	-1.02	18.71	0.00	0.37
Sion	116.19	1.15	-20.52	-3.06	36.78	0.03	0.35
Branson	151.82	1.08	-24.03	-10.97	39.19	0.00	0.26
Porte du Scex	197.62	1.05	-29.18	-17.85	49.99	0.00	0.25

Dans le cas d'une estimation de l'intervalle de confiance à 80%, l'incertitude de modélisation varie entre $\pm 64\%$ du débit simulé sur les Dranses, $\pm 90\%$ à Viège mais $\pm 47\%$ à Brigue et $\pm 32\%$ à la Porte du Scex. Le Rhône est donc bien mieux simulé que ses grands affluents que sont les Dranses et la Viège. Les performances du modèle en période de crue présentées au tableau 4.11 montrent toutefois que l'erreur relative sur le Rhône se situe plutôt entre 0 et 20% lorsque les débits sont très importants.

4.8.6 Simulations avec mise à jour du modèle hydrologique

La procédure de mise à jour des variables d'état du modèle hydrologique telle que décrite au paragraphe 4.7 a été implémentée dans le modèle hydrologique. 23 stations de mesure ont été utilisées comme données de contrôle, et donc 23 zones ont été mises à jour séparément. Ces zones sont réparties en 6 niveaux, ce qui permet de limiter les temps de calcul (figure 4.28). Le tableau 4.13 présente les zones ainsi que leurs principales caractéristiques. 4 zones ne sont pas filtrées mais sont tout de même considérées dans le calcul en simulation continue, car elles ne disposent d'aucun point de contrôle fiable et présentent des caractéristiques trop différentes des zones voisines. La zone 0 (Doveria) est située hors du bassin versant du Rhône et n'est pas contrôlée, la zone 8 (Steg) se trouve le long du Rhône entre Viège et Sierre mais il est en l'état impossible d'isoler sa production de débit propre. Les zones 9 (Anniviers) et 15 (Trient) ne disposent d'aucune mesure de débit en temps réel, ce qui rend également impossible la vérification par le modèle de la production de débit. Ces zones ne peuvent par ailleurs pas vraiment être traitées comme leurs voisines car les phénomènes météorologiques qui s'y produisent peuvent être très différents. Il vaut donc mieux ne pas modifier leur paramétrage ni modifier leurs conditions initiales.

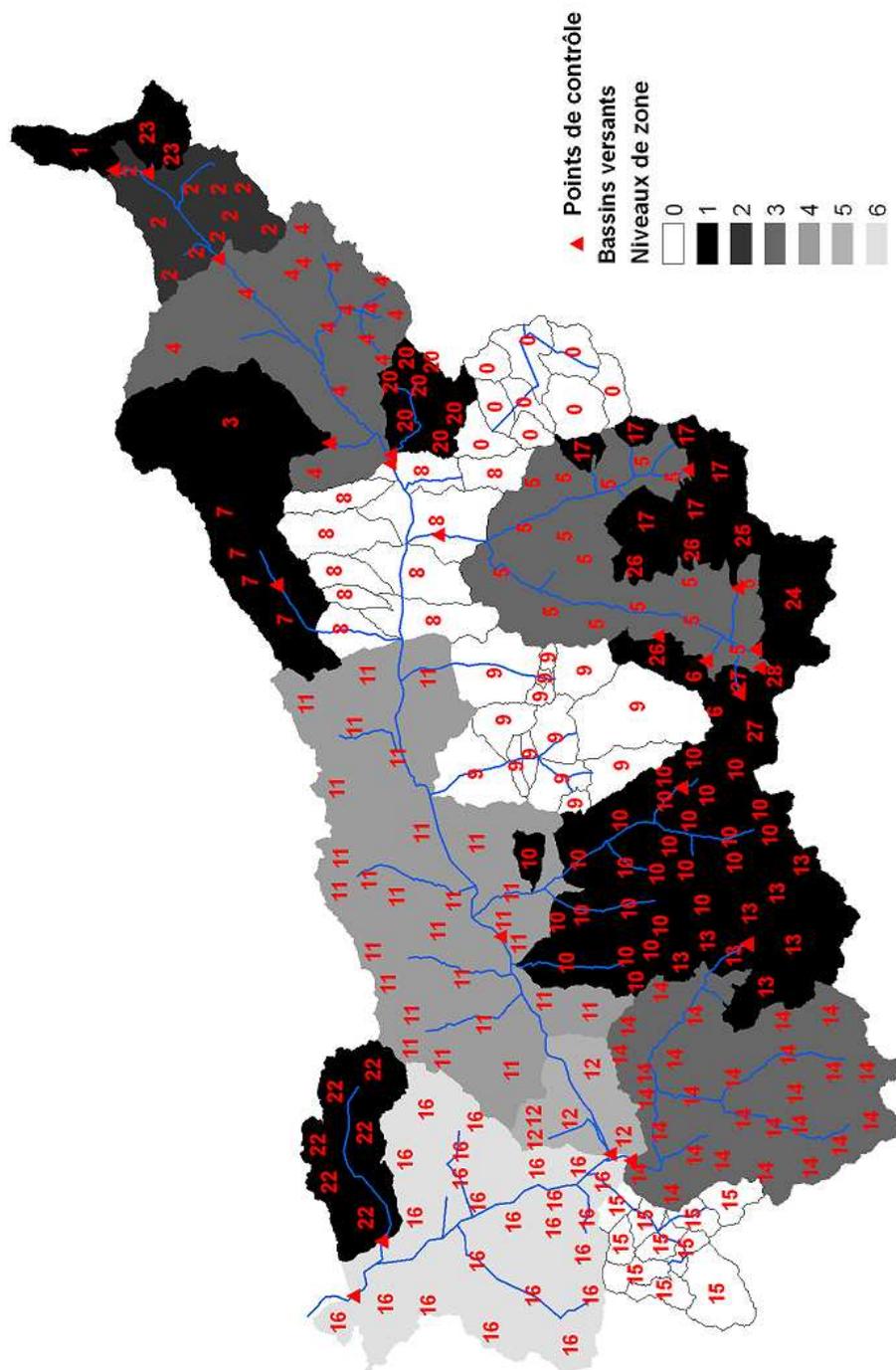


FIG. 4.28: Carte des niveaux de zones avec leurs points de contrôle. Les niveaux de zone 0 ne sont pas mis à jour.

TAB. 4.13: Tableau récapitulatif des caractéristiques des zones de filtrage. La surface est en km² et l'altitude moyenne de la zone en m s.m.

<i>Niv. Zone</i>	<i>Zone</i>	<i>Perturbé</i>	<i>Surface</i>	<i>% glacier</i>	<i>Altitude moyenne</i>
1	1		39.4	42.8	2'718
1	3		198.5	54.0	2'946
1	6		13.7	39.5	3'215
1	7		136.9	29.6	2'491
1	10		414.7	16.7	2'462
1	13		168.8	42.7	2'943
1	17		123.1	31.7	3'001
1	20		77.1	3.7	2'018
1	22		159.9	4.1	1'540
1	23		39.6	2.1	2'387
1	24		79.9	73.8	3'248
1	25		21.0	80.7	3'311
1	26		59.4	48.6	3'326
1	27		50.9	44.5	2'944
1	28		13.5	55.9	3'030
2	2		152.1	6.6	2'204
3	4	perturbé	399.8	11.4	2'138
3	5	perturbé	385.1	6.0	2'352
3	14	perturbé	508.8	5.4	2'029
4	11	perturbé	812.7	0.5	1'579
5	12	perturbé	110.0	0.0	1'146
6	16	perturbé	549.7	0.5	1'324
pas de filtrage	0	perturbé	172.0	10.1	2'254
pas de filtrage	8	perturbé	335.0	4.5	1'853
pas de filtrage	9	perturbé	349.8	13.6	2'467
pas de filtrage	15	perturbé	160.6	10.2	2'075

Les 4 principales crues disponibles ont été simulées intégralement avec la procédure de mise à jour. Les calculs ont été réalisés de la manière suivante : une simulation d'initialisation a été effectuée 5 jours avant la pointe de la crue, la première mise à jour a été réalisée 3 jours avant la pointe à 00 h, puis répétée toutes les 12 heures jusqu'au moment de la pointe de crue observée. La mise à jour et l'évaluation de sa performance pour les différentes simulations ont été établies comme suit :

- période de mise à jour de 24 heures
- facteur d'amortissement : 0.95
- nombre maximum d'itérations : 5
- période d'évaluation : 48 heures de 00 h à 00 h autour de la pointe de crue
- calcul du critère de Nash sur la période d'évaluation (équ. 4.62)
- calcul du biais volumétrique sur la période d'évaluation (équ. 4.63)
- calcul du rapport entre débit maximum observé et débit maximum simulé

Différents paramétrages de l'algorithme de filtrage ont été testés. En particulier, la durée de la période de filtrage a été étudiée et les performances les plus satisfaisantes ont été obtenues pour des durées de 24 heures. En effet, un filtrage sur une durée de 12 heures par exemple ne permet pas de discriminer avec certitude les ondes dues au turbinage ou les cycles journaliers de fonte de neige et de glace. L'algorithme risquerait ainsi de corriger des différences non pas dues aux niveaux dans les réservoirs mais à d'autres phénomènes de plus grande fréquence. Le filtrage sur une période de 36 ou 48 heures n'est pas non plus souhaitable car il retarde trop fortement la correction. En effet, il faudrait attendre la pointe de la crue pour bénéficier de la première mise à jour efficace du modèle. Le facteur d'amortissement η n'est pas très sensible mais permet d'éviter que l'algorithme ne tourne indéfiniment autour de la valeur $C_{MAJ} = 1$. Il a enfin été observé que 5 itérations suffisent pour obtenir une bonne adéquation entre volume simulé et volume observé sur la période de filtrage (imprécision moyenne de 1-3% lorsque la mise à jour est possible).

La figure 4.29 présente les résultats des simulations de la crue d'octobre 2000 à la Porte du Scex avec mise à jour du modèle hydrologique. L'heure du début de la prévision, qui correspond avec l'heure de la fin de la période de mise à jour, est indiquée en bas de chaque graphe. Les différents hydrogrammes présentés permettent d'analyser le comportement de l'algorithme de filtrage au cours du temps. Les premières mises à jour des 13.10. et 14.10. entraînent une dégradation de la performance du modèle par rapport à la simulation continue sans filtrage. En effet, le débit simulé entre le 12.10. et le 14.10. étant légèrement supérieur au débit observé, l'algorithme a tendance à réduire les niveaux des réservoirs-sol. Cela se traduit par une sous-estimation des débits lors de la pointe de la crue car les précipitations n'ont vraisemblablement pas été surestimées. Une nette amélioration de la performance de la mise à jour est visible dès le 14.10. à 12 h lorsque la montée en crue débute, et l'hydrogramme avec mise à jour du 15.10. à 00 h offre le meilleur résultat. Dans la plupart des situations modélisées et pour de nombreux points de contrôle, de telles observations ont pu être faites. La mise à jour du modèle hydrologique semble dégrader la performance par rapport à la simulation continue en période d'étiage, mais elle l'améliore dès qu'une tendance d'augmentation du débit observé se dessine. Il semble donc que les stocks des réservoirs du modèle hydrologique soient relativement bien estimés par la simulation continue et que le filtrage corrige surtout une mauvaise estimation des précipitations.

Les résultats des quatre événements de crue analysés sont présentés à la figure 4.30, où la situation de référence est la simulation continue sans filtrage. Les indicateurs présentés sont la moyenne arithmétique des indicateurs des 23 points de contrôle. Il n'y a donc pas de pondération particulière en fonction de la contribution de chaque zone au débit total

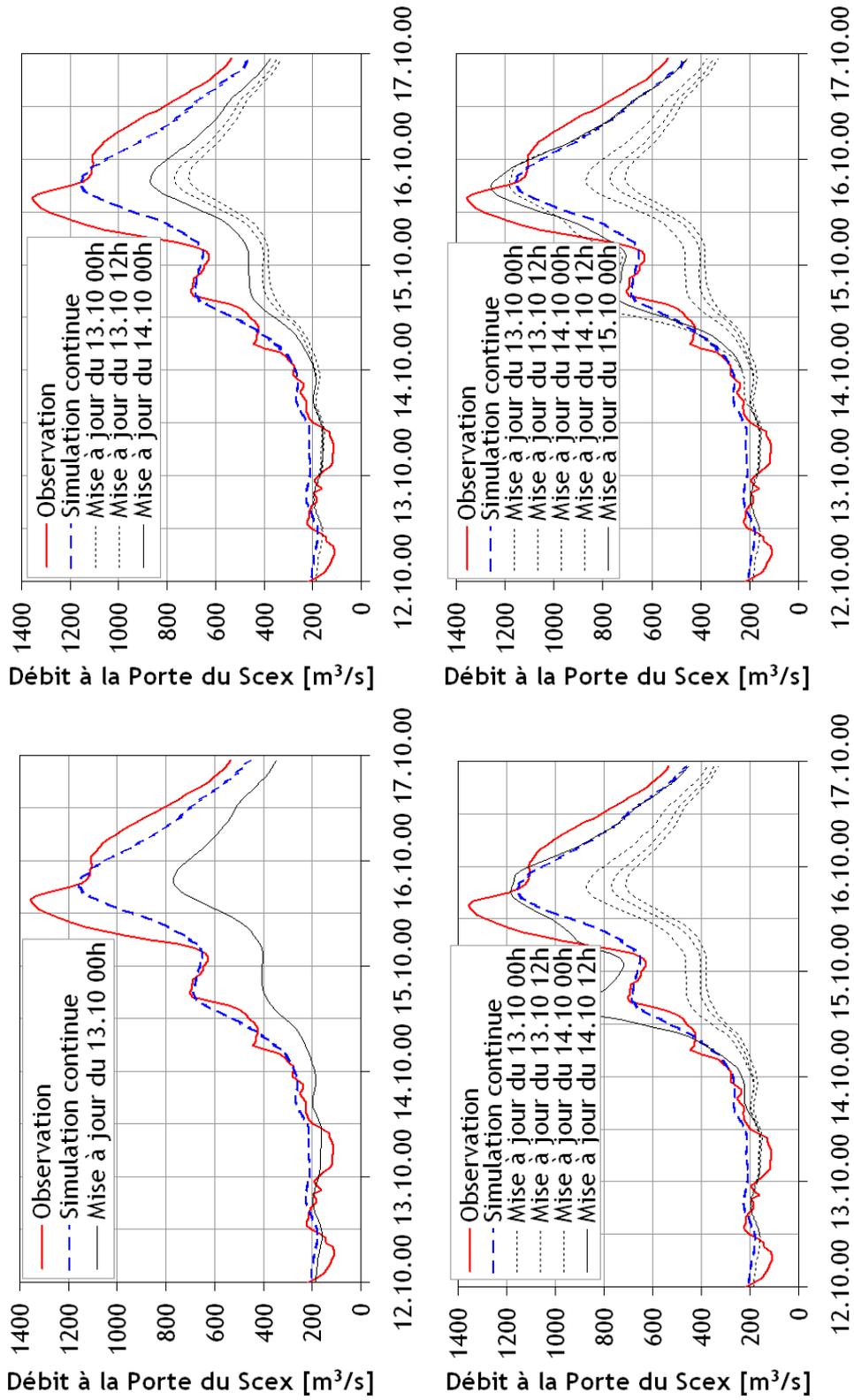


FIG. 4.29: Hydrogrammes de crue à la Porte du Scex, comparaison entre valeurs observées et simulées avec mise à jour du modèle hydrologique.

par exemple. Pour chacun des indicateurs considérés, la meilleure valeur est 1, raison pour laquelle elle est mise en évidence dans les graphes présentés. Il est à nouveau remarquable que les deux premières mises à jour du modèle n'améliorent en moyenne pas la performance de la simulation, mais que les suivantes y parviennent. Les résultats indiquent une sous-estimation systématique de 20% à 40% du volume des crues et des débits de pointe. Les valeurs des coefficients de Nash sont particulièrement mauvaises car cet indicateur est extrêmement sensible lorsque la période d'évaluation est très courte. Il augmente tout de même significativement avec les mises à jour au début de la crue.

Suite à l'analyse de ces résultats, quelques recommandations peuvent être émises :

- la mise à jour du modèle hydrologique n'est pas souhaitable lors des périodes d'étiage
- elle peut en revanche apporter une amélioration significative des résultats dès qu'une légère tendance de montée en crue apparaît (24-36 heures avant la pointe de la crue).

4.9 Commentaires

Dans ce chapitre ont été présentés les différents modèles hydrologiques développés dans le cadre du projet MINERVE, ainsi que leurs performances. Bien entendu, tous les concepts décrits dans ce chapitre peuvent prêter à discussion, mais un rappel des objectifs est ici indispensable avant de remettre en cause ces développements.

Tout d'abord, l'objectif du modèle numérique était de fournir des prévisions hydrologiques en tout point du bassin versant, en particulier aux endroits où se trouvent des prises d'eau en rivière, des ouvrages hydrauliques importants, des centrales hydroélectriques et des tronçons de cours d'eau critiques. Cela signifiait qu'un modèle unique devait être capable de produire en un seul calcul la situation hydrologique d'un bassin versant complexe. De plus, en raison de la quantité de points de contrôle à disposition, il fallait être capable de fournir des valeurs en des lieux où le modèle ne pouvait être directement calé.

Pour ces deux raisons, le choix s'est porté sur un concept hydrologique semi-distribué, avec possibilité de choisir les unités hydrologiques de manière individuelle, de déterminer le paramétrage de chacune de ces unités et de l'extrapoler là où les points de contrôle manquent.

Les conséquences de ce choix sont en fait que la performance globale a été privilégiée au détriment de la performance locale. Evidemment, la performance globale est directement liée à la performance de chacun des sous-modèles puisqu'elle en est la composition. Cela explique donc que les indicateurs de performance locaux soient relativement moyens par rapport aux possibilités d'autres technologies de modélisation exploitées dans d'autres régions. Toutefois, la performance du modèle hydrologique, fournissant des valeurs de débit heure par heure en de très nombreux points du bassin versant du Rhône à l'amont du Léman, est particulièrement impressionnante. En effet, les processus de production de débit sont activés automatiquement et de manière différenciée en fonction de la saison et des variables météorologiques, ceci en permettant également la modélisation explicite des aménagements hydroélectriques.

La performance locale du modèle hydrologique est bonne, en particulier lorsque la fonte glaciaire exerce une influence prépondérante : les coefficients de Nash se situent entre 0.70 et 0.80. La performance du modèle est similaire en validation, ce qui confirme la robustesse de ce concept de modélisation. Enfin, les sous-bassins versants situés à l'aval des captages,

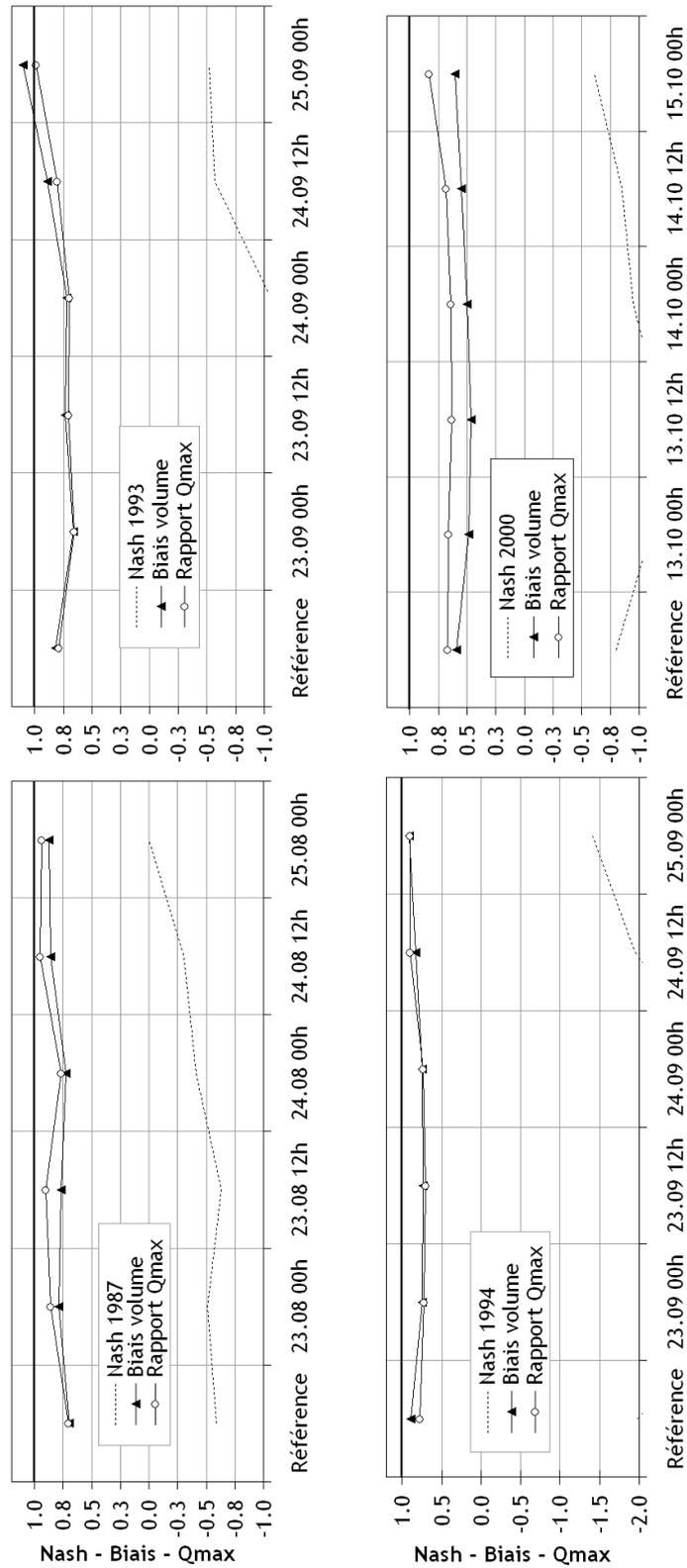


FIG. 4.30: Synthèse des résultats des simulations lors des crues de 1987, 1993, 1994 et 2000 avec mise à jour du modèle hydrologique. La référence est la simulation continue sans filtrage.

généralement non glaciaires, raides et boisés, de taille inférieure à 10 km², sont les plus délicats à représenter avec le modèle GSM-SOCONT. Pour ces derniers, il serait souhaitable d'augmenter le nombre de processus considérés par le modèle hydrologique.

L'incertitude du modèle hydrologique en simulation continue se situe autour de +/- 25% à 35% dans le Rhône (intervalle de confiance à 80%). Sur cette base, il est possible de déterminer avec une bonne fiabilité si une crue est à craindre, pour autant que la prévision météorologique soit elle-même fiable. De plus, l'incertitude peut être réduite par la mise à jour des variables d'état du modèle en début de crue. En effet, les nombreux tests effectués montrent que la performance moyenne de la prévision hydrologique augmente lorsque le modèle hydrologique est mis à jour 24-48 heures avant la pointe de crue.

Finalement, si le retour d'expérience manque encore pour évaluer convenablement la performance du modèle hydrologique, certains points méritent d'être soulignés. Le modèle peut aisément être calé différemment selon les processus à privilégier, l'incertitude du modèle a été décrite et permet déjà de définir des scénarios de prévision. Enfin, la procédure de mise à jour des variables d'état fonctionne et améliore le comportement du modèle hydrologique lors des crues. Dès lors, les éléments les plus importants sont en place pour fonder les développements du système d'aide à la décision sur des bases saines.

5 Fonctionnement des aménagements hydroélectriques

5.1 Remarques préliminaires

Les résultats présentés dans le chapitre précédent, portant sur l'hydrologie du bassin versant du Rhône à l'amont du Léman, prennent tous en considération le fonctionnement des aménagements hydroélectriques. En effet, l'influence de ces derniers sur le débit du Rhône est extrêmement importante tout au long de l'année, même si les aménagements hydroélectriques ne sont pas créateurs de débit mais n'en sont que des répartiteurs.

Les aménagements à accumulation stockent des volumes importants dès le printemps jusqu'à l'automne et les restituent en hiver par turbinage. Cela a pour effet une réduction du débit moyen d'avril à septembre et une augmentation de ce dernier le reste de l'année, par rapport à une situation sans aménagements à accumulation. Il en va d'ailleurs de même pour la modification des températures des rivières, qui sont artificiellement diminuées d'avril à septembre, et augmentées en été puisque l'eau froide de fonte des glaciers ne parvient pas à la rivière.

L'influence des retenues alpines lors des crues est également significative et les travaux effectués sur le sujet seront brièvement décrits dans ce chapitre. Il convient ici de se rappeler que la rétention du débit par les retenues, lors des pointes de crue, a toujours eu en Valais un effet bénéfique et que des réductions de l'ordre de 10% à 15% du débit de pointe du Rhône à Sion ont été obtenues grâce au laminage.

Ces différents effets doivent être considérés avec attention dans la modélisation hydrologique, raison pour laquelle ce chapitre est présenté. Il introduit, en premier, lieu les bases nécessaires à la compréhension des hypothèses de modélisation et des contraintes de l'optimisation, c'est-à-dire la situation actuelle du marché de l'électricité et les fonctionnalités des aménagements hydroélectriques. Il décrit en deuxième lieu la situation locale du bassin versant et les différents aménagements hydroélectriques qui s'y trouvent par l'analyse d'indicateurs. Il présente enfin les méthodes de reconstitution des séries de turbinage et de pompage telles qu'elles ont été implémentées dans les modèles hydrologique et d'optimisation.

5.2 Fonctionnement des aménagements hydroélectriques

5.2.1 Généralités

Les aménagements hydroélectriques ont pour objectif la production d'électricité par l'utilisation de la force hydraulique, c'est-à-dire la transformation de l'énergie potentielle d'une masse d'eau en énergie électrique. Ce processus est rendu possible par l'acheminement de l'eau par gravité, par la récupération de son énergie cinétique de translation par turbinage

et finalement par la transformation de l'énergie cinétique de rotation en énergie électrique au travers d'un alternateur (figure 5.1).

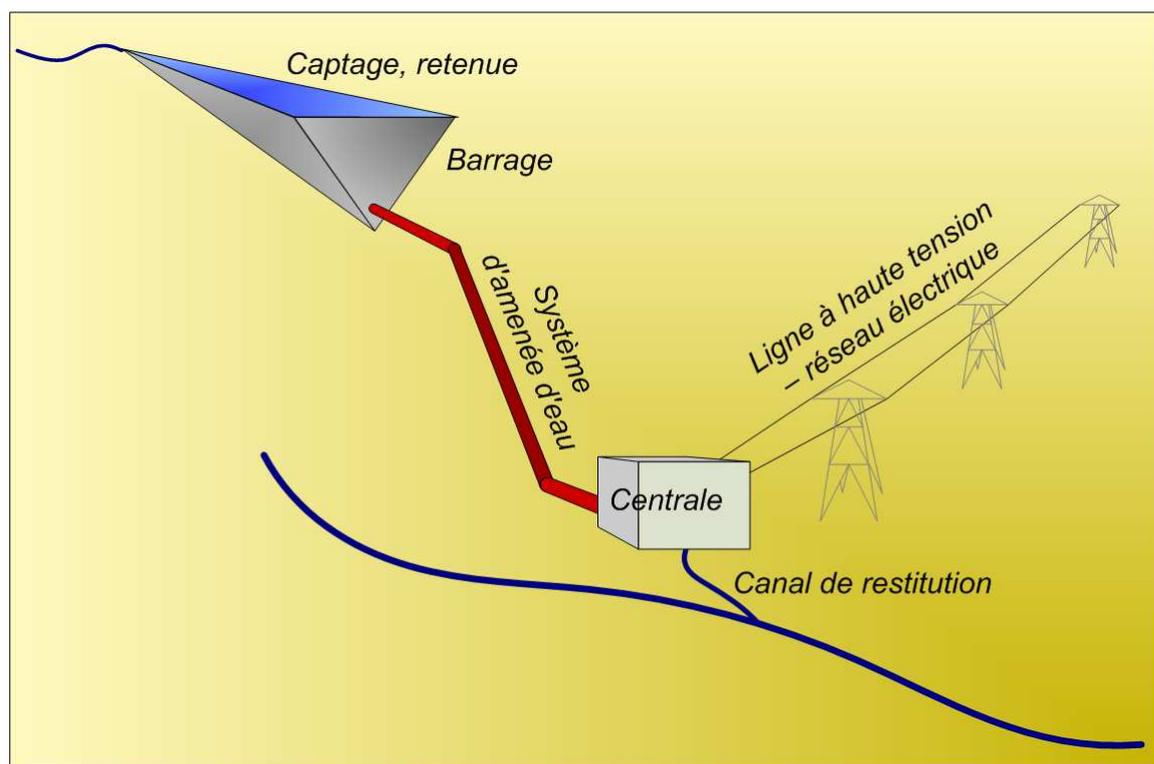


FIG. 5.1: Processus de production d'hydroélectricité pour un aménagement à haute chute.

L'énergie électrique produite dépend du débit turbiné, de la hauteur de la chute, de la durée de turbinage, de la masse volumique de l'eau et du rendement des installations (équ. 5.1) :

$$E_{el}(dt) = \gamma_w \cdot Q_t \cdot H_n \cdot \eta_t \cdot \eta_{el} \cdot dt \quad (5.1)$$

où E_{el} est l'énergie électrique, γ_w la masse volumique de l'eau, Q_t le débit turbiné, H_n la chute nette, η_t le rendement de la turbine, η_{el} le rendement des équipements électromécaniques et dt la durée pendant laquelle est effectuée le turbinage.

Les aménagements hydroélectriques peuvent être décrits de façon hydraulique et fonctionnelle : ainsi, leurs trois principales fonctions hydrauliques sont l'adduction, le stockage et la restitution. Ces fonctions correspondent aux entrées et sorties hydrauliques de l'aménagement, et par conséquent également aux soutirages et restitutions au système naturel. Les trois fonctions hydrauliques élémentaires sont les cas généraux des nombreuses fonctions hydrauliques qui composent un aménagement hydroélectrique (figure 5.2).

- Dérivation : dérivation d'une partie de l'eau d'un cours d'eau naturel pour l'acheminer dans une retenue ou dans un système d'adductions et de turbines. Cette fonction implique un transfert de l'eau d'un sous-bassin versant vers un autre. L'ouvrage de dérivation est appelé captage ou prise d'eau : il peut parfois être régulé à distance (ouverture / fermeture) et peut être mis hors service pendant les crues suite à un bouchon créé par des sédiments charriés ou éventuellement des corps flottants.

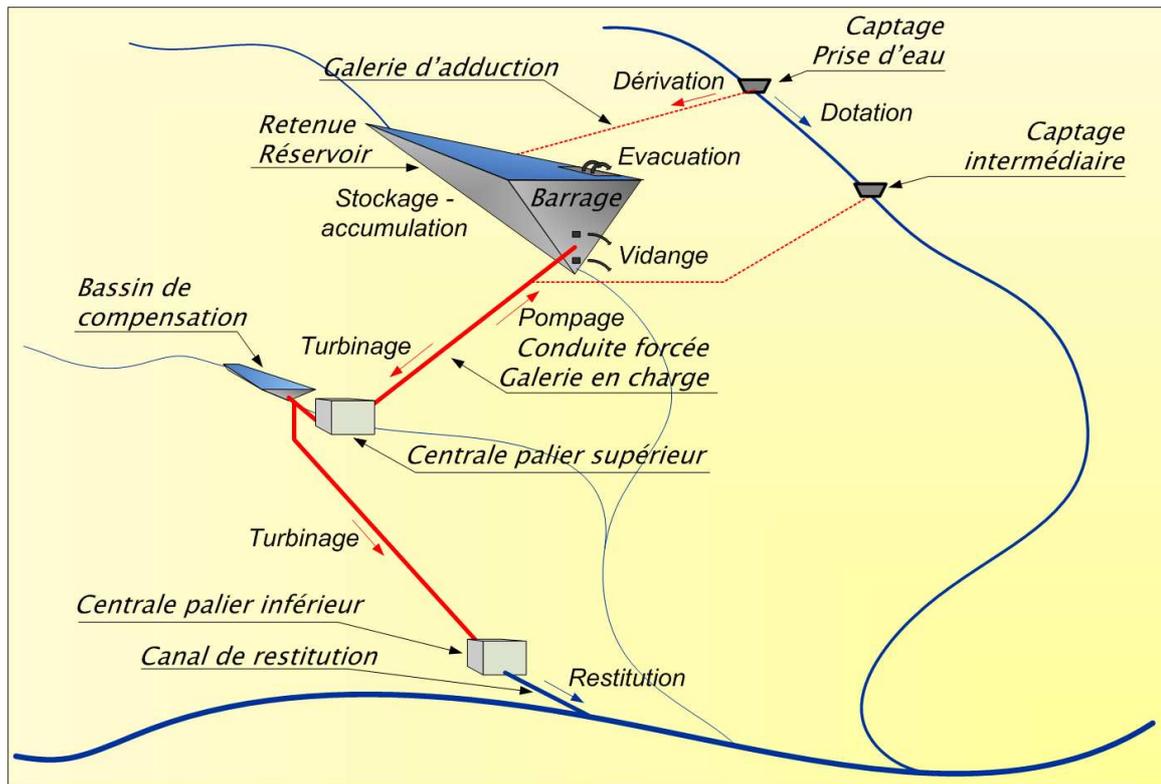


FIG. 5.2: Schéma des fonctions hydrauliques de base.

- Adduction : concentration des débits dérivés dans des galeries d'amenée et acheminement vers la retenue ou la chambre de mise en charge pour turbinage ou pompage.
- Stockage ou accumulation : rétention de l'eau dans une retenue ou un réservoir avant son turbinage à une période plus favorable. Cette fonction a pour conséquence une modification majeure du cycle naturel de l'eau : diminution des débits naturels à l'aval des captages, augmentation du marnage à l'aval des turbines, blocage partiel du transit des sédiments.
- Turbinage : production d'électricité par l'exploitation de l'énergie potentielle de l'eau, incluant un transfert instantané du volume de la retenue vers la restitution (la conduite forcée est toujours en charge).
- Pompage : transfert instantané de volume de la centrale de pompage à la retenue par l'utilisation d'énergie électrique.
- Evacuation : restitution d'un débit d'eau à l'aval de la retenue par un ouvrage spécifique (déversoir de sécurité, couronnement, etc...) sans le turbiner ou le pomper, effectuée dans les cas d'urgence (crues, pannes). L'évacuateur est souvent un système de sécurité non contrôlé par des ouvrages vannés.
- Vidange : restitution d'un débit d'eau à l'aval de la retenue par une vanne (vanne intermédiaire ou vanne de fond) sans le turbiner ou le pomper, effectuée lors de situations spéciales (crues, purges, abaissement du niveau de la retenue pour contrôle, etc...). Les vannes sont des systèmes actifs, mobiles, et ne sont par conséquent pas absolument fiables.
- Restitution : remise du débit turbiné au réseau hydrographique naturel via un bassin de compensation ou un canal de restitution, provoquant une modification locale du régime hydraulique de la rivière. En situation de crue, la restitution peut être influencée par la remontée de la courbe de remous de la rivière vers la centrale.
- Dotation : restitution particulière à l'aval d'un captage ou d'une retenue pour doter le

cours d'eau naturel d'un débit minimal visant à assurer la survie de la faune et de la flore de l'écosystème.

5.2.2 Marché de l'électricité

Ce sous-chapitre n'a pas la prétention de décrire en détail le fonctionnement du marché de l'électricité. Il se bornera simplement à fournir les informations élémentaires et nécessaires à la compréhension des travaux présentés dans ce rapport.

Structure de la demande

La demande en électricité sur le marché européen suit depuis un siècle une tendance haussière mais varie selon plusieurs cycles : saisonnier, hebdomadaire, journalier. Elle est directement liée à la consommation, car l'électricité produite ne peut pas être stockée (outre les batteries ou accumulateurs de faible capacité). En moyenne, la demande en électricité est supérieure en hiver en raison de la consommation de chauffage. Au cours d'une même semaine, la demande est plus faible le samedi et minimale le dimanche en raison des horaires de l'industrie et du secteur tertiaire. Enfin, la demande journalière est maximale durant la matinée et à midi puis atteint un deuxième pic vers 18 h. Les prix du European Energy Exchange (EEX) sont un indicateur de la demande en électricité et illustrent bien les cycles journaliers (figure 5.3) et hebdomadaires (prix variables d'heure en heure à la bourse d'échange d'électricité, www.eex.de).

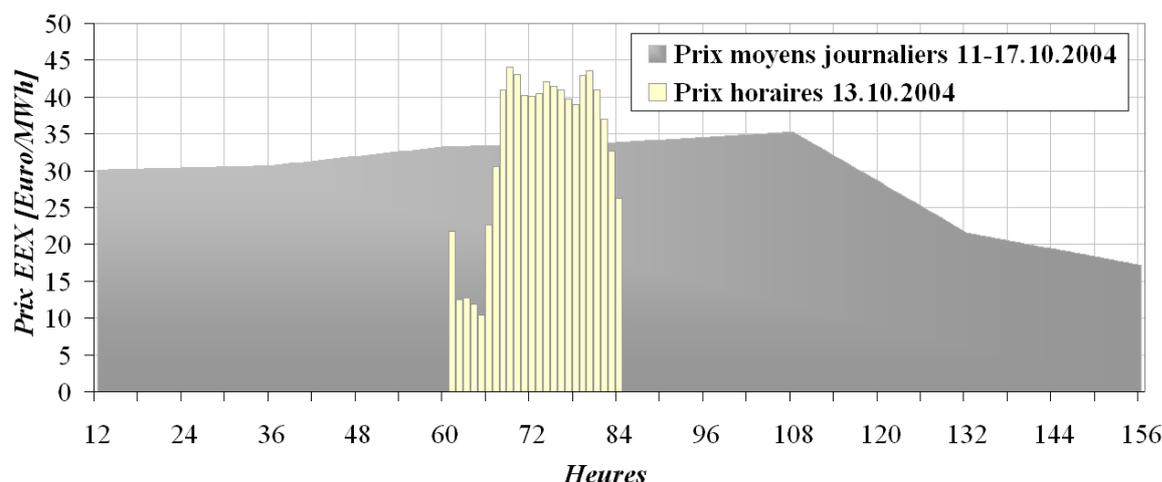


FIG. 5.3: Prix du marché spot au European Energy Exchange EEX, mercredi 13.10.2004

Structure de l'offre

L'offre en énergie est disponible à partir de différents types de production : centrales nucléaires, centrales thermiques, hydroélectricité au fil de l'eau, hydroélectricité d'accumulation, centrales éoliennes et solaires, etc... Ces différents producteurs contribuent aux différents niveaux énergétiques qui sont l'électricité de base (centrales nucléaires, thermiques), l'électricité intermédiaire (fil de l'eau, accumulation) et l'électricité de pointe (accumulation) (OFEN, 2001). On observe à la figure 5.4 le cycle de production journalier, tandis qu'apparaît une production maximale en été (au contraire de la demande minimale en été), provenant de la forte production d'hydroélectricité suisse qui est exportée à cette saison (Sarlos et al., 2003). Lors d'étés particulièrement chauds (2003, 2005), l'offre en électricité

provenant d'autres sources peut faiblir. En particulier, les centrales nucléaires sont en révision annuelle, mais ce sont surtout des restrictions d'exploitation qui peuvent survenir, afin de limiter le refroidissement des centrales thermiques dans les cours d'eau (pour ne pas réchauffer l'eau de manière disproportionnée lorsque le débit est faible). Les producteurs d'hydroélectricité à accumulation peuvent alors modifier leur schéma de vente traditionnel et exploiter leur retenue lorsque les prix sont suffisamment élevés.

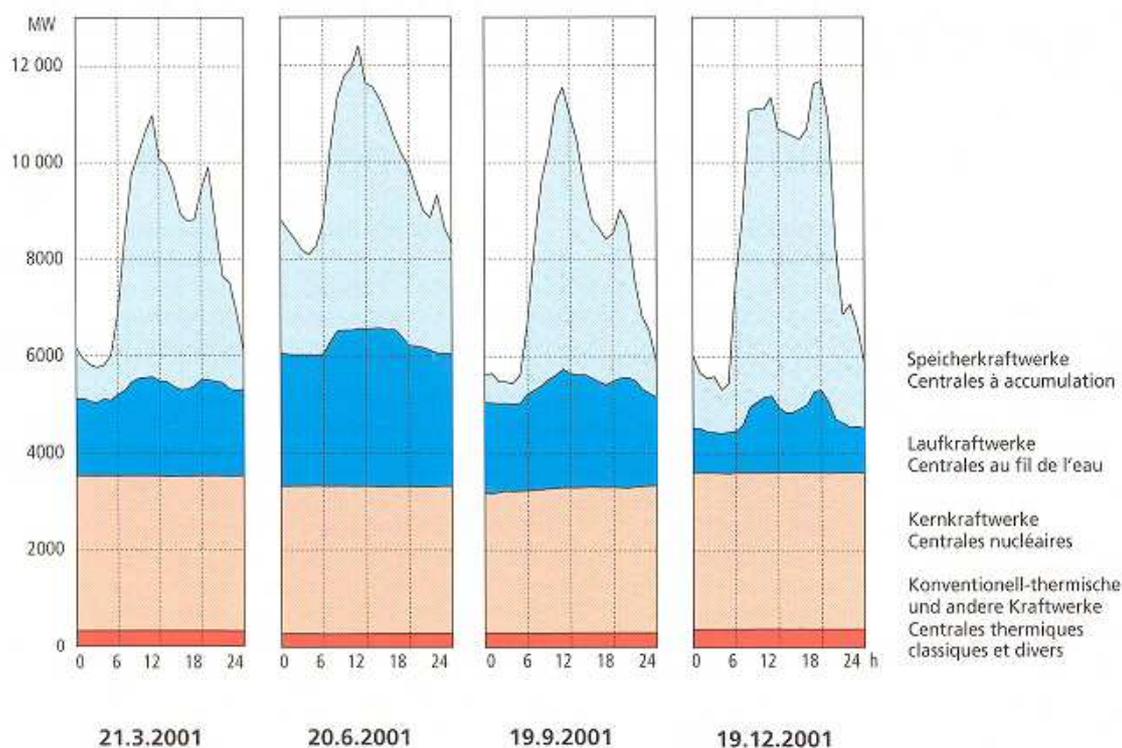


FIG. 5.4: Structure de l'offre en électricité pour 4 jours types en Suisse en 2001 (OFEN, 2001)

Structure des échanges d'électricité

Les échanges d'électricité varient selon les échéances des contrats. Au niveau national, un pays comme la Suisse est importateur d'électricité en hiver et exportateur en été, globalement exportateur en bilan annuel. Cela provient du taux élevé de production hydroélectrique dépendant fortement du cycle hydrologique naturel (neige en hiver et faible production, fonte en été et forte production). Ne pouvant pas changer fondamentalement ce phénomène, les exploitants d'aménagements hydroélectriques engagent leur production sur des contrats à long terme où le risque est minimal, tout comme les prix. Les exploitants d'ouvrages à accumulation disposant d'une grande flexibilité dans la mise à disposition de leur énergie (quelques minutes), ils peuvent également vendre leur énergie sur le spot market où des contrats à court terme (quelques heures) sont conclus, comme à la bourse EEX. Les prix y seront plus élevés. Les exploitants pourront finalement proposer leur électricité à d'autres producteurs ne pouvant réaliser leur part du contrat (manque d'eau, manque de vent, manque de soleil, etc...) : il s'agit alors d'électricité de réglage. On comprend désormais le sens de l'évolution des prix EEX comme indicateur de la demande à court terme et non pas de la demande totale qui comprend les contrats à long terme.

5.2.3 Aménagements au fil de l'eau

Description

Les aménagements au fil de l'eau ne disposent pas de retenue d'accumulation et ne peuvent, par conséquent, pas stocker l'eau dérivée. Ils doivent la turbiner directement, en général à la faveur d'une chute de faible hauteur (figure 5.5). Ils se composent donc d'un barrage mobile et d'une centrale avec des turbines ayant un débit installé en général élevé.

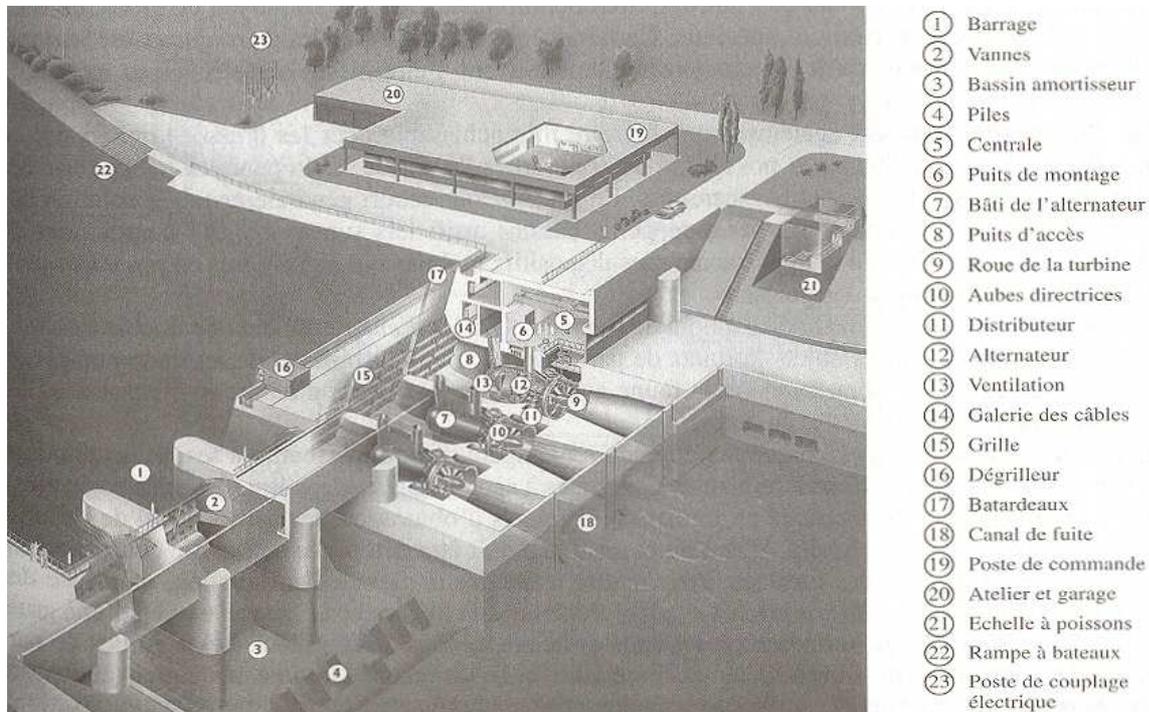


FIG. 5.5: Schéma d'un aménagement hydroélectrique au fil de l'eau type (EER, 2001).

Les aménagements comportant de petits bassins de compensation (quelques centaines de milliers de m^3) sont également considérés comme aménagements au fil de l'eau dans ce travail en raison de leur mode de production. Ces derniers peuvent en effet bénéficier de plusieurs captages et drainer plusieurs bassins versants simultanément avant de regrouper toutes les adductions au bassin de compensation. En raison du faible volume de ce dernier, ils ne pourront bénéficier de l'effet de rétention et devront également turbiner en continu une quantité importante du débit capté. De nombreux aménagements au fil de l'eau sont construits en plaine, en Suisse, sur le Rhin, l'Aar, le Rhône, et ont typiquement des puissances entre 10 et 50 MW. Ils ont des débits équipés de $100-500 m^3/s$ pour des chutes de 5-40 m. Des aménagements à moyenne chute sans accumulation existent également dans les Alpes, avec des débits équipés jusqu'à $20 m^3/s$ et des chutes de 40-200 m, pour des puissances installées de 5-40 MW.

Exploitation des aménagements au fil de l'eau

Comme illustré à la figure 5.4, ces aménagements produisent la part intermédiaire de l'électricité. Ils sont directement dépendants du régime hydrologique et produiront un maximum d'électricité lors des périodes de hautes eaux, au printemps et en été (Europe). De manière générale, leurs exploitants chercheront à turbiner la totalité du débit dérivé jusqu'à concurrence du débit équipé. L'exploitation de ces aménagements ne relève pas

d'une complexité extrême et peut se résumer à la phrase suivante "on turbine tout ce qui vient".

Comportement des aménagements au fil de l'eau lors des crues

Les aménagements hydroélectriques au fil de l'eau sont conçus de manière à ne pas perturber l'écoulement au-delà de leur limite de concession amont, en particulier lors des crues. Cela signifie que le plan d'eau ne doit en aucun cas être surélevé à cause des vannes lors de débits importants. En pratique, les débits de projet avec l'utilisation partielle des ouvrages vannés (règle $n - 1$) correspondent à des temps de retour de 1'000 ans. Il s'agit de valeurs plus restrictives que pour le dimensionnement du gabarit du cours d'eau lui-même.

L'exploitation de ces aménagements lors des crues est par contre plus délicate. Le transport solide étant en général très important lors de telles situations, ils ne peuvent pas forcément turbiner l'eau afin d'éviter une usure excessive des turbines. En réalité, les aménagements au fil de l'eau situés en plaine n'ont pratiquement aucun effet bénéfique lors des crues. Ils sont en général soumis à des règlements d'exploitation dans lesquels sont décrites les procédures lors des situations de crue. L'exemple illustré (figure 5.6) décrit un règlement d'exploitation type d'une double-vanne segment permettant le passage de l'eau par-dessus et par-dessous la vanne. Cette procédure met en relation la mesure de débit (ou de niveau) à l'amont avec les cotes des membrures de la vanne à respecter afin de limiter la surélévation du plan d'eau lors des crues. Il convient de noter que ce type d'aménagement ne constitue en aucun cas un danger excessif en cas de défaillance ou de rupture du barrage en cas de crue. Etant situé au milieu du cours d'eau et ne permettant pas le stockage de volumes importants, il ne représente pas un danger potentiel trop important. En Suisse, ils sont soumis à une législation particulière si leur hauteur dépasse 5 mètres ou le volume 50'000 m³.

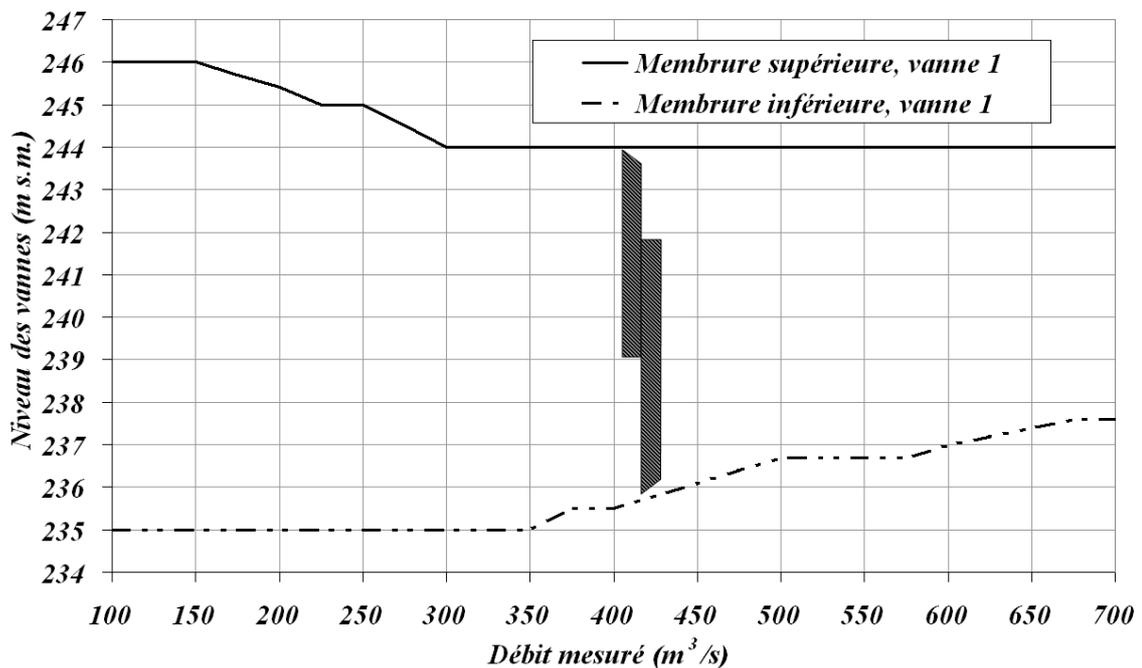


FIG. 5.6: Exemple fictif de règlement d'exploitation pour une vanne d'un aménagement au fil de l'eau. Ce règlement fictif est tiré d'un document original dont la confidentialité doit être respectée.

Par contre, les aménagements à moyenne ou haute chute, sans accumulation, peuvent contribuer à la protection contre les crues. Ne bénéficiant pas de volumes de stockage importants,

ils ne pourront pas lamener les hydrogrammes de crue. Ils seront néanmoins capables de dériver une partie de l'écoulement et de l'acheminer directement à la restitution. Pour réussir cette manoeuvre, leurs captages ainsi que leurs turbines devront être fonctionnels. Dans ce cas, ils permettront une réduction du débit du cours d'eau entre le captage et la restitution d'une valeur correspondant au débit d'équipement de la prise d'eau, et soutireront au réseau hydrographique un débit correspondant au débit équipé des turbines fonctionnelles jusqu'à la restitution. Le bilan hydrique global n'est pas affecté par une telle manoeuvre, mais cet effet peut quand même être intéressant dans le cas de crues localisées (orages, effets orographiques locaux), lorsque la restitution ne pose pas de problèmes particuliers. Lors de crues généralisées, cet effet est négligeable, la majeure partie des dégâts pouvant se produire dans la zone de restitution. Malheureusement, les limitations relatives au transport solide et en particulier au turbinage lors des crues se révèlent en pratique souvent prépondérantes.

5.2.4 Aménagements à accumulation à haute chute

Description

Les aménagements hydroélectriques à accumulation à haute chute disposent d'une ou plusieurs retenues artificielles ou même naturelles. Ces dernières leur confèrent une flexibilité d'exploitation importante qui croît avec leur volume utile. Ils se composent de captages et de galeries d'adduction menant à la retenue, de galeries d'amenée, de conduites forcées ou puits blindés acheminant l'eau à la centrale de turbinage et d'un canal de restitution (figure 5.7). Ils possèdent de plus des ouvrages de sécurité de la retenue : l'évacuateur de crue permet l'évacuation du débit entrant excédentaire. Il permet d'éviter une surélévation trop importante du plan d'eau qui pourrait éventuellement mener à des déversements non contrôlés et, en situation extrême, à la rupture du barrage. Les évacuateurs peuvent être munis de vannes ou fonctionner de manière passive. Les ouvrages de vidange actifs (vidange de fond, vidange intermédiaire) peuvent être utilisés pour le contrôle des crues, mais également pour effectuer des manoeuvres d'abaissement du plan d'eau pour contrôles ou des purges.

Les aménagements à accumulation peuvent produire des puissances très importantes dans les Alpes en raison des grandes chutes exploitables. Certains aménagements produisent des puissances allant jusqu'à 1000 MW, soit l'équivalent d'une centrale nucléaire de taille moyenne, grâce à des chutes nettes de près de 2000 m et des débits équipés de plus de 50 m³/s. Ils ont de plus l'avantage de s'enclencher et se déclencher en quelques secondes à quelques minutes.

Exploitation des aménagements à accumulation

L'exploitation des aménagements à accumulation n'est dépendante du cycle de l'eau qu'à l'échelle annuelle. En milieu alpin, la saison de remplissage débute au printemps avec la fonte des neiges. La fonte des glaciers contribue encore fortement au remplissage en été, avant le rafraîchissement climatique de l'automne produisant des précipitations sous forme de neige, qui bien entendu n'amènent pas d'eau dans la retenue. La figure 5.8 illustre ce cycle et présente le taux de remplissage moyen des retenues d'accumulation suisses en 2000-01 de septembre à septembre (année moyenne). L'enveloppe bleue représente les valeurs minimales et maximales de 1973 à 2001 (OFEN, 2001).

Si l'on admet une production hydroélectrique d'accumulation relativement stable tout au long de l'année (figure 5.4, voir la part d'électricité d'accumulation), on en déduit qu'en

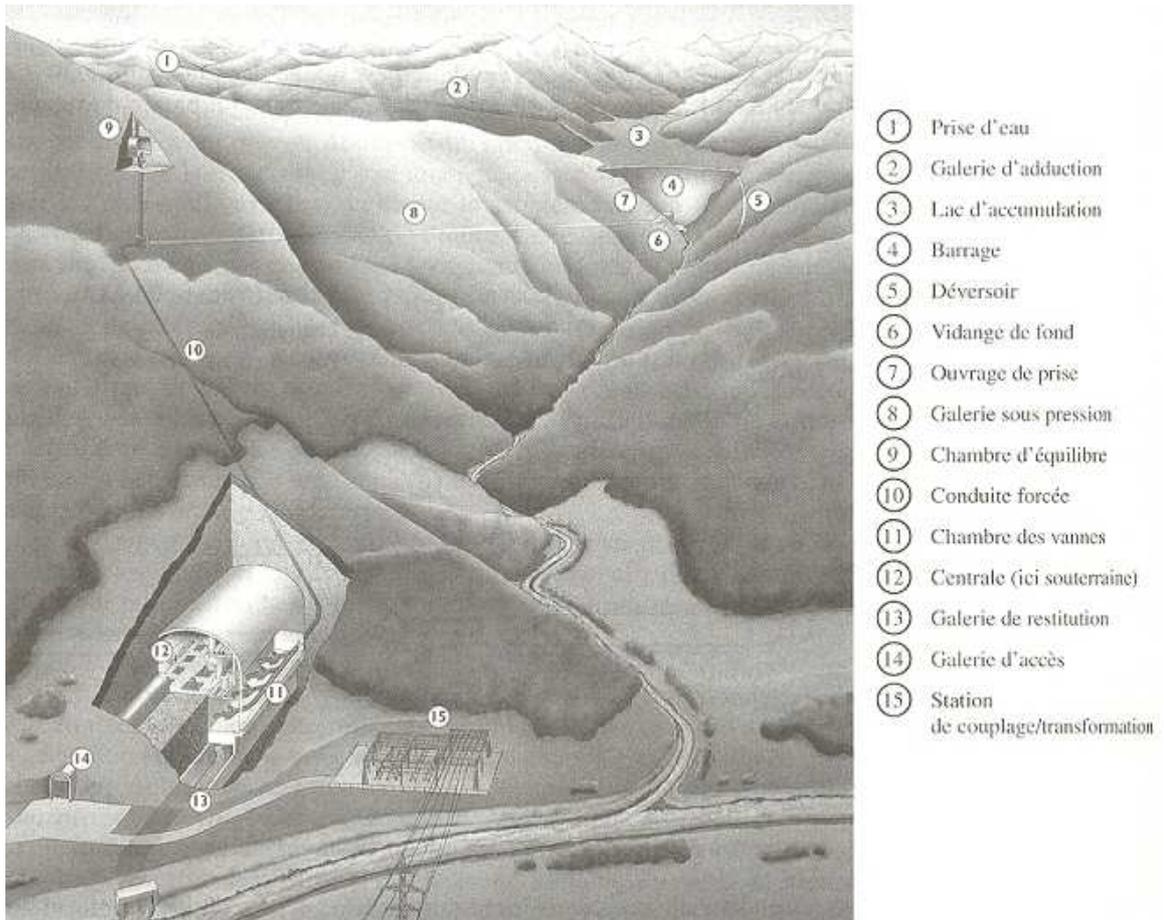


FIG. 5.7: Schéma type d'aménagement à accumulation (EER, 2001).

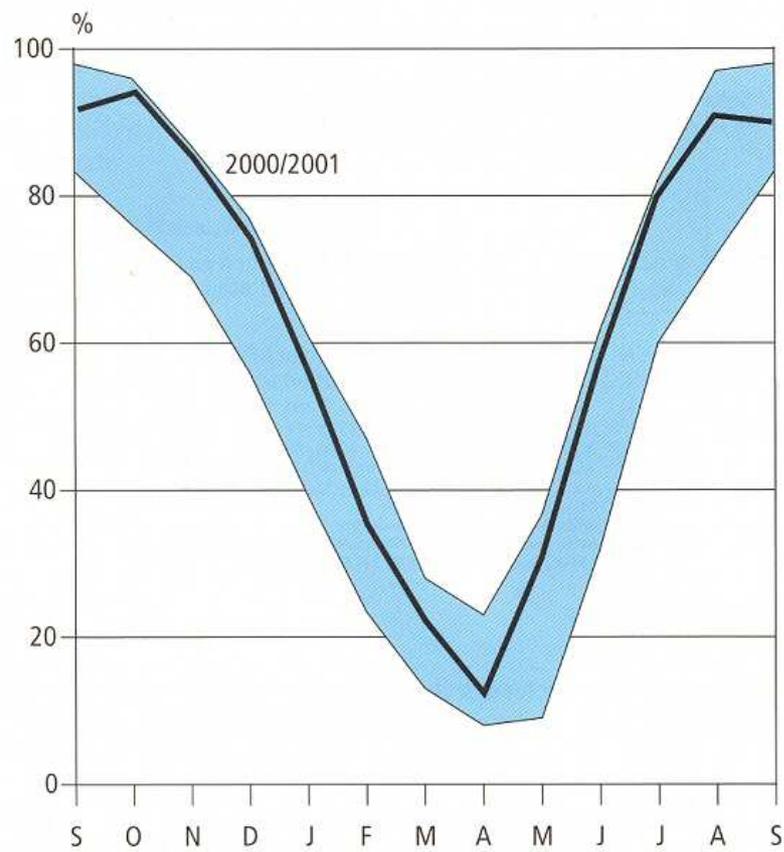


FIG. 5.8: Taux de remplissage moyen des retenues d'accumulation en Suisse en 2000-01 (OFEN, 2001)

moyenne les aménagements suisses turbinent plus qu'ils ne captent d'octobre à avril et qu'ils captent plus qu'ils ne turbinent le reste de l'année. C'est bien grâce à leur volume stocké qu'ils peuvent produire toute l'année. Grâce à leur grande flexibilité d'exploitation, les aménagements à accumulation ne produisent que lorsque les prix sont élevés, en particulier l'hiver, même si le débit capté est négligeable. Dans ce cas, leurs exploitants chercheront à turbiner lors des heures de pointe (figure 5.9). On observe ainsi que la puissance produite peut varier fortement d'une heure à l'autre.

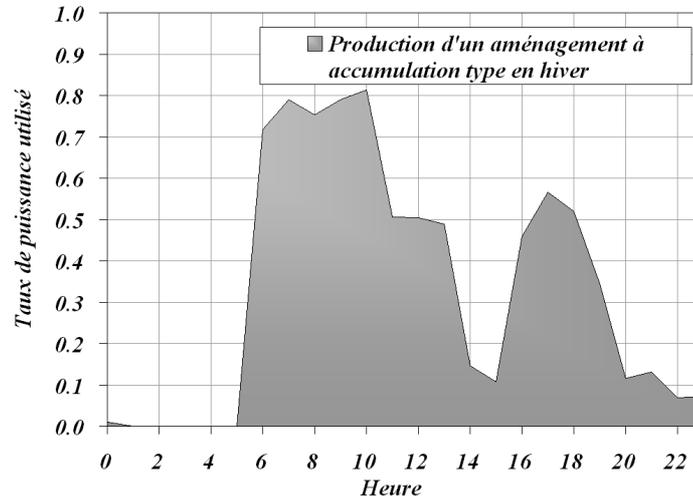


FIG. 5.9: Taux de puissance produit par un aménagement à accumulation en hiver (journée de semaine type, février 2000). Cet exemple provient d'un aménagement suisse dont les données ont été normalisées pour la protection du secret commercial.

Certains aménagements disposent d'équipements de pompage, qui leur permettent de remonter de l'eau captée à une altitude moins élevée que le niveau de la retenue. Lorsque les débits captés sont faibles, une régulation automatique permet l'enclenchement des pompes lorsque le niveau du bassin de compensation est au maximum et le déclenchement des pompes lorsque le niveau de ce bassin est trop bas. Les aménagements disposant de capacités de pompage importantes ($5-30 \text{ m}^3/\text{s}$) ou devant remonter de l'eau sur une grande dénivellation ne peuvent fonctionner de même. Leurs centrales de pompage sont alors situées à proximité d'un bassin de compensation au volume permettant un stockage journalier. Ainsi, les pompes seront mises en service durant la nuit, lorsque les prix sont au plus bas. Les aménagements disposant de bassins de compensation à accumulation hebdomadaire pourront même ne pomper que le week end. D'autres, dont la retenue principale est située à haute altitude, pourront n'utiliser le pompage que l'hiver afin d'améliorer le taux de remplissage hivernal et ainsi augmenter leur production hivernale.

Comportement des aménagements à accumulation lors des crues

Les aménagements hydroélectriques à accumulation présentent un intérêt majeur lors des crues : ils peuvent être utilisés pour lamener la crue, c'est-à-dire pour permettre le stockage du volume entrant pendant plusieurs heures avant de le restituer à l'aval une fois la crue terminée. Cette capacité à contrôler les crues représente une protection importante pour les régions situées à l'aval de l'aménagement et sera développée dans la suite de ce travail. Ces aménagements peuvent toutefois constituer un danger majeur lors de situations extrêmes, et donc particulièrement peu probables : en cas de déversement subit ou de rupture, ils peuvent provoquer des crues rapides et extrêmement violentes menant à des inondations importantes et éventuellement des pertes humaines et économiques. Ils doivent donc être soumis à des

règles de sécurité drastiques qui s'ajoutent aux contrôles réguliers du comportement des structures sollicitées. Ces règles de sécurité sont inscrites, pour chaque aménagement, dans un règlement d'urgence dont la description fait l'objet du paragraphe suivant.

Règlement d'urgence

Les règlements d'urgence contiennent les procédures d'exploitation en cas de crue. Dès que les conditions d'application de ces règlements sont remplies, plus aucune dérogation aux procédures prévues n'est autorisée. La marge de manoeuvre de l'exploitant est alors nulle. Les règlements d'urgence proposent des opérations de régulation des débits entrants et sortants en fonction du niveau de la retenue et du débit entrant ou de la vitesse de montée du plan d'eau. L'exemple de la figure 5.10 décrit un règlement d'urgence typique pour un aménagement hydroélectrique composé d'une retenue, de captages et d'installations de pompage situés sur des bassins versants limitrophes, de turbines, d'une vidange de fond et d'un évacuateur de crues. Plus le débit entrant dans la retenue est important ou plus le niveau de la retenue augmente, plus les apports doivent être limités et plus les lâchers d'eau doivent être favorisés afin de stabiliser le niveau de la retenue. Par soucis d'économie, les pompages sont interrompus en premier, puis les captages sont mis hors service, le turbinage est ensuite enclenché et, le cas échéant, la vidange est ouverte. L'évacuateur de crues, système passif, fonctionne naturellement selon le niveau atteint.

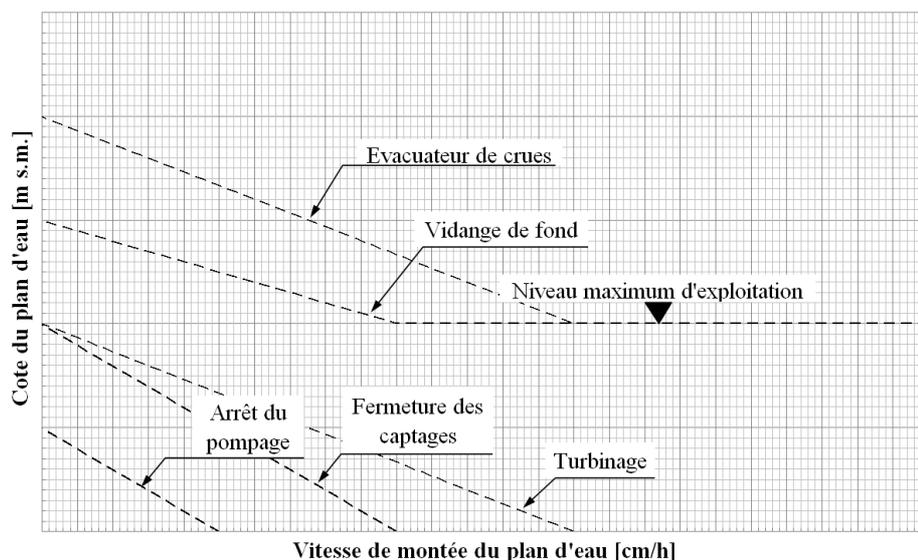


FIG. 5.10: Règlement d'urgence type et consignes en cas de crue, tiré d'un aménagement suisse.

5.3 Les aménagements à accumulation du Valais

De nombreux aménagements hydroélectriques jalonnent le réseau hydrographique naturel à l'amont du lac Léman. Il s'agit parfois d'aménagements à accumulation disposant de réservoirs importants, ou encore d'installations au fil de l'eau le long du Rhône lui-même. Il convient dès lors, et avant de s'engager dans une modélisation trop compliquée, de déterminer lesquels pourraient avoir une importance particulière pour la justesse de la modélisation et surtout pour le contrôle des crues. L'analyse quantitative sur la base des données structurelles des aménagements permet précisément ce choix.

5.3.1 Situation sur le bassin versant du Rhône

Les principaux aménagements hydroélectriques du Valais sont présentés dans la figure 5.11. Ces derniers captent les eaux de la plupart des sous-bassins versants de tête tant sur la rive Nord que la rive Sud du Rhône. C'est en effet dans ces régions que se trouvent les glaciers fournissant d'importants volumes d'eau en période estivale et permettant l'exploitation d'ouvrages à accumulation. Les restitutions se trouvent en général en plaine, à proximité du Rhône pour bénéficier de la grande dénivellation offerte par les vallées suspendues. Les aménagements les plus connus de cette région sont Grande Dixence qui fut le plus haut barrage en béton du monde, Mauvoisin qui fut le plus haut barrage voûte du monde, Emosson qui se trouve à la frontière franco-suisse et est exploité par les deux pays et enfin Mattmark, malheureusement connu pour la chute de séracs qui endeuilla sa construction le 30 août 1965 et fit 88 victimes.

Dans la figure 5.11 sont également présentés quelques aménagements au fil de l'eau, tels que ceux de Lavey, Simplon, Gommer et Ernen-Mörel. Ils exploitent les eaux du Rhône ou de ses affluents mais ne disposent d'aucun ouvrage de stockage. Les caractéristiques techniques des principaux aménagements hydroélectriques valaisans sont résumées dans le tableau 5.1. Certaines caractéristiques ont été agrégées : l'aménagement de la Grande Dixence comprend celui de la Dixence, l'aménagement d'Emosson comprend celui de Vernayaz CFF. De plus, seules les centrales de turbinage ont été considérées. Enfin, le débit équipé considère le débit maximum des différents paliers, construits en parallèle, de chaque aménagement. Il ne s'agit donc pas de la somme des deux paliers typiques des aménagements du Valais. Par contre, la puissance électrique totale de l'aménagement est indiquée.



FIG. 5.11: Situation des principaux aménagements hydroélectriques sur le bassin versant du Rhône à l'amont du Léman

TAB. 5.1: Caractéristiques des principaux aménagements hydroélectriques du Valais. L'aménagement Grande Dixence inclut Dixence, et Emosson inclut Vernayaz CFF. Seul le nombre de centrales de turbinage est considéré, le débit équipé correspond à la capacité maximale en parallèle (palier le plus important).

Aménagement	Réserv. et BC	Vol. total (Mio m ³)	Pompage	Nb centrales	Débit équipé (m ³ /s)	Puissance él. (MW)
Grande Dixence	7	721.70	Oui	4	130.2	2090.0
Emosson	7	239.00	Oui	5	46.4	568.0
Mauvoisin	2	206.76	-	2	34.5	363.0
Bitsch	1	8.50	-	1	55.0	340.0
Mattmark	2	100.10	Oui	2	20.0	235.5
Gougra	4	78.30	Oui	3	12.0	158.0
Lötschen	1	1.70	-	1	22.0	110.0
Lienne	2	50.70	-	2	11.0	82.8
Salanfe	1	40.00	Oui	1	4.8	80.0
Ackersand	1	0.21	-	1	16.0	63.0
Simplon	3	0.26	Oui	3	18.3	61.7
Lizerne et Morge	2	0.91	-	1	8.0	50.0
Ernen-Mörel	2	0.18	-	2	8.3	40.0
Pallazuit	1	20.00	-	1	10.0	40.0
Susten	1	-	-	1	64.0	40.0
Lavey	1	0.40	-	1	220.0	31.0
Illsee-Turtmann	4	6.95	Oui	3	4.6	28.9
Bramois-Sauterot	2	0.05	-	2	10.4	28.2
Orsières-Niollet	2	0.12	-	2	8.0	27.0
GKW1	1	0.05	-	2	4.5	26.0
GKW2	1	0.17	-	2	7.0	26.0
Aegina	1	18.00	-	1	2.8	9.7
Bortelalp	1	3.76	Oui	2	1.0	7.4
Vouvry	1	2.20	-	1	0.9	7.0
Fully	2	4.17	Oui	1	0.4	5.7
Hospitalet	1	0.00	-	1	1.0	1.5
Totensee	1	2.55	-	0	-	-

5.3.2 Les aménagements du Valais en chiffres

Pour permettre une meilleure compréhension des capacités des différents aménagements, une analyse chiffrée est proposée dans cette section. Un certain nombre d'indicateurs simples ont été développés qui résument les capacités de ces aménagements à influencer sur le cours naturel de l'eau dans le bassin versant. Ils sont adaptés aux données fournies par les exploitants eux-mêmes. L'utilité d'une telle analyse se démontre par la possibilité de sélectionner un nombre limité d'aménagements hydroélectriques pour effectuer une première optimisation de leur exploitation pendant les crues. Cela permettra de conserver une complexité de modélisation et de recherche de solutions acceptables.

Les critères d'analyse décrits ci-dessous permettent le tri des aménagements hydroélectriques ou des vallées en fonction de leurs capacités de stockage, de drainage et de dérivation.

- *Surface drainée pour accumulation* : il s'agit de la somme des contributions de surfaces à partir desquelles l'eau est acheminée en direction d'un réservoir d'accumulation. Les surfaces contributives des captages destinés à l'exploitation au fil de l'eau ne sont pas prises en compte. Par exemple, la prise en compte du captage de Lavey influencerait fortement les résultats avec sa surface contributive de 4'820 km², équivalent à près de 90% de la surface du bassin versant. La surface de drainage totale considérée est donc de 1'430 km², tandis que le bassin versant du Rhône à l'amont du Léman a une surface de 5'500 km².
- *Volume stocké* : cet indicateur est calculé en effectuant la somme par aménagement ou par vallée des volumes des retenues au niveau normal d'exploitation, y compris les bassins de compensation. Le niveau normal correspond, en général, à la cote de crête des évacuateurs de crues. Le volume de stockage total pris en compte dans cette analyse est pour le Valais de 1'203 Mio m³.
- *Volume stocké 2m* : cet indicateur est plus représentatif du potentiel de laminage de chaque retenue. En effet, en situation de crue automnale typique de ce bassin versant, les retenues sont généralement bien remplies et ne disposent donc que d'un volume réduit pour effectuer un stockage. Ce volume correspond à la tranche de 2 mètres située sous le niveau normal d'exploitation. Le volume total considéré est de 36 Mio m³.
- *Débit dérivé entrant* : il s'agit de la somme des débits pouvant arriver dans un bassin versant en provenance d'un autre bassin versant. Sont pris en compte pour ce calcul les capacités des collecteurs et des captages ainsi que les débits équipés des pompes. La somme des débits entrants (indirects) pour les retenues du bassin versant du Rhône vaut 150 m³/s.
- *Débit dérivé sortant* : il s'agit de la somme des débits quittant un bassin versant pour être acheminés vers un autre bassin versant. En plus des éléments utilisés pour le calcul du débit dérivé entrant, les capacités de turbinage de certains aménagements sont considérées. La somme des débits sortants vaut 359 m³/s à St-Maurice et est supérieure à la somme des débits entrants. Cela est dû au choix de ne pas considérer le Rhône comme bassin versant recevant de l'eau. Le calcul aurait en effet été faussé, la plupart des débits turbinés arrivant directement dans le Rhône. De plus, dériver de l'eau se révèle efficace pour protéger une vallée latérale ou un certain tronçon du Rhône mais pas le cours d'eau dans son ensemble.
- *Potentiel de dérivation* : il s'agit de la somme des débits captés, pompés ou turbinés d'un bassin versant vers un autre et qu'il est possible de considérer simultanément. Par exemple, pour l'aménagement Grande Dixence, le calcul prend en compte la capacité du collecteur (70 m³/s) acheminant les débits provenant des bassins de Mattervispa, Ferpècle et Arolla, ainsi que les capacités de turbinage de Nendaz, Bieudron mais pas Chandoline

(aménagement Dixence) ni Fionnay (en série avec Nendaz). Le potentiel de dérivation ainsi obtenu est de $200 \text{ m}^3/\text{s}$ pour un potentiel total considéré de $346 \text{ m}^3/\text{s}$. La légère différence avec le débit dérivé sortant total s'explique par l'exemple de l'aménagement de la Gougra qui a un potentiel de dérivation de $3 + 6 = 9 \text{ m}^3/\text{s}$ (pompage Moiry + siphonage Moiry) alors que le débit sortant maximum du bassin versant Turtmänna vers Navisence est de $9 \text{ m}^3/\text{s}$, et que le débit sortant maximum dans l'autre direction est de $6 \text{ m}^3/\text{s}$ (pompage Turtmann), la somme des deux valant $15 \text{ m}^3/\text{s}$ est différente des $9 \text{ m}^3/\text{s}$ calculés précédemment.

- *Potentiel de dégâts* : il s'agit ici d'une évaluation sommaire du potentiel de dégâts de la vallée située à l'aval d'un aménagement hydroélectrique. Cela permet de mettre en relation le potentiel technique de protection de l'aménagement pour sa vallée avec son efficacité économique. Dans l'état actuel, le potentiel de dégâts est estimé selon trois classes (0-1-2) avec un potentiel maximum pour la classe 2.

La figure 5.12 suscite de nombreux commentaires. Tout d'abord, elle montre que certaines vallées ont de très importantes surfaces de drainage dont les débits ne peuvent être stockés (Mattervispa, Massa, Lonza, Dranse de Ferret, Turtmänna). Certaines peuvent cependant être sauvées par leur débit dérivé sortant (Mattervispa, Turtmänna). Il devient donc tout naturellement possible d'imaginer des stratégies de dérivation des eaux de la Mattervispa vers la Grande Dixence ou de celles de la Turtmänna vers Moiry par siphonage ou vers Oberems. Il apparaît également que certaines vallées disposent d'un important volume de stockage mais n'ont que peu d'eau à stocker (Salanfe, Lienne, Navisence, Illbach). Finalement, certaines vallées disposent d'une situation plus équilibrée du point de vue de la protection contre les crues. Les vallées de Bagnes, Trient, Entremont, Printse et Saaservispa (grande surface de drainage, important volume de stockage), sont dans cette situation. Il convient de terminer l'analyse de cette figure par l'exemple peu courant de la vallée de la Dixence ayant une surface de drainée moyenne, un immense volume de stockage (retenue de Grande Dixence) et des capacités de dérivation extrêmement importantes. Cela permet à l'aménagement situé sur cette vallée de se positionner comme le principal régulateur de débits de la vallée du Rhône.

La figure 5.13 présente trois caractéristiques techniques des aménagements hydroélectriques et montre les différents aménagements classés selon le *volume de stockage 2m*. Six aménagements ont une part relative de capacité de stockage 2m supérieure à 5% : il s'agit dans l'ordre d'importance de Grande Dixence, Emosson, Mauvoisin, Mattmark, Salanfe, et Gougra. D'autres aménagements semblent pouvoir apporter une contribution plus faible au stockage de débit lors de crues tels ceux de Lienne, Pallazuit, Aegina, Illsee et Bortelalp. Il y a enfin deux autres aménagements qui seront difficiles à exploiter pour leur capacité de stockage lors des crues, malgré parfois des surfaces de drainage parfois immenses (Bitsch, Lötschen). Il n'est toutefois pas exclu que leur utilité soit grande selon leur capacité à être presque complètement vidés avant une grande crue.

La figure 5.14 présente les potentiels de dérivation de chaque aménagement en relation avec la surface drainée et le potentiel de dégâts de leur vallée respective. Grande Dixence peut amener de l'eau depuis la Mattervispa, Ferpècle et Arolla pour la turbiner directement dans la vallée du Rhône ; Emosson (sans le collecteur Ouest provenant du bassin versant de l'Arve) amène de l'eau depuis la Dranse de Ferret pour la turbiner vers Martigny ; Mauvoisin capte l'eau de la Dranse de Bagnes et l'amène directement dans la vallée du Rhône ; GKW1 peut récolter les eaux de la Binna pour les turbiner vers Ernen (Rhône) ; Gougra stocke les eaux de la Turtmänna et peut les turbiner jusqu'à Chippis ; Aegina collecte les eaux de la Ägene et les renvoie directement au Tessin ; Illsee prélève un faible débit de la Turtmänna pour le

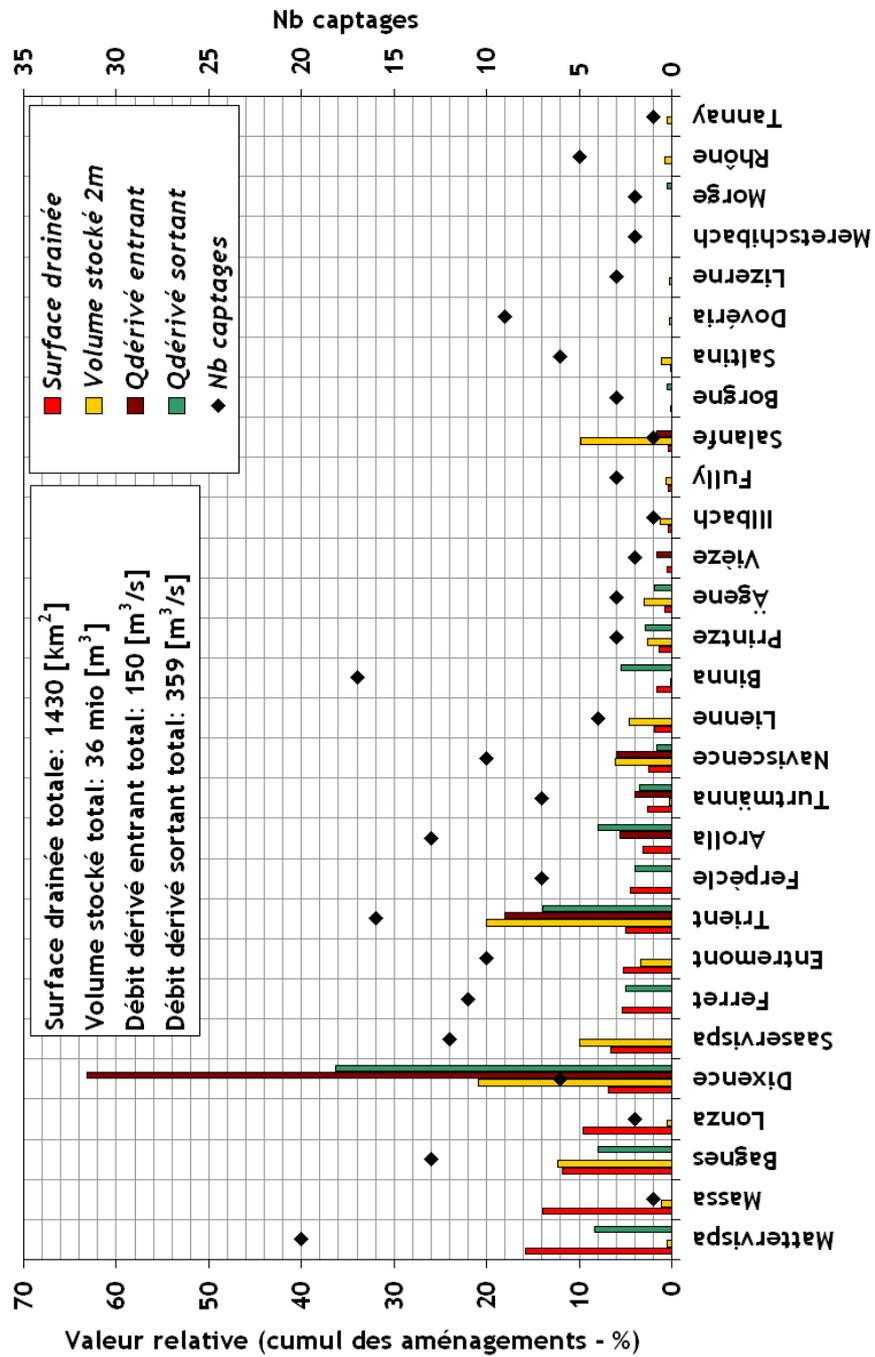


FIG. 5.12: Classement des vallées en fonction de leur surface de drainage relative pour accumulation, avec indication du volume de stockage 2m relatif, des débits dérivés relatifs entrant et sortant ainsi que du nombre de captages (valeurs relatives par rapport à la somme cumulée des aménagements).

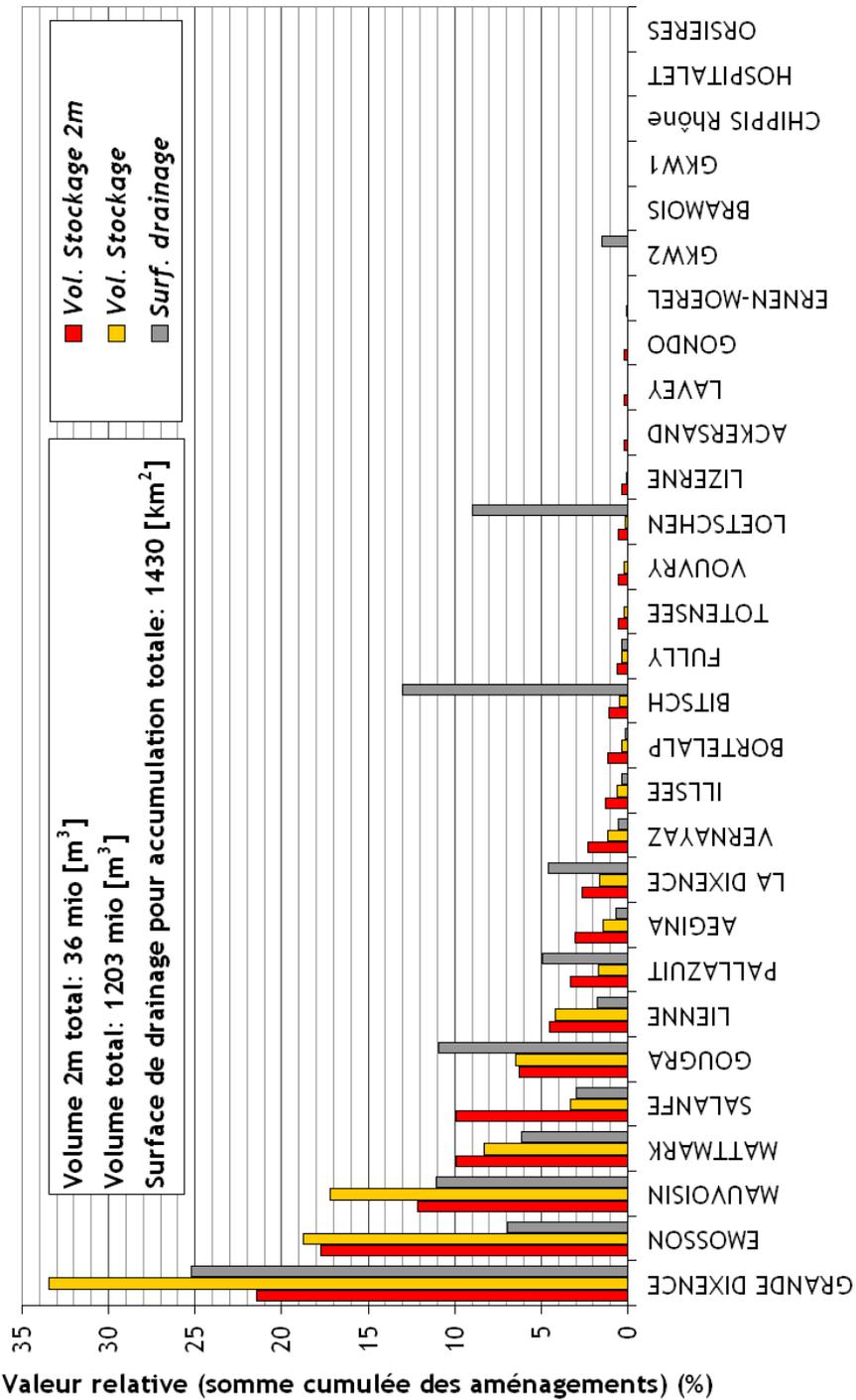


FIG. 5.13: Classement des aménagements par volume de stockage relatif de la tranche supérieure, avec indication de la capacité de stockage relative totale et de la surface de drainage relative (valeurs relatives par rapport à la somme cumulée des aménagements).

turbiner à Tourtemagne (Rhône) ; enfin, Salanfe capte une partie des eaux de la Vièze pour les turbiner à Miéville (Rhône). A nouveau, les aménagements qui semblent les plus à même de réussir à interférer sur le cours de la crue par réallocation de débit sont Grande Dixence, Emosson et Mauvoisin.

Il convient tout de même de rappeler que ces capacités de dérivation sont théoriques. En situation de crue, de nombreuses prises d'eau sont susceptibles d'être mises hors service à cause de la turbidité de l'écoulement ou de la présence de sédiments charriés ou éventuellement de corps flottants. Il sera donc nécessaire de tenir compte de la fiabilité des ouvrages lors de l'établissement de stratégies d'urgence.

Par ordre d'importance, retenons comme manoeuvres possibles pour la protection contre les crues le turbinage préventif et la libération d'un volume de stockage, la dérivation des eaux pour le stockage, la dérivation des eaux pour le turbinage et enfin le laminage passif par retenue pleine. Au vu des résultats présentés, une première sélection peut être opérée intuitivement. Les aménagements potentiellement efficaces pour la protection contre les crues doivent donc être capables de stocker des volumes importants, d'être flexibles dans leur exploitation pour libérer rapidement du volume supplémentaire et surtout couvrir des surfaces de drainage importantes. Les aménagements avec une grande surface drainée, mais un faible volume de stockage, devront être inclus dans l'analyse, les aménagements avec une faible surface drainée ne seront pas retenus. Selon ce raisonnement, les 10 aménagements suivants seront à priori considérés dans le développement du modèle d'optimisation, et leurs caractéristiques techniques résumées dans le tableau 5.2.

TAB. 5.2: Caractéristiques techniques des 10 aménagements sélectionnés dans le modèle d'optimisation. Emosson inclut Vernayaz, Grande Dixence (GD) inclut Dixence et ne considère pas Cleuson-Dixence, actuellement hors service ; BC : bassin de compensation

Aménagement	Réservoirs et BC	Vol. total [mio m ³]	Surf. tot. réservoirs [km ²]	Surf. drainée [km ²]	Centrales	Capacité pompes [m ³ /s]	Capacité turbines [m ³ /s]
Grande Dixence	6	420	3.73	384	8	42.7	130.2
Emosson	4	229	3.13	106	4	18	29
Mauvoisin	2	206	2.14	169	2	-	28.8
Mattmark	2	100	1.76	94	3	9.5	19
Moiry	4	77	1.05	167	6	9	12.9
Zeuzier	2	50	0.8	26	2	-	11
Salanfe	1	40	1.76	46	1	-	4.8
Les Toules	2	20	0.57	74	2	-	10
Gebidem	1	5.8	0.19	199	1	-	55
Ferden	1	1.9	0.09	137	1	-	21.3
Total	25	1'126.7	15.55	1'402	30	79.2	321.95

Pour ces 10 aménagements, la capacité de stockage à réservoirs vides est de plus de 1 milliard de m³, la surface drainée de 1'402 km², soit plus de 25% de la surface totale du bassin versant. La surface totale des réservoirs donne une indication de la capacité de stockage à lacs pleins, puisque la valeur indiquée multipliée par une tranche de 1 mètre donne un volume de stockage par mètre disponible de 15.55 Mio m³, ce qui est une valeur très élevée. Enfin, il peut être relevé que la capacité totale de turbinage de 321.95 m³/s est également importante et permet théoriquement de libérer 27.8 Mio m³ en 24 heures, soit l'équivalent d'une tranche de 2 mètres. Cela représente au total près de 30% du volume de la crue d'octobre 2000 à l'exutoire du bassin versant.

Les aménagements Aegina, Illsee, Fully, Bortelalp, Totensee, Vouvry, et Lizerne avaient

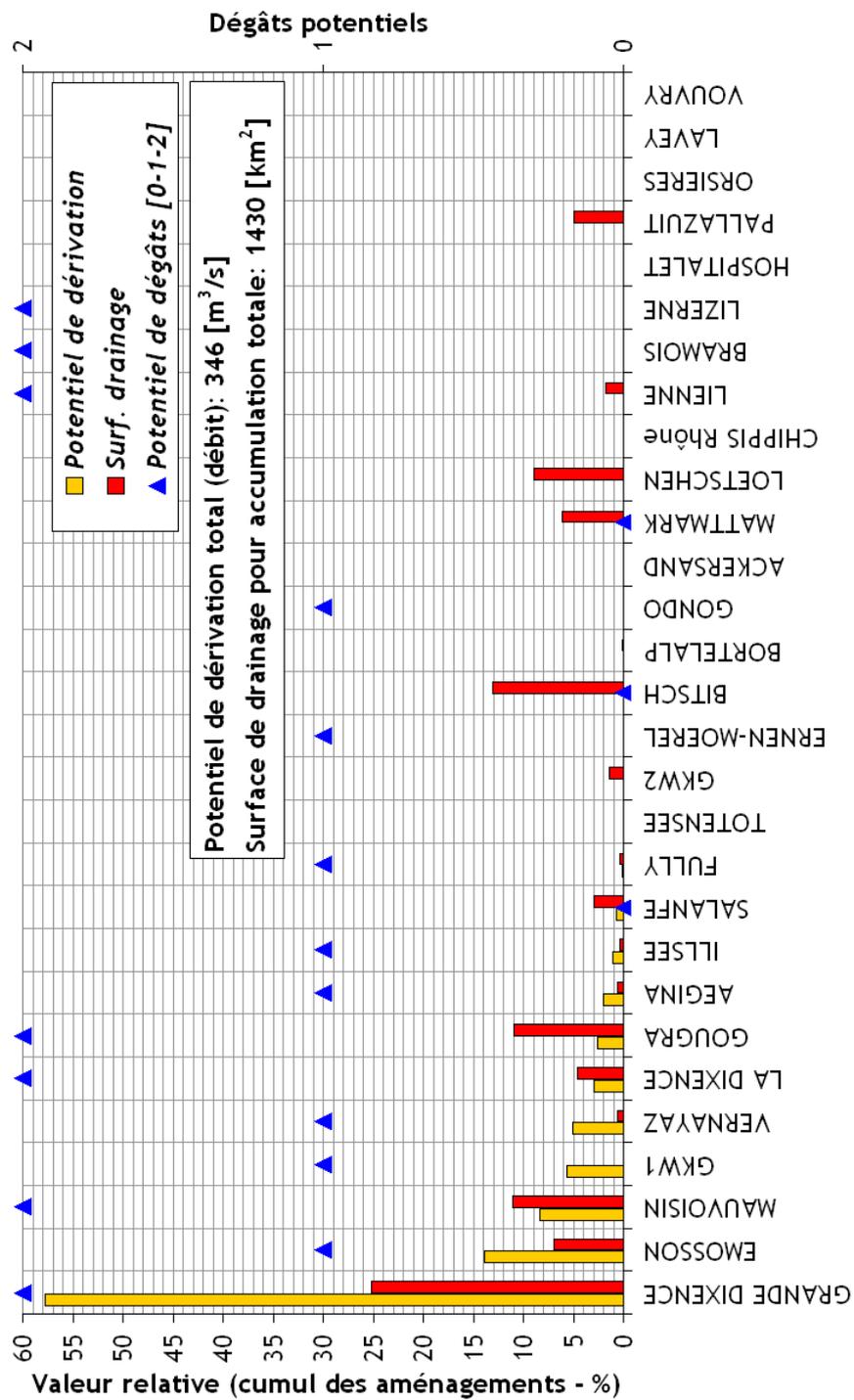


FIG. 5.14: Classement des aménagements par potentiel de dérivation relatif, avec indication de la surface de drainage relative et du potentiel de dégâts (valeurs relatives par rapport à la somme cumulée des aménagements).

d'abord été considérés dans la modélisation mais leur influence lors des crues du Rhône s'était révélée insignifiante. Ils ne seront donc pas détaillés dans ce travail.

Pour conclure, n'oublions pas que tous les aménagements hydroélectriques, s'ils ne sont pas nécessairement utiles pour la réduction des pointes de crue, peuvent se révéler d'utiles sources de données pour le développement du modèle hydrologique et son ajustement en temps réel.

5.4 Reconstitution des séries temporelles de turbinage et pompage

Ce sous-chapitre présente les différentes données et méthodes de reconstitution employées pour la prise en compte des aménagements hydroélectriques dans la modélisation. Il éclaire également la méthode de génération stochastique de séries temporelles de turbinage pour le modèle de prévision de débit. La raison pour laquelle ces données sont de première importance est mise en évidence à la figure 5.15. Un grand nombre de sous-bassins versants ont pu être calés grâce aux mesures de débits captés, mais pour le calage des sous-bassins perturbés il a fallu évaluer au mieux les nombreux rejets des centrales, toujours situés en amont de l'un des points de contrôle.

5.4.1 Contexte politique du projet et données à disposition

Les développements des modèles hydrologiques et d'optimisation se sont déroulés dans un contexte tendu, en particulier du point de vue des acteurs du marché de l'électricité. En effet, les années 2000-2006 ont été marquées par la profonde mutation de ce marché en Europe, mais également en Suisse. La loi du marché européen a pris le pas sur les arrangements locaux et les sociétés propriétaires des aménagements hydroélectriques ont dû se restructurer. La première conséquence a été la séparation des infrastructures entre propriétaires et exploitants. La deuxième a été la privatisation progressive des différents acteurs et le développement d'un environnement de plus en plus concurrentiel.

Dans ce contexte, des négociations difficiles ont été menées entre l'Etat, garant de la sécurité de la population, et les propriétaires et exploitants des aménagements hydroélectriques. Il s'agissait en effet de définir les relations entre l'Etat et les exploitants dans le cadre du projet MINERVE. Les discussions ont abouti aux résultats suivants :

- respect inconditionnel des règlements d'urgence relatifs aux grands barrages
- accord des propriétaires et exploitants de modifier leur programme d'opération suite à un ordre de police, s'il n'entre pas en conflit avec le règlement d'urgence
- accord d'échange de données en temps réel en fonction de la sévérité pressentie de la crise (crue) entre les propriétaires, les exploitants et l'Etat
- aucune prévision de production ne sera publiée ni transmise aux utilisateurs du modèle hydrologique

Ces aspects extrêmement positifs des discussions ont ouvert la porte à la mise en oeuvre du concept de vidange préventive planifiée sur la base de prévisions hydrologiques. Toutefois, certains acteurs n'ont pas trouvé un intérêt à échanger des données en temps réel. Il en a résulté un manque d'informations relatives à l'exploitation de certains ouvrages d'accumulation, raison pour laquelle des reconstitutions ont dû être réalisées. De plus,

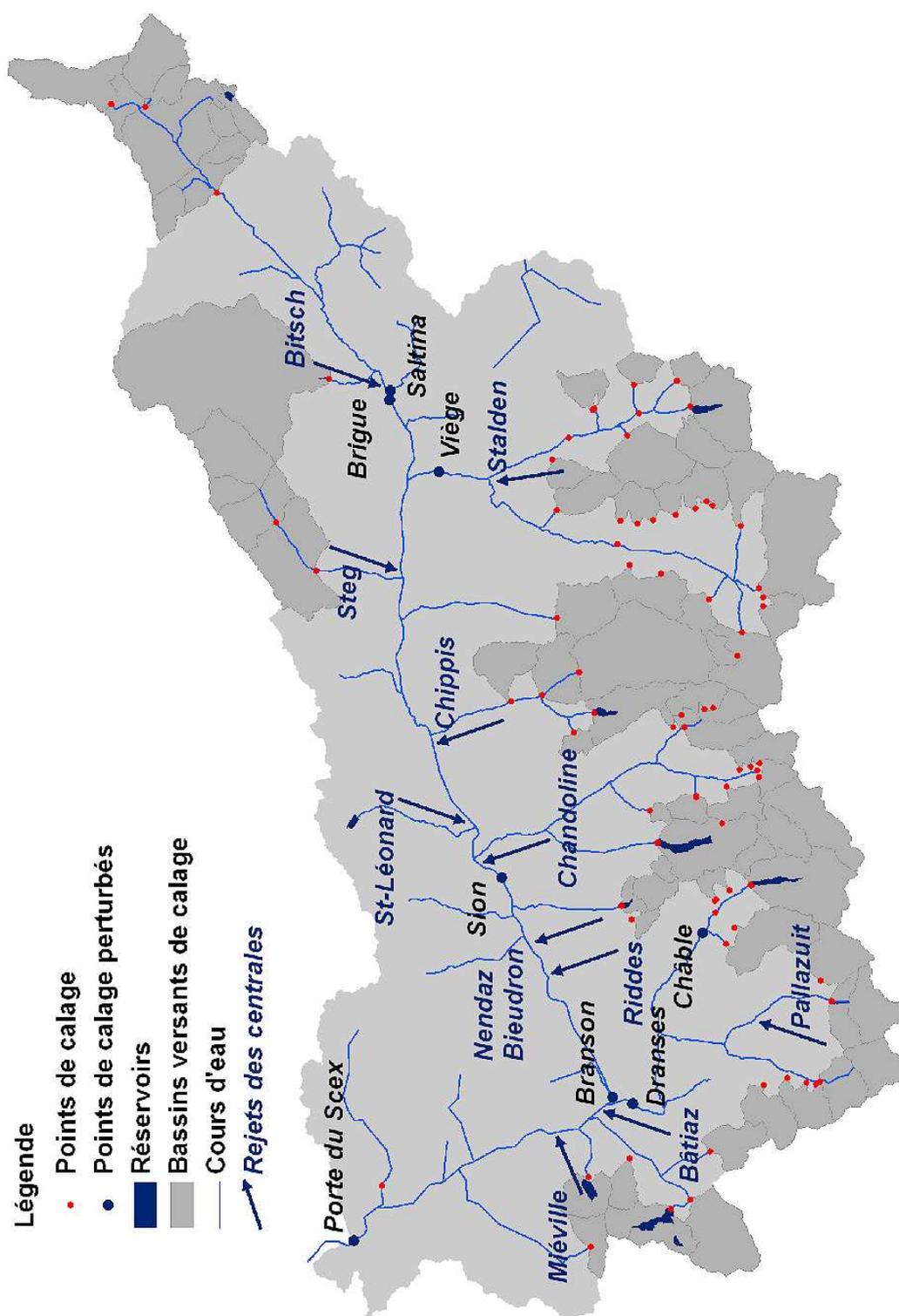


FIG. 5.15: Situation des bassins versants non perturbés calés, des points de calage perturbés et non perturbés mis en relation avec les rejets des 10 principaux aménagements hydroélectriques du Valais

l'impossibilité de disposer de prévisions de turbinage complique la production de prévisions hydrologiques de bonne qualité : il est dès lors indispensable de disposer d'un générateur stochastique de production, ce qui augmente l'incertitude du modèle hydrologique.

Finalement, le tableau 5.3 résume l'état des données à disposition pour le développement des modèles. Selon les aménagements, différentes données pertinentes ont été rendues disponibles dès 1980 pour des périodes et fréquences déterminées. Les archivages papier n'ont pas été exploités. Les données reçues portaient typiquement sur les aspects hydrauliques et non électro-mécaniques de l'exploitation des retenues :

- débit turbiné et pompé
- niveau de la retenue
- débit capté

TAB. 5.3: Liste des données disponibles (tous paramètres confondus) et de leurs caractéristiques en fonction des aménagements. Les données ont été fournies en général dès 1980.

Aménagement	Exploitant principal	Période	Fréquence
Grande Dixence	Energie Ouest Suisse (EOS)	toute l'année	horaire
Dixence	Energie Ouest Suisse (EOS)	3 mois par année	horaire
Emosson	ATEL - Energie de France (EDF)	toute l'année	journalière
Mauvoisin	Energie Gesellschaft Laufenburg (EGL)	toute l'année	journalière
Gougra	ATEL	toute l'année	journalière
Mattmark	Energie Gesellschaft Laufenburg (EGL)	toute l'année	journalière
Salanfe	Energie Ouest Suisse (EOS)	3 mois par année	horaire
Lienne	Electricité de la Lienne SA	-	-
Bitsch	Energie Ouest Suisse (EOS)	3 mois par année	horaire
Pallazuit	Energie Ouest Suisse (EOS)	3 mois par année	horaire
Lötschen	EnAlpin AG	-	-
Orsières-Niollet	Forces Motrices d'Orsières (FMO)	toute l'année	journalière
Gondo-Gabi-Tannuwald	Energie Ouest Suisse (EOS)	non pertinentes	

Lorsque des données horaires étaient à disposition, elles ont pu être utilisées telles quelles dans les modèles, qu'il s'agisse de données de commande (turbinage, pompage) ou de contrôle (débit capté). Lorsque des données journalières étaient disponibles, des reconstitutions horaires ont été effectuées pour les données de commande mais pas pour les données de contrôle. En l'absence de données, des reconstitutions horaires ont été réalisées sur la base de l'analyse du cycle de remplissage annuel de la retenue. Les paragraphes suivants décrivent brièvement chacun des 10 aménagements sélectionnés et les données utilisées dans la modélisation.

5.4.2 Aménagement Grande Dixence

L'aménagement de Grande Dixence est le plus important du bassin versant (figure 5.16). Il collecte les eaux de la Viège à l'Est, des Borgnes, de la Dixence et de la Printze à l'Ouest. Il se compose d'un réservoir principal (Grande Dixence, 400 Mio m³), d'un réservoir secondaire (Cleuson, 20 Mio m³), de 4 bassins de compensation de pompage (Zmutt, Stafel, Ferpècle et Arolla) et d'un bassin de compensation de turbinage (Fionnay). Le réservoir principal est essentiellement alimenté par le système de collecteurs faisant la liaison avec les autres sous-bassins versants drainés par l'aménagement à l'altitude de 2400 m.s.m. environ. Les eaux glaciaires des bassins de la région de Findelen sont acheminées par gravité à Hohwäng où le Grand Collecteur les transfère vers le bassin versant des Borgnes. A cet endroit se trouve un limiteur de débit d'une capacité de 55 m³/s. Les eaux de Schali-Bis et Gornera

sont acheminées vers Zmutt où elles sont pompées dans le Grand Collecteur (17.8 m³/s) à l'amont de Hohwäng, tout comme les eaux collectées à Stafel (9.9 m³/s). Les eaux collectées à Ferpècle sont pompées vers Arolla (8.4 m³/s) où elles s'ajoutent aux eaux d'Arolla pompées vers le Grand Collecteur (12.6 m³/s). Les eaux des régions de Bertol et Vouasson sont acheminées par gravité vers le Grand Collecteur et la retenue respectivement. La capacité totale du Grand Collecteur à Cheilon (amont de Grande Dixence) est de 85 m³/s. Les eaux de la région de Cleuson sont collectées dans la retenue puis soit pompées vers Grande Dixence (2 m³/s), soit directement turbinées à la centrale de Chandoline (10.2 m³/s). Finalement, la production hydroélectrique est également effectuée à partir de la retenue de Grande Dixence dans les centrales de Fionnay et Nendaz (45 m³/s) ou Bieudron (75 m³/s, actuellement en réparation).

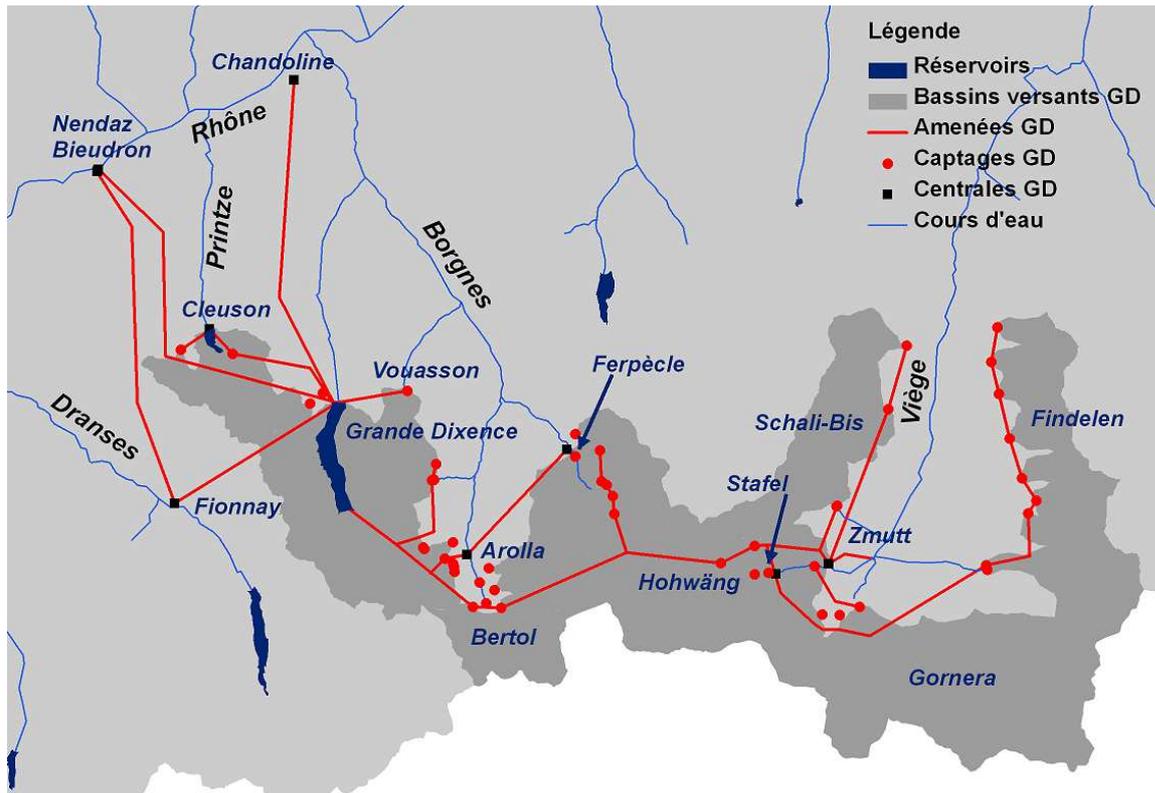


FIG. 5.16: Situation de l'aménagement Grande Dixence.

Données pour la modélisation

De nombreuses données horaires ont été mises à disposition pour le développement des modèles de simulation. Les mesures horaires du débit capté ont été utilisées pour le calage et la validation du modèle hydrologique. Les mesures horaires de turbinage (centrales de Fionnay, Nendaz et Bieudron) ont également été utilisées pour le calage et la validation des sous-bassins versants perturbés (Branson, Porte du Scex), tandis que les mesures horaires de pompage à Stafel, Ferpècle et Arolla ont pu être utilisées directement dans le modèle de simulation.

Les mesures horaires des niveaux des retenues Grande Dixence, et Zmutt ont été utilisées indirectement en se basant sur l'équation de bilan de la retenue (équ. 5.2), où $V(z)$ est le volume d'eau dans la retenue, Q_{in} et Q_{out} les débits entrant, respectivement sortant de la retenue.

$$\frac{dV(z)}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \quad (5.2)$$

$V(z)$ se calcule par l'équation 5.3, où $S(z)$ est la surface du plan d'eau à la cote z . Ce calcul s'effectue sur la base de la relation niveau-volume de la retenue propre à la retenue étudiée, où z_{min} et z_{max} correspondent au niveaux minimum et maximum de la retenue.

$$V(z) = \int_{z_{min}}^{z_{max}} S(z) \cdot dz \quad (5.3)$$

Le débit entrant dans la retenue de Zmutt a ainsi été déduit à partir des mesures de niveau et de débit sortant.

Le débit entrant dans la retenue de Cleuson, ainsi que le débit pompé vers Grande Dixence, ont été grossièrement estimés sur la base du niveau de la retenue de Cleuson, uniquement disponible du 1^{er} août au 31 octobre de chaque année. La reconstitution pour l'année 2000 du niveau de Cleuson est présentée en figure 5.17. Les valeurs de débit entrant simulées sont une moyenne mobile centrée sur 12 heures.

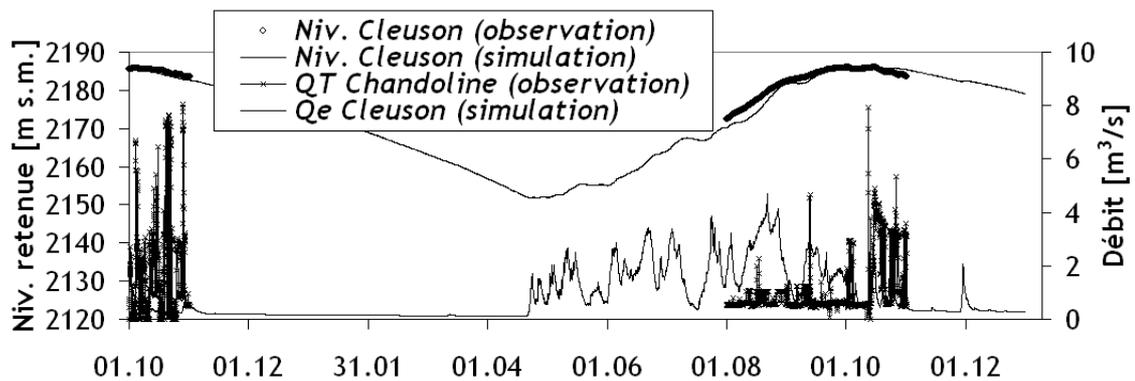


FIG. 5.17: Reconstitution des séries horaires de débit entrant dans la retenue de Cleuson pour l'année 2000.

Le débit turbiné à Bieudron (horaire et toute l'année) a été ensuite reconstitué de la même manière en fonction du niveau de Grande Dixence, du débit entrant (mesure à Cheilon), du débit turbiné vers Nendaz et du débit pompé depuis Cleuson (estimé précédemment). Les données reconstituées sont présentées à la figure 5.18. La désagrégation horaire a été déterminée a priori sur la base des statistiques (figure 5.4) et fixée selon l'horaire suivant :

- pas de turbinage le week end
- si turbinage à $25 \text{ m}^3/\text{s}$: de 10 h à 12 h
- si turbinage à $50 \text{ m}^3/\text{s}$: de 08 h à 18 h
- si turbinage à $75 \text{ m}^3/\text{s}$: de 06 h à 20 h

5.4.3 Aménagement Emosson

L'aménagement d'Emosson (incluant celui de Vernayaz) se situe entre la Suisse et la France (figure 5.19) et capte les eaux de plusieurs bassins versants (Dranse de Ferret, Trient) et celui de l'Arve qui n'est pas un affluent du Rhône à l'amont du Léman mais à l'aval

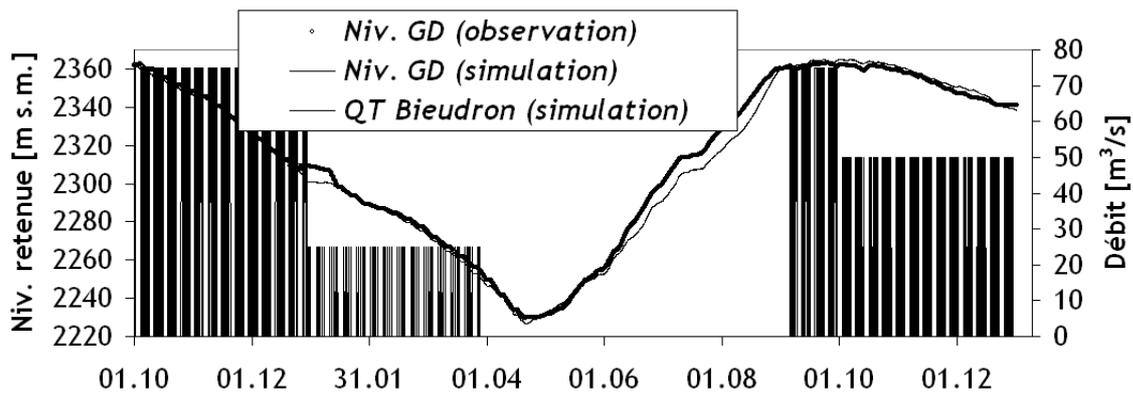


FIG. 5.18: Reconstitution des séries horaires de débit turbiné à Bieudron pour l'année 2000.

de ce dernier. Il se compose de la retenue d'Emosson (229 Mio m^3), de Vieux Emosson (Vernayaz, 13 Mio m^3) qui fonctionne comme prise d'eau et des bassins de compensation des Esserts, du Châtelard, de Châtelard CFF (Vernayaz), et des Marécottes (Vernayaz). Les eaux de la Dranse sont captées dans la région de La Fouly et de Saleinaz et sont acheminées par le Collecteur Est vers les Esserts d'où elles sont soit turbinées au fil de l'eau (Châtelard, $15 \text{ m}^3/\text{s}$) ou pompées vers Emosson ($18 \text{ m}^3/\text{s}$). Les eaux de l'Arve sont acheminées par gravité, puis siphonnées directement vers Emosson ($12 \text{ m}^3/\text{s}$), les eaux du Triège sont pompées vers Emosson (Vernayaz, $1.8 \text{ m}^3/\text{s}$) et les eaux du Trient sont récupérées à Vallorcine pour être turbinées à la Bâtiaz ($29 \text{ m}^3/\text{s}$). Bien entendu, la retenue d'Emosson est également exploitée à Vallorcine ($27 \text{ m}^3/\text{s}$) sur le palier supérieur. Un deuxième réseau de turbinage est exploité par l'aménagement de Vernayaz avec un palier supérieur Emosson-Châtelard CFF ($18 \text{ m}^3/\text{s}$) et le palier inférieur à Vernayaz ($17.4 \text{ m}^3/\text{s}$) dans lequel peuvent être ajoutées les eaux captées à Vallorcine ou aux Marécottes. Les subtilités d'exploitation ne sont pas décrites ici car elles ne jouent aucun rôle dans le cadre de la protection contre les crues.

De nombreuses données à fréquence journalière ont été fournies par l'exploitant de l'aménagement Emosson, tandis qu'aucune donnée de l'aménagement Vernayaz n'était disponible. Les débits captés journaliers moyens ont ainsi pu être utilisés pour le calage des sous-bassins versants (La Fouly, Saleina, Esserts, Châtelard) et les débits pompés ont été utilisés à la fréquence d'origine (journalière) et les débits turbinés ont été désagrégés en séries horaires pour être introduits dans le modèle hydrologique. La désagrégation horaire est présentée à la figure 5.20 et a été effectuée comme suit :

- selon le volume turbiné journalier moyen, choix des heures de début et fin du turbinage
- heure de début de turbinage typique : 07 h
- heure de fin de turbinage selon volume journalier et débit turbiné constant
- si le volume journalier est inférieur à l'équivalent de 6 heures d'exploitation, le débit considéré est diminué de moitié et la durée d'exploitation doublée
- si le volume journalier correspond à plus de 17 heures de turbinage, l'heure de début est avancée en conséquence et l'heure de fin est 24 h

Le débit turbiné à Vernayaz, dont aucune donnée n'était disponible, a été reconstitué selon la méthode expliquée au paragraphe *Grande Dixence* par calage du niveau d'Emosson.

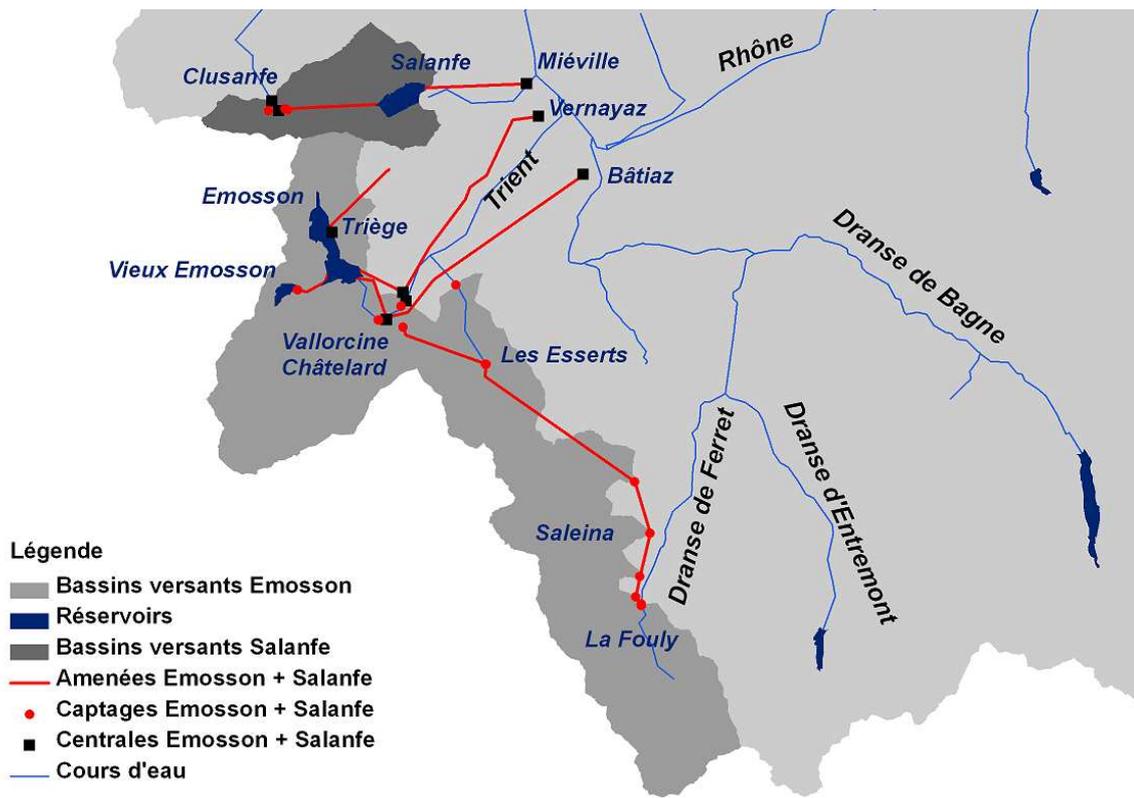


FIG. 5.19: Situation des aménagements Emosson et Salanfe.

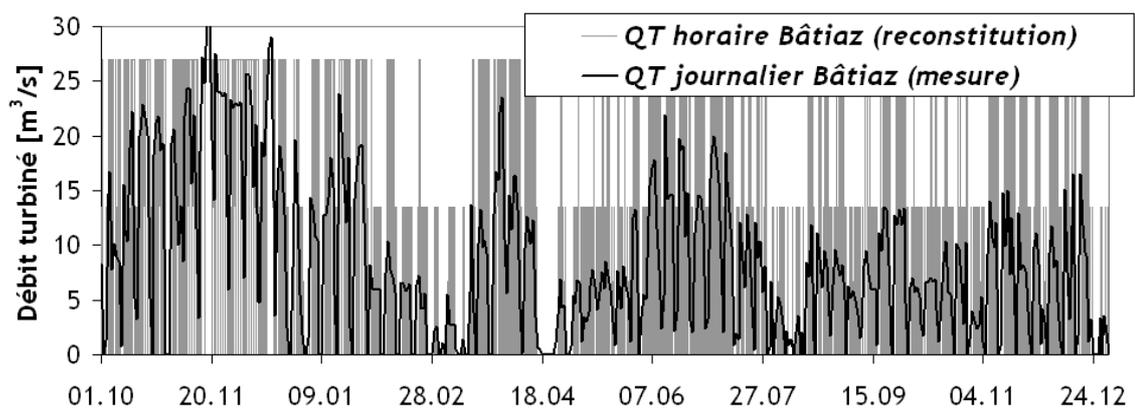


FIG. 5.20: Désagrégation horaire du débit turbiné à la Bâtiaz (année 2000).

5.4.4 Aménagement Mauvoisin

L'aménagement de Mauvoisin (figure 5.21) a détenu le record du plus grand barrage voûte du monde avec sa hauteur de 250 mètres. La retenue ainsi constituée a un volume utile de 205 Mio m³ et est alimentée par trois collecteurs : le collecteur Sud qui achemine les eaux du glacier d'Otemma vers la centrale au fil de l'eau de Chanrion (10 m³/s) et les rejette directement dans le lac, le collecteur de Corbassière à l'Ouest (10 m³/s) et le collecteur de Louvie à l'Est (10 m³/s). Le palier supérieur est turbiné à Fionnay (34.5 m³/s) où se trouve encore une prise d'eau sur la Dranse de Bagnes, et le palier inférieur à Riddes (27.5 m³/s). A Fionnay se trouve également un bassin de compensation permettant d'absorber la différence de débit équipé entre les deux paliers.

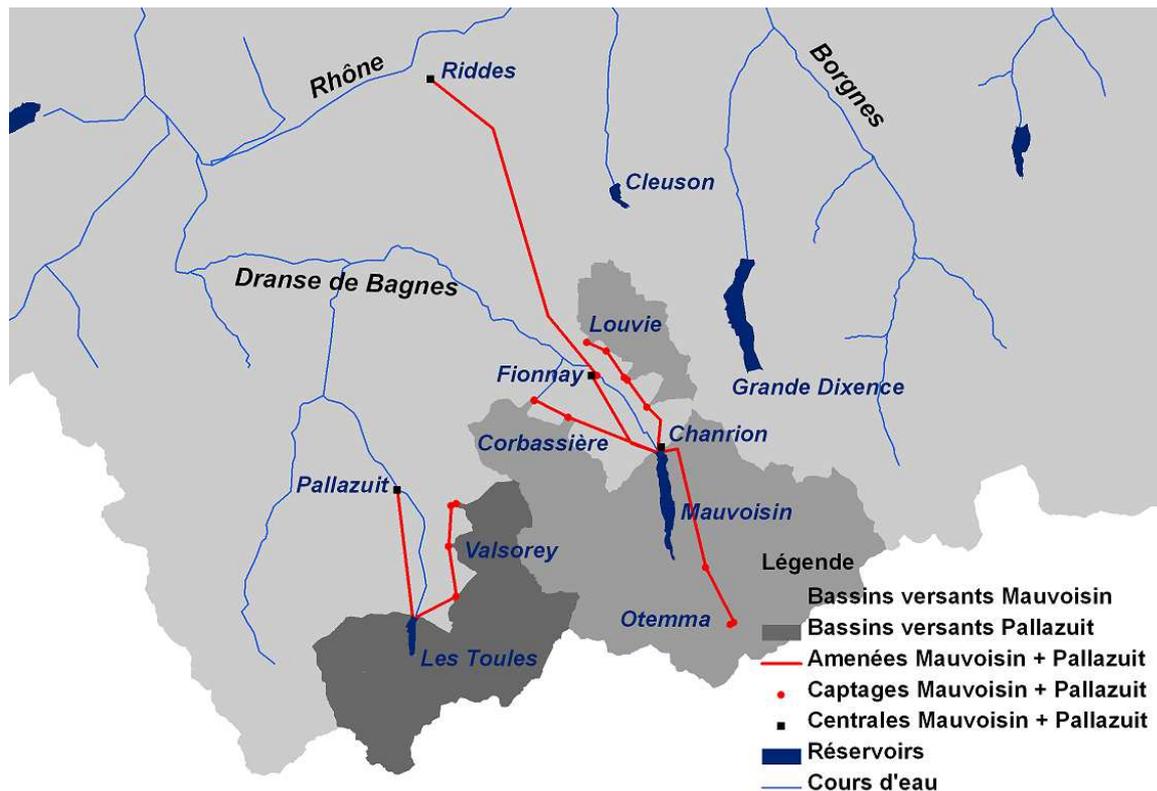


FIG. 5.21: Situation des aménagements Mauvoisin et Pallazuit.

Toutes les données liées à cet aménagement étaient disponibles à la fréquence journalière. Les débits entrants dans la retenue ont permis le calage des sous-bassins versants, tandis que les débits turbinés à Fionnay et Riddes ont été désagrégés en séries horaires selon la méthode expliquée au paragraphe *Emosson*.

5.4.5 Aménagement Mattmark

L'aménagement de Mattmark est composé d'une retenue de 100 mio m³ (Mattmark) et d'un bassin de compensation à Zermeiggern (figure 5.22). Le collecteur Est achemine les eaux de la région du Furggbach (10 m³/s) et le collecteur Ouest les eaux de l'Allalin (6.5 m³/s) vers le lac de Mattmark. Le palier supérieur se trouve entre Mattmark et Zermeiggern et est équipé pour le turbinage (19 m³/s) et le pompage (9 m³/s). Cela signifie que la même conduite est employée et que les opérations ne peuvent être menées simultanément. Le palier inférieur

entre Zermeiggern et Stalden est équipé pour le turbinage uniquement ($20 \text{ m}^3/\text{s}$) et les eaux captées à Zermeiggern et dans la région du Riedbach y sont ajoutées. Il est utile de rappeler que cet aménagement dispose depuis l'année 1999 d'un volume libre limité par un déversoir latéral pour la protection contre les crues (Sander and Haefliger, 2002).

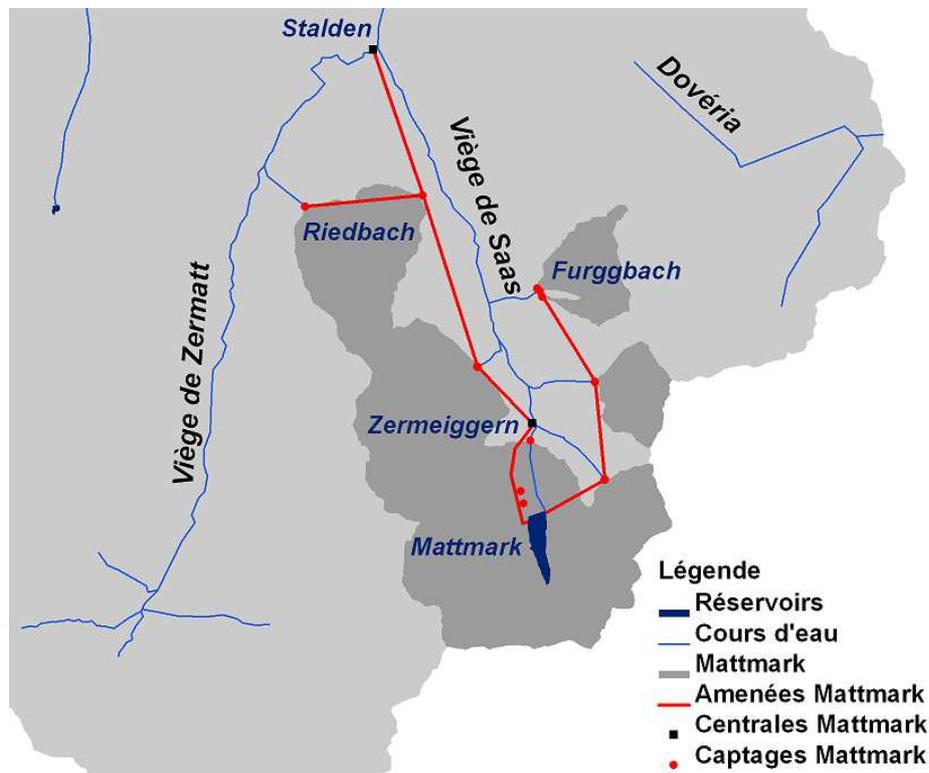


FIG. 5.22: Situation de l'aménagement de Mattmark.

Toutes les données liées à cet aménagement étaient également disponibles à la fréquence journalière. Les débits entrant dans la retenue ont ainsi permis le calage des sous-bassins versants, tandis que les débits turbinés à Zermeiggern et Stalden ainsi que les débits pompés vers Mattmark ont été désagrégés en séries horaires selon la méthode expliquée au paragraphe *Emosson* et introduits dans le modèle hydrologique.

5.4.6 Aménagement Gougra

L'aménagement de la Gougra est relativement complexe (figure 5.23). Il se compose de sa retenue principale (Moiry, 76 Mio m^3), d'une retenue d'adduction (Turtmann, 0.7 Mio m^3) et de deux bassins de compensation (Mottec et Vissoie). Les eaux de la Turtmäna et de ses affluents sont captées à Turtmann et siphonnées ($6 \text{ m}^3/\text{s}$) ou pompées ($3 \text{ m}^3/\text{s}$) vers Moiry selon le niveau relatif des deux retenues. Elles peuvent également être turbinées à Mottec ($4.3 \text{ m}^3/\text{s}$). Les eaux de la Navisence sont captées à Moiry ou pompées depuis le collecteur Ouest (Lona, $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$). Elles peuvent également être pompées depuis Mottec ($3 \text{ m}^3/\text{s}$, même machine que depuis Turtmann) où se trouve un captage. La conduite de pompage est indépendante des conduites de turbinage ou siphonage. Le palier supérieur est donc composé du turbinage depuis Moiry ($12.9 \text{ m}^3/\text{s}$) ou depuis Turtmann ($4.3 \text{ m}^3/\text{s}$) vers Mottec. Le deuxième palier va de Mottec à Vissoie ($12.9 \text{ m}^3/\text{s}$) où se trouve aussi un captage et le dernier palier va de Vissoie à Chippis ($10 \text{ m}^3/\text{s}$).

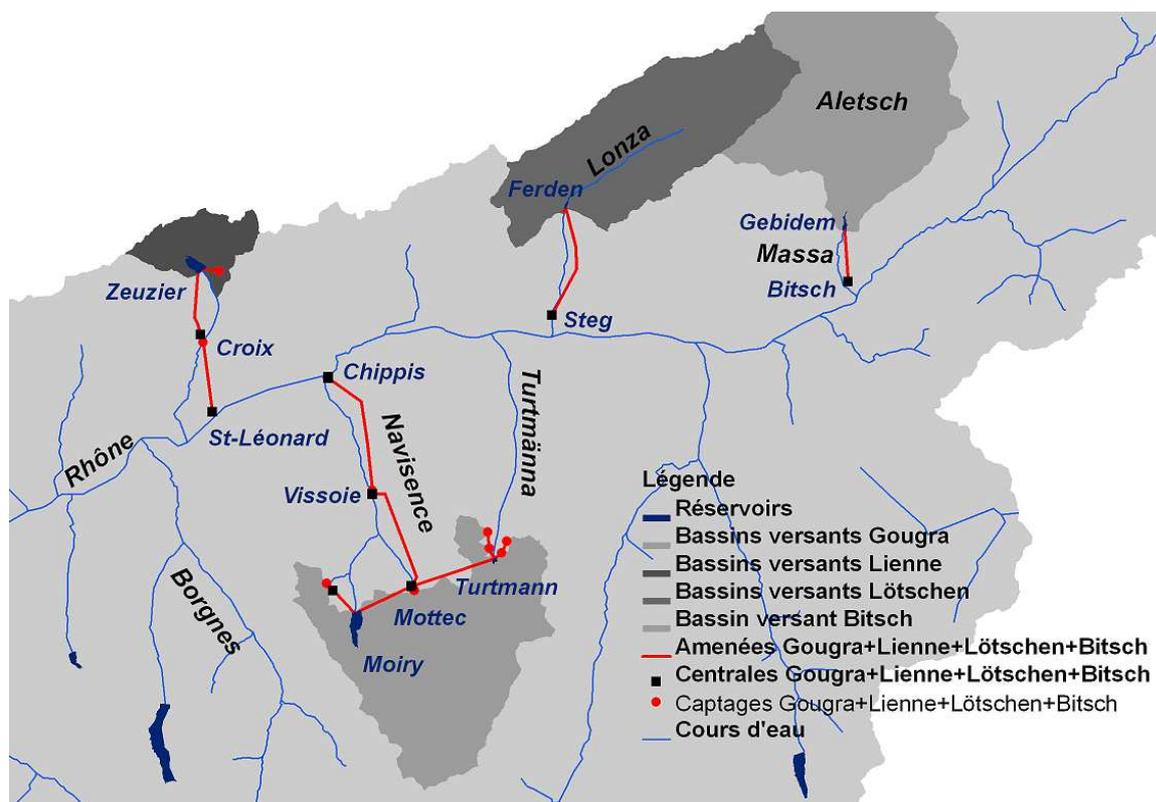


FIG. 5.23: Situation des aménagements Gougra, Lienne et Löttschen.

Toutes les données liées à l'aménagement Gougra étaient disponibles à la fréquence journalière. A nouveau, les données relatives aux débits entrants ou captés ont été utilisées telles quelles pour le calage et la validation tandis que les mesures de débit turbiné ou pompé ont été désagrégées en séries horaires selon la méthode présentée au paragraphe *Emosson*.

5.4.7 Aménagement Salanfe

L'aménagement de Salanfe (figure 5.19) est caractérisé par sa grande retenue (40 Mio m³) pour un petit bassin versant (31 km²). Une partie de ses eaux provient du bassin versant de la Vièze à Clusanfe où des pompes sont installées (2.6 m³/s). L'aménagement ne comporte qu'un palier à Miéville équipé pour un débit de 5.8 m³/s.

Seules les données de niveau de la retenue et de débit turbiné étaient disponibles à fréquence horaire mais pendant 3 mois par année. Il a fallu reconstituer les années entières en estimant le débit entrant par simulation puis en ajustant la production pour obtenir un cycle annuel de remplissage du réservoir plausible. Il y a par conséquent une forte incertitude sur le débit entrant et turbiné à Salanfe, mais il s'agit d'une très faible proportion du débit équipé total du modèle.

5.4.8 Aménagement Pallazuit

L'aménagement de Pallazuit (figure 5.21) se situe vers le col du Grand-St-Bernard bien connu pour son hospice et son climat particulièrement rude. Il se compose d'une retenue de

20 Mio m³, d'une galerie d'adduction en rive droite d'une capacité de 4.5 m³/s (Valsorey) et d'un palier jusqu'au bassin de compensation de Pallazuit équipé pour un débit de 10 m³/s. Dès cet endroit, les eaux appartiennent à l'aménagement d'Orsières-Niollet et sont soit turbinées (4 m³/s) à Orsières, soit directement déversées dans la Dranse d'Entremont.

La situation au niveau des données disponibles est comparable à celle de l'aménagement de Salanfè et les mêmes méthodes de reconstitution des apports et de la production ont été utilisées. Pour les périodes pendant lesquelles les données de production étaient disponibles, ces dernières ont été introduites directement dans le modèle hydrologique.

5.4.9 Aménagement Lienne

L'aménagement de la Lienne est un aménagement à 2 paliers, composé d'une retenue principale (Zeuzier, 50 Mio m³) et d'un bassin de compensation à Croix (figure 5.23). La retenue est remplie par son bassin versant naturel et une adduction en rive gauche (Vatseret, 0.85 m³/s). Le palier supérieur est équipé avec un débit de 9 m³/s et le palier inférieur (centrale de St-Léonard) à 10 m³/s, et un captage est installé au bassin de compensation de Croix.

Aucune donnée n'était à disposition pour cet aménagement. Le modèle hydrologique régionalisé a été utilisé pour simuler les apports et une série horaire de turbinage à Croix a été reconstituée de manière à produire un cycle de remplissage annuel plausible de la retenue de Zeuzier. A nouveau, il s'agit d'un aménagement n'ayant que peu d'influence sur le débit dans le Rhône et cette situation n'est par conséquent pas critique pour la modélisation.

5.4.10 Aménagement Lötschen

L'aménagement de Lötschen (figure 5.23) se situe le long de la Lonza, en rive droite du Rhône. Il se compose d'un petit réservoir de 1.75 Mio m³ et d'un palier unique à la centrale de Steg, équipée pour un débit de 21.3 m³/s. Il produit donc essentiellement de l'électricité au fil de l'eau sauf en hiver où il parvient à faire de l'accumulation hebdomadaire.

Malheureusement, aucune donnée n'était à disposition pour effectuer de la simulation continue. Son bassin versant a été calé sur les mesures de la station de Blatten située à quelques kilomètres en amont de la retenue. La modélisation du turbinage a été réalisée par régulation automatique selon le niveau de la retenue. Cela signifie que si la retenue atteint un niveau haut déterminé, le turbinage s'enclenche. Au moment où la retenue atteint un niveau bas déterminé, le turbinage s'arrête. Ce modèle n'est pas très bien ajusté en hiver mais est très satisfaisant en été où le turbinage s'effectue presque tout au long de la journée et de la nuit. Pour les scénarios de crue 1993 et 2000 présentés au chapitres suivants, des mesures horaires (débit entrant, niveau de la retenue, turbinage, débit aux ouvrages) sur une période de 3 jours ont pu être utilisées et permettent une estimation précise de ces situations particulières.

5.4.11 Aménagement Bitsch

L'aménagement de Bitsch se trouve juste à l'aval du plus grand glacier des Alpes, le glacier d'Aletsch (figure 5.23). Son bassin versant, essentiellement glaciaire d'une surface de 198 km², lui assure un remplissage estival constant mais lui empêche presque tout apport

hivernal. La retenue de Gebidem dispose d'un volume utile de 8.7 Mio m^3 et son unique palier se compose de trois groupes d'une capacité totale de $55 \text{ m}^3/\text{s}$. En hiver, l'aménagement ne produit que l'équivalent de son volume utile, tandis que le reste de l'année son mode de production oscille entre accumulation hebdomadaire (printemps), journalière (début d'été et fin d'automne) et au fil de l'eau (été et début d'automne).

Seules des données horaires de niveau et de débit turbiné sur une période de 3 mois par année étaient disponibles. Par contre, les mesures de débit entrant dans la retenue sont similaires aux mesures de la station de Blatten sur la Massa qui ont donc été exploitées pour caler et valider le sous-bassin versant.

La production hivernale a été déduite à partir des mesures du débit du Rhône à Brig, dont la station est située juste à l'aval du rejet de la centrale de Bitsch. Le débit équipé étant très important, le turbinage peut être filtré par une méthode de lissage. La procédure de reconstitution du turbinage horaire annuel a été effectuée comme suit (figure 5.24) :

- données : débit entrant dans la retenue (débit de la Massa à Blatten), débit du Rhône à Brig
- moyenne mobile sur 24 heures du débit à Brig
- si la différence entre la moyenne mobile et la mesure est supérieure à une valeur limite, alors le turbinage est activé sur le groupe 1 ($25 \text{ m}^3/\text{s}$)
- dès que la différence précitée est inférieure à la valeur limite, le turbinage est arrêté
- le turbinage ainsi estimé est introduit dans le modèle hydrologique
- le complément de turbinage (groupes 2 et 3, $30 \text{ m}^3/\text{s}$) est calculé par régulation automatique sur le niveau de Gebidem

5.5 Générateur stochastique de turbinage

Ce chapitre présente brièvement la méthodologie utilisée pour le développement d'un générateur stochastique de production hydroélectrique. La méthodologie suit la proposition de Schäfli (2005) développée dans le cadre d'une analyse de l'aménagement de Mauvoisin, également considéré dans ce travail. Il s'agissait pour l'auteur d'estimer sa production journalière sur une période de 100 ans en vue d'analyser les impacts des changements climatiques sur la production d'hydroélectricité en Suisse. Les bases méthodologiques complètes du générateur stochastique ne sont pas explicitées dans ce chapitre mais pourront être consultées dans Schäfli (2005).

Le générateur développé dans le cadre de cette recherche peut raisonnablement s'appuyer sur cette méthodologie, car le fonctionnement des aménagements à considérer est similaire (ouvrages à accumulation annuelle). Les principales similarités et différences entre la méthodologie originale et celle développée ici (méthode étendue) sont exposées ci-dessous :

- même type d'ouvrage
- deux saisons considérées (remplissage et vidange)
- début des saisons légèrement différents
- trois modèles hebdomadaires pour la méthode étendue (lundi au vendredi, samedi, dimanche) et non deux (lundi au vendredi, samedi et dimanche)
- après la génération de séries journalières, désagrégation horaire.

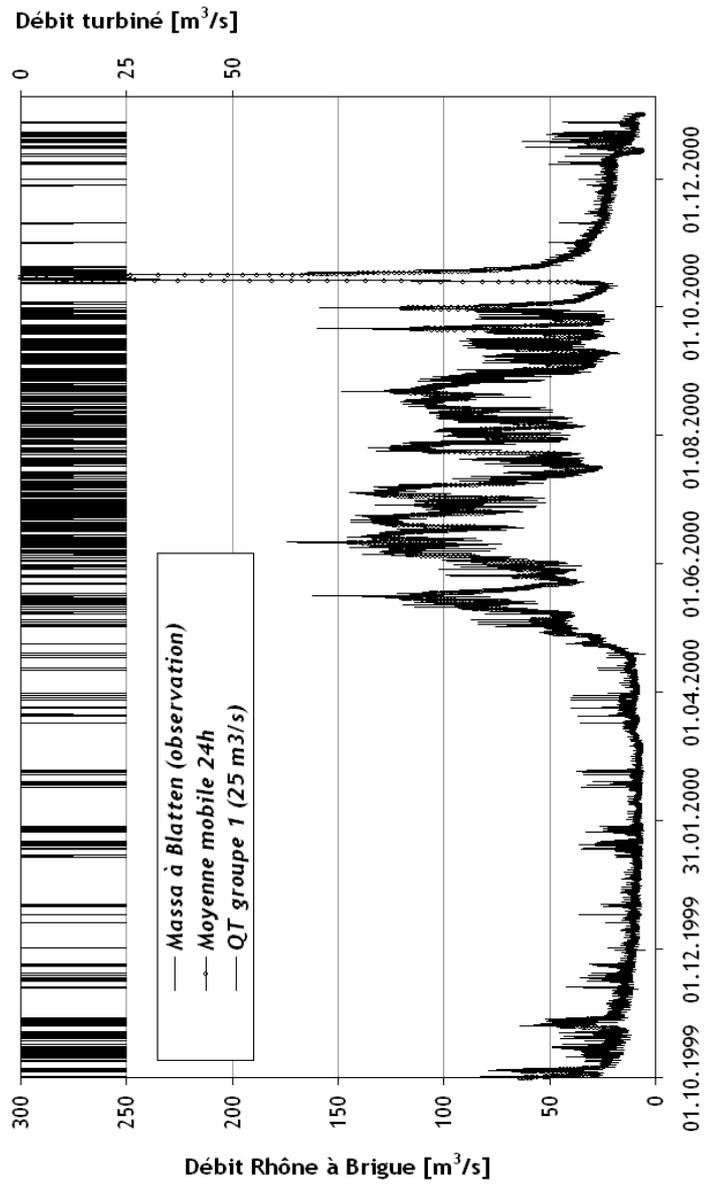


FIG. 5.24: Reconstitution du débit turbiné horaire du groupe 1 à Bitsch pendant l'année 2000 : les séquences de turbinage sont visibles surtout pendant l'hiver sur les mesures à Brigue.

5.5.1 Génération de séries journalières

Concept du générateur stochastique

Le concept du générateur stochastique est le suivant : sur la base de données de production fournies sur une période suffisamment longue, il est possible de modéliser le comportement typique de production d'un aménagement hydroélectrique à accumulation alpin. Le générateur produit alors une production journalière qui est ensuite désagrégée à une fréquence horaire.

Il s'agit d'abord, pour une période s donnée, de considérer la production journalière r_n du jour n comme une production moyenne M_s et un écart θ_s dont il faudra modéliser le comportement statistique (équ. 5.4) :

$$r_n = M_s + \theta_s \quad (5.4)$$

En pratique, les valeurs de production moyenne calculées, ainsi que les résidus, sont des estimateurs de la production réelle. Afin d'optimiser la performance du générateur, il est important de définir les différentes périodes à partir desquelles seront tirées les modèles statistiques de production journalière et d'écart.

Choix des paramètres du modèle de génération stochastique de turbinage

Le comportement annuel d'un aménagement hydroélectrique à accumulation dans les Alpes se caractérise par deux saisons d'exploitation différentes. La première est la saison de remplissage de la retenue qui débute au printemps, pendant laquelle la production est moins élevée que les apports, ce qui permet l'augmentation du niveau du lac. La période de vidange débute en fin d'été et se caractérise par une production supérieure aux apports, effectuée de manière à pouvoir exploiter le volume disponible tout au long de l'hiver. Il s'agit de la saison pendant laquelle la demande est plus élevée (chauffage) et les prix sont également plus élevés. La figure 5.25 illustre ce comportement mesuré sur un aménagement en Valais. Il est peut-être judicieux de rappeler ici que les valeurs sont normalisées afin de masquer les chiffres réels pour préserver leur confidentialité.

Sur la base de cette analyse, on remarque que le niveau minimal de la retenue est atteint autour du 1^{er} mai de chaque année, tandis que le niveau maximum est atteint en septembre. On remarque également que la production est pratiquement égale aux apports au mois de septembre pour éviter un déversement de la retenue. Cette production n'est donc plus dictée par le marché mais plutôt par l'hydrologie et ne doit donc pas être considérée dans la période de remplissage. Sur cette base, les limites des périodes ont été définies, tout en étant arrondies au premier jour de la semaine suivante dans le calcul des moyennes :

- période de remplissage : 1^{er} mai au 31 août
- période de vidange : 1^{er} septembre au 30 avril

Sur la base de l'analyse de la production journalière des années 1989-1999 de 5 aménagements (figure 5.26), le comportement hebdomadaire moyen peut être aisément découpé en 3 périodes : lundi-vendredi (semaine), samedi et dimanche. La différence de production moyenne entre les deux saisons d'exploitation est également remarquable. Il devient donc nécessaire de diviser l'année en fonction de deux saisons d'exploitation et trois catégories de jours (semaine, samedi, dimanche), pour un total de 6 périodes. L'estimateur de la production moyenne M_s aura donc pour chaque aménagement 6 valeurs $\hat{M}_{s,j}$ ou $s \in (rempl., vid.)$ et $j \in (sem, sa, di)$.

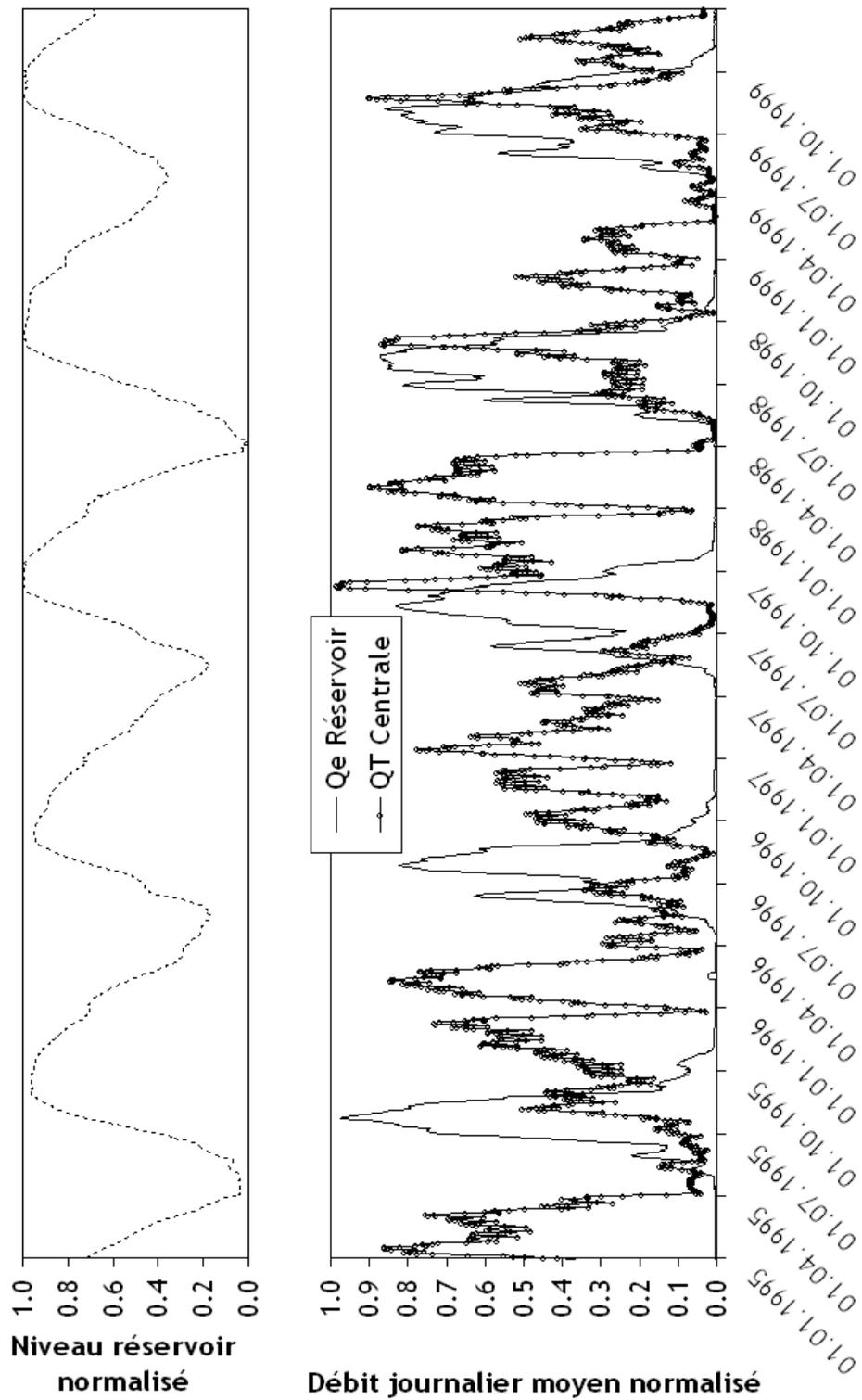


FIG. 5.25: Apports et production journaliers moyens (moyenne mobile sur 10 heures) et niveau d'une retenue alpine typique, période de 1995 à 1999.

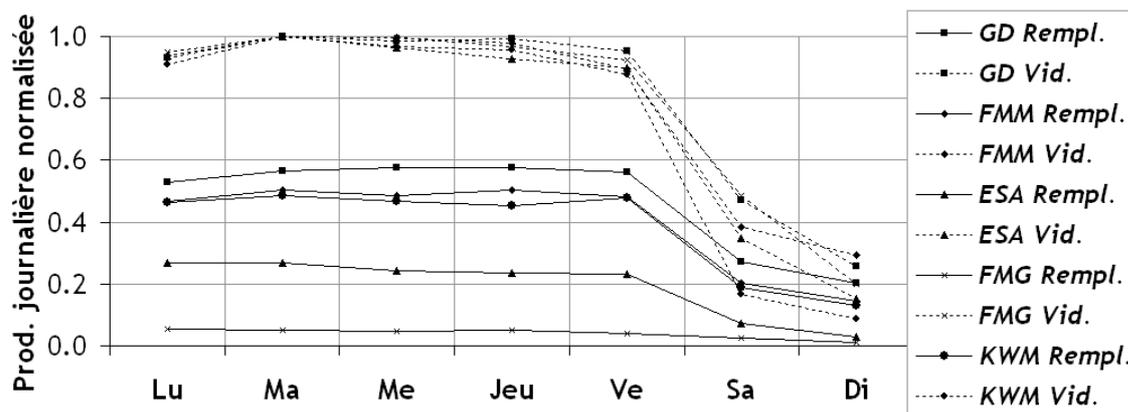


FIG. 5.26: Production journalière normalisée de 5 aménagements hydroélectriques à accumulation en fonction de la saison d'exploitation et du jour de la semaine.

Estimation de l'écart

Comme la production journalière moyenne a été évaluée sur 6 périodes dans l'année, il est également nécessaire de paramétrer le modèle d'écart selon ces 6 périodes différentes. Pour chacune des périodes choisies, les écarts observés doivent d'abord être calculés avec l'équation 5.3. En les considérant comme des variables aléatoires, leur distribution statistique peut alors être approchée par une fonction Log-Weibull de type II exprimée sous la forme de l'équation 5.5 (Schäfli, 2005). L'avantage de cette fonction réside dans le fait qu'elle évite la génération d'écarts absolus infiniment grands.

$$H(\theta_s) = 1 - \exp \{ -[-\ln(1 - \theta_s)/a_s]^{b_s} \} \quad \text{où } 0 < \theta < 1 \quad (5.5)$$

$H(\theta)$ est la fonction de distribution de l'écart θ_s , a_s et b_s étant les paramètres de la fonction pour la période s .

La figure 5.27 présente la fonction de distribution des écarts normalisés et son estimateur pour un aménagement à accumulation en période de vidange et en situation semaine, samedi et dimanche. Les corrélations obtenues sont très élevées ($r^2 > 0.997$).

Pour générer une valeur de production journalière QT_s , il suffit à présent de générer un nombre aléatoire X compris entre 0 et 1 selon une loi uniforme pour en calculer sa nouvelle valeur sur une loi Log-Weibull II paramétrée selon la période considéré en appliquant l'équation 5.6 :

$$\theta_s = 1 - \exp \{ -a_s \cdot [-\ln(1 - X)]^{1/b_s} \} \quad (5.6)$$

Cet écart normalisé θ_s doit enfin être redimensionné pour donner la production journalière moyenne estimée.

Contraintes techniques

En situation particulière, il est possible que le débit journalier proposé par le générateur stochastique ne soit pas compatible avec les capacités techniques de l'aménagement. Premièrement, en situation de lac vide au printemps, la production sera limitée à la quantité d'eau à disposition. A l'inverse, en situation de lac plein, celle-ci sera effectuée au fil de l'eau pour éviter tout déversement intempestif. Ces contraintes doivent donc être prises en

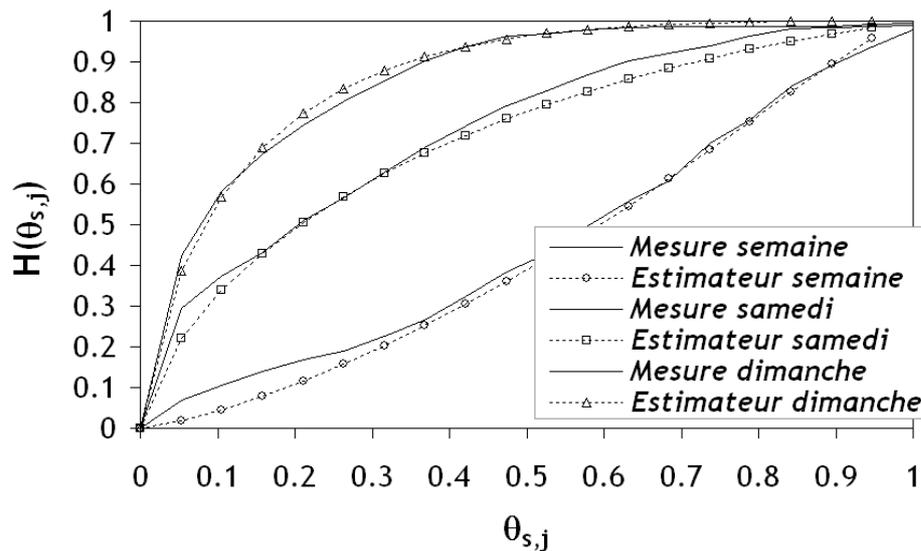


FIG. 5.27: Comparaison entre écarts normalisés mesurés et estimés pour la production en période de vidange en fonction des jours semaine, samedi et dimanche.

compte dans la modélisation par l'ajout d'une régulation telle qu'expliquée dans la section précédente imposant des règles d'exploitation strictes à lac plein ou lac vide.

5.5.2 Désagrégation en séries horaires

Il est également possible de générer stochastiquement des séries horaires de turbinage à partir de séries mesurées pour en tirer la loi statistique. Une approche plus simple a toutefois été utilisée par la définition d'un schéma type de turbinage en fonction du débit journalier généré.

Analyse de la production horaire d'un aménagement hydroélectrique

5 années de mesures de production horaire ont été analysées. Le débit journalier mesuré a ainsi été divisé en 5 classes régulières de 20% du débit équipé et pour chacune d'entre elles un classement de l'heure de début de turbinage et de la durée du turbinage a été effectué. Les résultats partiels de l'analyse sont présentés à la figure 5.28. Ils présentent les horaires moyens de turbinage en fonction de la classe de production (% du débit équipé). $hini$ est l'heure de début de turbinage et Nb est le nombre d'heures de turbinage par jour. Les classes de 60% à 80% du débit équipé ne sont pas présentées car le turbinage s'effectue alors 24 heures sur 24.

L'analyse de la figure 5.28 montre que selon la classe de production, l'heure de début de turbinage oscille entre 05 h et 07 h et les durées entre 13 et 20 heures. Les règles suivantes ont finalement été déterminées pour le générateur stochastique :

- 0-20% de production : pas de turbinage
- 20-40% de production : début à 06 h, durée 18 heures, $QT_s \cdot 24/18$
- 40-60% de production : début à 05 h, durée 19 heures, $QT_s \cdot 24/19$
- 60-100% de production : turbinage de 00 h à 24 h, QT_s

Pour la classe 0-20%, l'absence de turbinage évite l'introduction de signaux trop violents dans le modèle hydrologique. Il est vrai que parfois la production horaire observée s'établit

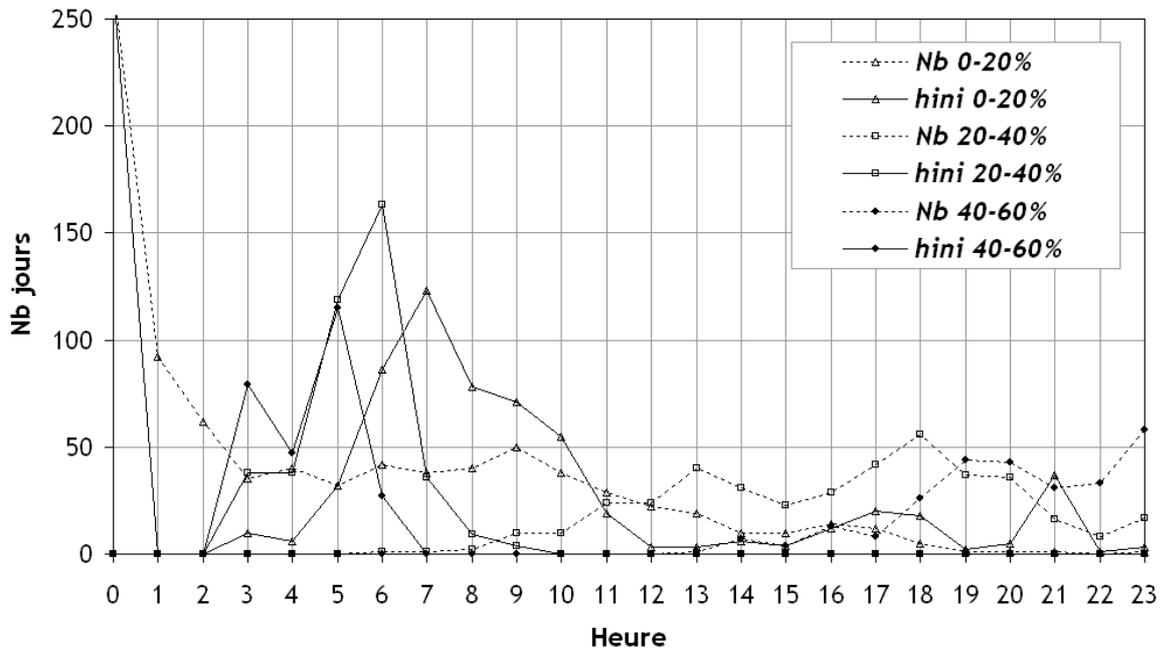


FIG. 5.28: Horaires typiques de turbinage, moyennes sur 5 ans. h_{ini} : heure de début de turbinage; Nb : nombre d'heures de turbinage par jour.

selon deux périodes (matinée, soirée), mais ce phénomène a été négligé dans le générateur stochastique.

5.6 Commentaires

Dans ce chapitre ont été définies les bases de modélisation des aménagements hydroélectriques à accumulation alpins. L'approche utilisée a consisté en l'utilisation du maximum de données à disposition et en la reconstitution des manquants par diverses approches. Les nombreuses simplifications apportées au problème ont permis de modéliser, même parfois approximativement, 10 aménagements relativement complexes du bassin versant. Il est certain que le gain apporté par cet élément compense l'incertitude due aux simplifications. Ainsi, la désagrégation horaire de mesures journalières a permis d'éviter des trop grandes erreurs en phase de calage et de validation, tandis que l'analyse statistique d'une dizaine d'années de mesures de production a permis le développement d'un générateur stochastique pour compenser le déficit de données en phase de prévision.

Il est évident que les profondes mutations futures du marché de l'énergie et de l'électricité en particulier auront une influence sur le comportement des exploitants et que les modèles développés ici devront être remis au goût du jour. Toutefois, le marché n'a pas la compétence d'influencer l'heure des repas, les congés hebdomadaires dans l'industrie et encore moins le cycle hydrologique naturel, qui explique une part importante du cycle de production hydroélectrique. De plus, malgré le passage des programmes horaires aux programmes au quart d'heure en 2006, le coût d'enclenchement et de déclenchement des turbines ainsi que les limites des systèmes hydrauliques (coûts de béliet, chambre d'équilibre) limiteront économiquement leur flexibilité. Néanmoins, les nouveaux projets d'aménagements de pompage-turbinage ont précisément pour objectif d'augmenter la flexibilité de la production

d'hydroélectricité et de réduire ses contraintes techniques. Il conviendra donc de surveiller les nouveaux horaires de production pour affiner le générateur stochastique de turbinage.

6 Modèle d'optimisation

6.1 Remarques préliminaires

Dans le cadre du projet *MINERVE*, le modèle d'aide à la décision représente pour les responsables politiques la cerise sur le gâteau : il constitue en effet le dernier niveau d'information devant permettre la prise de décisions importantes lors des crues. Ce modèle doit en outre s'appuyer sur tous les développements effectués dans le projet, qu'ils portent sur l'acquisition de données en temps réel, la spatialisation des variables météorologiques, la modélisation hydrologique et hydraulique.

Pourtant, la cerise a dû être mangée bien avant l'heure du dessert, puisque pour des raisons d'organisation il était impossible d'attendre les résultats des autres développements pour produire un outil d'optimisation des opérations sur les aménagements hydroélectriques. Le processus de création de cet outil s'est donc fortement appuyé sur les projections et les formats des résultats futurs fournis par le modèle hydrologique.

Un modèle d'aide à la décision pour l'opération préventive des aménagements hydroélectriques lors des crues a donc été développé pour le bassin versant du Rhône à l'amont du Léman (Jordan, 2005; Jordan et al., 2005b,a). Cela signifie que ce modèle n'est pas universel mais qu'il est au contraire particulièrement bien adapté à la région du Valais. Cependant, tout espoir de déploiement d'un tel système dans d'autres régions est bien permis, puisque son fonctionnement pour des bassins versants sur lesquels sont situés des aménagements à accumulation disposés en parallèle peut être généralisé.

Ce chapitre introduit en premier lieu les bases nécessaires à la compréhension des objectifs et des contraintes de l'optimisation, qui sont en quelque sorte la synthèse des informations présentées au chapitre 5 ainsi que quelques éléments de protection contre les crues. Il éclaire en deuxième lieu le concept général de la fonction objectif et les moyens opérationnels pour l'atteindre. La méthode de calcul de l'optimisation de l'exploitation d'une retenue (*optimisation locale*) est ensuite présentée avant d'enchaîner sur sa généralisation à un système composé de plusieurs réservoirs d'accumulation en parallèle (*optimisation globale*). Enfin, l'analyse et la performance potentielle de l'optimisation d'un système fictif composé de multiples aménagements est présentée.

6.2 Objectifs et contraintes de l'optimisation

Avant d'entrer dans les détails de la formalisation du problème, rappelons que lors des crues, l'objectif principal des responsables de la sécurité civile est de limiter les pertes humaines et les dégâts matériels. Dans le cas du bassin versant du Rhône à l'amont du Léman, les nombreux aménagements hydroélectriques représentent une chance à cet égard et peuvent servir de levier efficace pour le contrôle des débits dans le fleuve (Jordan et al., 2004).

Les aménagements hydroélectriques à accumulation ont la possibilité de stocker un certain volume d'eau durant les crues grâce au volume libre du réservoir. Ce volume stocké n'ira donc pas couler dans le cours d'eau aval pendant la crue et il convient dès lors de maximiser le volume de stockage au moment opportun pour minimiser le volume d'écoulement. Par ailleurs, tout volume d'eau lâché vers l'aval par saturation ou fermeture des captages, par dépassement des capacités de pompage, par déversement par-dessus la digue ou par les vannes de vidange coulera inmanquablement dans le cours d'eau aval, éventuellement au plus mauvais moment. Il convient donc de minimiser les lâchers d'eau, en particulier pendant la pointe de la crue. Par extension de la réflexion précédente, il paraît nécessaire, pour maximiser l'effet de laminage produit par les retenues d'accumulation, que ces dernières ne se trouvent pas en situation d'application du règlement d'urgence. En effet, le règlement d'urgence, qui s'applique lorsque le niveau de la retenue augmente dangereusement et risque de compromettre la sécurité de l'ouvrage de rétention, donne des recommandations impératives et il est alors nécessaire d'arrêter les pompes, de fermer les captages, de turbiner et finalement d'ouvrir les vannes de vidange. Ces manoeuvres ont pour effet des lâchers d'eau pendant la pointe de la crue en différents endroits du réseau tels les retenues pour pompage, les captages, les restitutions des turbines et la digue elle-même. Par une opération préventive, il est possible de libérer du volume de rétention avant la crue pour l'utiliser pendant. Cette opération est réussie si, à la fin de la crue, le niveau de la retenue est aussi haut que possible sans avoir conduit à l'application du règlement d'urgence de l'ouvrage.

Finalement, rappelons que l'objectif de l'optimisation est la minimisation du coût des dégâts dus à la crue. Ceci peut être obtenu par la réduction du débit de pointe de crue, précisément au travers du laminage des crues par les aménagements hydroélectriques. Dans le cas d'une capacité de stockage probablement insuffisante, le turbinage préventif peut être effectué, mais il doit s'arrêter avant la pointe de l'hydrogramme de crue afin justement de ne pas augmenter le débit de pointe à ce moment crucial.

Les grands principes énoncés ici se résument comme ci-dessous et peuvent être considérés comme des objectifs partiels de l'optimisation :

- maximisation de l'effet de laminage et donc du volume capté
- minimisation des lâchers d'eau
- en cas de capacité de stockage insuffisante, opérations préventives (turbinage et/ou vidange) effectuées avant la pointe de la crue
- effectuer les opérations préventives de manière à ne pas être contraint d'appliquer le règlement d'urgence
- réaliser l'opération la plus économique possible
- objectif final de l'optimisation : minimisation du coût des dégâts et réduction du débit de pointe de crue

Avant de détailler la méthode d'optimisation sont rappelés ici les principales contraintes du problème d'optimisation :

- équation de bilan de la retenue et limites physiques des ouvrages de rétention
- caractéristiques techniques des ouvrages (prises d'eau, collecteurs, turbines, pompes, ouvrages d'évacuation)
- règlements d'urgence
- caractéristiques de l'écoulement dans les cours d'eau
- topologie du réseau hydrographique incluant les aménagements hydroélectriques

6.3 Optimisation de la gestion d'un aménagement hydroélectrique lors des crues

Avant de calculer les opérations préventives optimales pour minimiser les dégâts dans le cours d'eau aval, il est nécessaire de déterminer quelles devraient être les opérations préventives effectuées indépendamment du cours d'eau aval par un aménagement hydroélectrique. Ces opérations peuvent être déduites d'un calcul de bilan volumétrique mettant en relation le volume entrant dans la retenue, le volume disponible et le volume à évacuer de manière préventive. Cette méthode de calcul appelée ici *optimisation locale* est présentée dans ce sous-chapitre.

6.3.1 Estimation du volume entrant dans une retenue

L'estimation du volume entrant dans une retenue ne peut s'effectuer que sur la base d'une prévision de débit. Cette dernière peut être obtenue à partir d'un scénario hydrologique ou d'un modèle de prévision, qu'il soit conceptuel, spatialement distribué ou de type stochastique. Dans le cadre du projet MINERVE, un modèle de prévision de débit déterministe semi-distribué a été développé et présenté au chapitre 4 (Hamdi et al., 2005b; Schäfli et al., 2005). Ce modèle servira donc de base à l'estimation du volume entrant. D'après ce modèle, il est possible d'obtenir une prévision de débit horaire à un horizon de 3 jours en tout point du système : à l'amont des captages et des retenues, mais également le long du Rhône. Cependant, afin de généraliser au mieux la méthode d'optimisation, la notion d'efficacité E est introduite, qui représente le rapport entre un volume d'eau déterminé et le volume ruisselé total à l'exutoire du système. Soient V_i et V_{tot} les volumes ruisselés au point i et à l'exutoire du bassin versant, définis comme suit (équ. 6.1 et 6.2) :

$$V_i = \int_{t_0}^{t_f} Q_i \cdot dt \quad (6.1)$$

$$V_{tot} = \int_{t_0}^{t_f} Q_{tot} \cdot dt \quad (6.2)$$

où Q_i et Q_{tot} sont les débits à l'exutoire du sous-bassin versant i et du bassin versant respectivement. Dans le cadre de ce travail, il s'agira en réalité de prévisions de débit. t_0 et t_f sont les bornes temporelles de l'intervalle d'optimisation. E_i représente donc une prévision d'efficacité de ruissellement du sous-bassin versant i (équ. 6.3).

$$E_i = \frac{V_i}{V_{tot}} \quad (6.3)$$

Comme il s'agit d'une méthode de bilan, il est possible de raisonner en valeurs moyennes sur une période. Il est ainsi possible de calculer le coefficient de répartition spatiale des débits pour chaque sous-bassin versant i . Il correspond au rapport des débits spécifiques moyens q_s et s'obtient comme suit (équ. 6.4) :

$$\alpha_i = \frac{q_{s,i}}{q_{s,tot}} \quad (6.4)$$

avec :

$$q_{s,i} = \frac{V_i}{S_i \cdot (t_f - t_0)} \quad (6.5)$$

A partir des équations 6.3 et 6.4, l'efficacité E_i peut également s'exprimer par l'équation 6.6 :

$$E_i = \alpha_i \cdot \frac{S_i}{S_{tot}} \quad (6.6)$$

L'efficacité calculée avec l'équation 6.6 représente le volume maximum parvenant à l'exutoire d'un sous-bassin versant pendant une certaine durée. Cela ne représente pas encore le volume entrant dans la retenue et provenant de ce même sous-bassin versant. Pour un sous-bassin versant i indirect (dont les eaux ne s'écoulent pas naturellement dans la retenue), le volume dépend également de la capacité du captage i , éventuellement du pompage de i et du collecteur à l'aval de i . Ainsi, il est indispensable de séparer les diverses contributions en apports directs (eau arrivant naturellement dans la retenue), et apports indirects. Ces apports indirects peuvent donc eux-mêmes être limités par les capacités de pompage ou des collecteurs. Pour tenir compte de ces contingences, l'efficacité d'adduction d'une retenue j ($E_{add,j}$) peut être calculée comme la somme des m contributions directes (indice d) et des n contributions indirectes (indice c) limitées par les capacités des captages et des p collecteurs ou stations de pompage (indice k , équ. 6.7) :

$$E_{add,j} = \sum_{i=1}^m \alpha_i \cdot \frac{S_{d,i}}{S_{tot}} + \quad (6.7)$$

$$+ \sum_{k=1}^p \min \left[\sum_{i=1}^n \min \left[\alpha_i \cdot \frac{S_{c,i}}{S_{tot}} ; \gamma_{c,i} \cdot \frac{Q_{c,i} \cdot \beta_{c,i} \cdot (t_f - t_0)}{V_{tot}} \right] ; \gamma_k \cdot \frac{Q_k \cdot \beta_k \cdot (t_f - t_0)}{V_{tot}} \right]$$

où $\gamma_i \in [0; 1]$ représente le taux de fonctionnement du captage ou du collecteur i , $\beta_i \in [0; 1]$ est un coefficient tenant compte de la forme de l'hydrogramme au captage et permettant de corriger le volume capté.

L'équation 6.7 constitue donc une approximation du volume entrant dans la retenue. Elle présente l'avantage de fournir rapidement une valeur fiable pour la détermination des opérations préventives. Cette formule permet en outre l'analyse de scénarios d'abattement des précipitations ou des volumes ruisselés qui peuvent être ajustés sur des volumes déterminés. Notons enfin que si un modèle hydrologique permet de déterminer directement ces volumes, il peut être inutile d'utiliser cette dernière formule.

6.3.2 Estimation du volume disponible dans une retenue

Il est prévu dans le cadre du projet MINERVE d'obtenir les niveaux des retenue en temps réel. A partir de ces niveaux, il est possible d'obtenir le volume disponible par approximation de la relation niveau-volume disponible de la retenue par un polynôme du 3^e degré. Soit η_j le taux de remplissage de la retenue j défini par l'équation 6.8 :

$$\eta_j = \frac{N_j - N_{min,j}}{N_{max,j} - N_{min,j}} \quad (6.8)$$

où N_j est le niveau de la retenue j mesuré en t_0 , $N_{min,j}$ est le niveau minimum d'exploitation et $N_{max,j}$ le niveau maximum d'exploitation qui correspond en général au niveau de la crête du déversoir de l'évacuateur de crue. Le volume disponible se calcule ainsi (équ. 6.9) :

$$V_{disp,j} = c_0 + c_1 \cdot \eta_j + c_2 \cdot \eta_j^2 + c_3 \cdot \eta_j^3 \quad (6.9)$$

où c_0 , c_1 , c_2 et c_3 sont des coefficients d'ajustement d'un polynôme de 3^e degré.

6.3.3 Optimisation locale - définition

Connaissant les volumes entrants prévu et disponible, il est désormais possible de déterminer si une opération préventive est nécessaire et de la quantifier. L'objectif de l'optimisation locale consiste à déterminer l'opération préventive adaptée à un seul aménagement sans considérer son influence ni sur le cours d'eau aval, ni sur d'autres aménagements.

Les objectifs de gestion d'un aménagement pendant les crues sont pour l'exploitant contradictoires : il s'agit, en premier lieu, de remplir au maximum la retenue et de profiter ainsi de cette eau "gratuitement" offerte. En second lieu, il convient d'éviter tout dégât à la digue et donc de respecter scrupuleusement le règlement d'urgence afin de ne pas trop remplir la retenue.

L'unique objectif du décideur responsable de la sécurité du bassin versant est de minimiser les dégâts dans les cours d'eau aval, donc de maximiser la rétention. Il s'agit alors pour le décideur d'éviter absolument d'entrer en situation de règlement d'urgence, cette situation pouvant provoquer des gros débits à l'aval pendant la pointe de la crue. Il aura donc intérêt à proposer une vidange préventive de la retenue afin que celle-ci puisse stocker suffisamment de volume d'eau pendant la pointe de la crue.

En termes techniques, l'objectif de gestion satisfaisant ces trois contraintes peut se résumer ainsi : *atteindre le niveau maximum d'exploitation par le bas lors de la crue en ayant maximisé l'adduction.*

6.3.4 Maximisation de l'adduction

La capacité d'adduction dépend directement des caractéristiques de l'aménagement, comme exprimé dans l'équation 6.7. Afin de la maximiser, quelques règles générales peuvent être suivies :

1. stocker toute l'eau provenant des sous-bassins versants directs
2. collecter le maximum d'eau provenant des captages gravitaires des sous-bassins versants indirects
3. collecter le maximum d'eau provenant des captages pompés des sous-bassins versants indirects

On constate ainsi que pour maximiser la capacité d'adduction, il est important de fiabiliser les captages et de permettre leur fonctionnement pendant la pointe de la crue. Il est également important de pomper le maximum possible pendant la pointe : le débit pompé est ainsi directement soustrait à l'hydrogramme de crue aval.

Le problème de maximisation de l'adduction se transforme dans la méthode des bilans en un problème de maximisation de l'efficacité de stockage pendant une période donnée. Soit $E_{add,max,j}$ l'efficacité d'adduction maximale de l'aménagement j calculée à l'aide de l'équation 6.7 et $E_{add,j}$ son efficacité réelle. On détermine les opérations préventives par la résolution du problème non-linéaire suivant :

$$\max(E_{add,j}) \quad (6.10)$$

soumis aux contraintes :

$$\begin{cases} E_{add,j} \leq E_{add,max,j} \\ E_{add,j} \leq E_{stock,j} \\ E_{stock,j} = E_{disp,j} + E_{TP,j} \end{cases} \quad (6.11)$$

$E_{stock,j}$ représente l'efficacité de rétention totale (stockage) de l'aménagement j , $E_{disp,j}$ l'efficacité de rétention du volume disponible de j et $E_{TP,j}$ l'efficacité de rétention des opérations préventives sur j .

Les équations 6.10 et 6.11 peuvent être commentées de la manière suivante : il s'agit de maximiser la rétention des eaux drainées par l'aménagement, sachant que cette rétention ne peut excéder la limite physique du système. La rétention ne peut également excéder le volume disponible dans la retenue additionné du volume gagné par turbinage préventif. Pour l'aménagement j , la solution est un vecteur dont les variables représentent les heures d'enclenchement et de déclenchement du pompage, du turbinage et de la vidange de tous ses ouvrages opérationnels.

6.3.5 Exemple de résolution du problème : l'aménagement de Mattmark

Les bases théoriques de l'optimisation de la gestion pour un objectif de protection local ont été établies. Il convient dès lors de résoudre le problème non-linéaire posé en y intégrant les caractéristiques d'un aménagement. L'aménagement hydroélectrique de Mattmark constitue un exemple idéal puisqu'il se compose de deux collecteurs (Est et Ouest) menant les eaux à la retenue, d'un bassin de compensation collectant les eaux de plusieurs cours d'eau (Mattervispa, Feevispa, Schweibach et Riedbach) et duquel il est possible de pomper du débit vers la retenue en utilisant la même conduite forcée que le turbinage. La retenue de Mattmark dispose en outre d'une vanne de fond, d'une vanne intermédiaire et d'un évacuateur de crues passif. La figure 6.1 présente une description simplifiée de l'aménagement. Les données hydrologiques du problème ont été tirées des mesures de la crue d'octobre 2000 et le calcul des opérations préventives sur un horizon de 72 heures est présenté à la figure 6.2 (fichier *Excel*). Le volume total ruisselé V_{tot} considéré à l'exutoire (lac Léman) est de 401.65 Mio m³ (cellule B9), alors que le niveau initial de la retenue a été défini à 2192.00 m s.m. (cellule I3). Les surfaces des bassins versants S_i sont données aux cellules E14 à E27. Les coefficients α_i de répartition spatiale des débits spécifiques ont été tirés des volumes ruisselés aux différents sous-bassins versants (cellules F14-F27). Les coefficients de pointe des captages $\beta_{c,i}$ ont été admis identiques pour tous les captages avec une valeur de 0.6, calculée à partir de comparaisons avec des simulations *Routing System II* (cellule J10). Les taux de fonctionnement γ_i des captages, collecteurs, turbines et pompes ont été choisis à 1 (état pleinement fonctionnel) (cellules I14-I27, R15-R27).

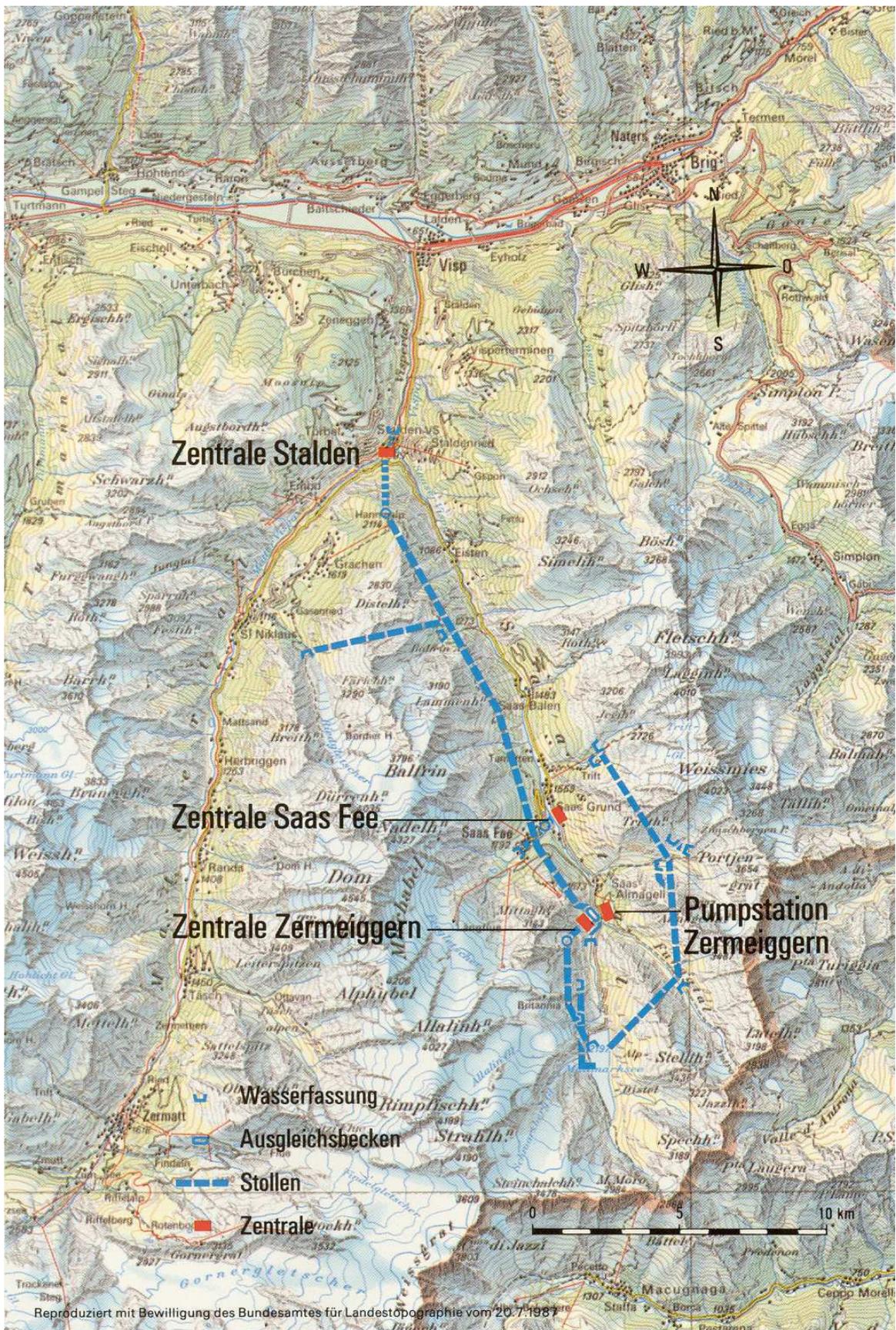


FIG. 6.1: Schéma de l'aménagement de Mattmark.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
1	Aménagement MATTMARK - 22220																			
2	Données système																			
3	Nom vallée à protéger	Viège																		
4	Objectif de protection	Viège																		
5	Surface à l'objectif [km²]	812																		
6	Surface totale [km²]	5520																		
7	Données événement																			
8	$V_{pn, tot}$ [mio m³]	401.65	$q_{s, moy}$	82.25																
9	D_{pn} [h]	72	$q_{s, moy}$	1.41																
10	Facteur de pointe (T_p/D_{pn})	1.00	0.00																	
11	Captages fonctionnels																			
12	ID	BV	Retenu e	S [km²]	q_s	Coef.	q_s	Coef.	q_s	Q_{capt} [m³/s]	Etat	$E_{surf.}$	$E_{cooll.}$	$E_{surf.}$	$E_{cooll.}$	ID	nom	Q	Etat	
13	448.10	Visp 12	22220-A	16.31	2.47	1.77	6.50	1.77	6.50	1.0073	1	0.0073	0.0356	0.0206	0.0213	22220-2	Stalden	5.00	1	
14	450.10	Visp 31	22220-A	9.33	2.49	1.79	4.00	1.79	4.00	0.0042	1	0.0042	0.0213	0.0272	0.0142	22220-2	Stalden	5.00	1	
15	452.10	Visp 51	22220-A	9.68	2.49	1.79	5.00	1.79	5.00	0.0044	1	0.0044	0.0272	0.0155	0.0155	22220-2	Stalden	5.00	1	
16	458.30	Visp 71	22220-A	12.33	2.49	1.79	9.00	1.79	9.00	0.0056	1	0.0056	0.0003	0.0003	0.0003	22220-2	Stalden	5.00	1	
17	455.10	Visp 81	22220-B	36.99	1.69	1.21	2.00	1.21	2.00	0.0113	1	0.0113	0.0082	0.0082	0.0082	22220-4	Zer 1	4.50	1	
18	463.10	Visp 10.3	22220-B	9.87	1.64	1.18	2.00	1.18	2.00	0.0029	1	0.0029	0.0012	0.0012	0.0012	22220-4	Zer 2	4.50	1	
19	438.10	Visp 221	22220-B	17.84	0.98	0.71	4.50	0.71	4.50	0.0032	1	0.0032	0.0002	0.0002	0.0002	22220 V. Fond		58	1	
20	444.60	Visp 2	22220-B	63.89			7.00		7.00		1									
21	Apports directs																			
22	ID	BV	Retenu e	S [km²]	q_s	Coef.	q_s	Coef.	q_s	Q_{capt} [m³/s]	Etat	$E_{surf.}$	$E_{cooll.}$	$E_{surf.}$	$E_{cooll.}$	ID	nom	Cap	%	
23	444.50	Visp 11	22220-A	37.44	2.47	1.77	10.00	1.77	10.00	0.017	1	0.017	0.004	0.004	0.004	22220-4	Zer P 1	4.50	1	
24	Collecteurs																			
25	Collecteur Est (Trift)		22220-A	31.34	2.49	1.79	6.50	1.79	6.50	0.005	1	0.005	0.003	0.003	0.003	22220-4	Zer P 2	4.50	1	
26	Collecteur Ouest (Allalin)		22220-A	16.31	2.47	1.77	6.50	1.77	6.50	0.003	1	0.003	0.002	0.002	0.002	22220 V. Fond		58	1	
27	Collecteur Riedbach		22220-B	27.65	1.22	0.87	4.50	0.87	4.50	0.003	1	0.003	0.002	0.002	0.002	22220 V. Fond		58	1	
28	Objectif de protection et stratégie																			
29	$E_{max, Tot}$	0.027	$E_{max, Mb}$	0.029	$E_{sans turb}$	0.021	$V_{sans Zerm.$	2.38	$V_{sans Zerm.}$	11.63	$D_{T, Max}$ [h]	20.00	$V_{dev. Zer.}$	0.00	$V_{suppl. Mat.$	2.04				
30	Rhône	0.130	0.141	0.105	11.62	2.38	29.77	29.77	42.23	9.76	20.00	0.00	0.96	2.04						
31	Viège																			
32	Déversements effectifs captages																			
33	$V_{dev. Mattmark}$	0.00	$V_{dev. Fee Zer+Matier}$	0.00	$Q_{capté Matt}$	88.90														
34	Utilisation des évacuateurs																			
35	$E_{TOT KWM}$	0.027	$D_{vid. KWM}$	11.63	$V_{min KWM}$	0.00	$E_{vidange}$	0.0000												
36	Rhône																			
37																				

FIG. 6.2: Feuille de calcul Excel utilisée pour le calcul des opérations préventives de l'aménagement de Mattmark.

Les résultats du calcul sont les suivants :

- $E_{disp} = 0.021$ (D30), soit un volume disponible de 8.62 Mio m³ dans la retenue (H4)
- $E_{add,max} = 0.029$ correspondant à 11.63 Mio m³ (C30 et E30)
- $E_{add,Zermeiggern} = 0.0058$ soit 2.33 Mio m³ (F30)
- E_{TP} souhaité : $0.029 - 0.021 = 0.08$, soit $V_{TP} = 11.63 - 8.62 = 3.01$ Mio m³
- solution finale : $E_{add} = 0.027$ et $E_{TP} = 0.005$ soit 29.77 h de turbinage à 19 m³/s (G30) et 42 h de pompage à 9 m³/s (H30).

La priorité est donnée à la gestion des apports gravitaires et le pompage n'est considéré qu'une fois que tous les apports gravitaires sont stockés ou évacués préventivement. Dans l'exemple, $V_{TP,gravitaire} = 11.63 - 2.33 - 8.62 = 0.68$ Mio m³. Avec une capacité de turbinage Mattmark-Stalden de 19 m³/s, il faut 9.76 h de turbinage (I30).

La durée de pompage se calcule ensuite comme suit : comme le turbinage et le pompage sont effectués sur la même conduite forcée, ils ne peuvent être accomplis simultanément. Le temps disponible étant de $72 - 9.76 = 62.24$ h, il doit être partagé entre pompage et turbinage, dont le volume doit être équivalent. L'équation 6.12 peut être résolue :

$$Q_T \cdot (62.24 - Q_P) = Q_P \cdot T_{Q_P} \quad (6.12)$$

où Q_T est le débit turbiné, Q_P le débit pompé et T_{Q_P} la durée de pompage. On obtient $T_{Q_P} = 42.23$ h (H30), et donc $T_{Q_T} = 72 - 42.23 = 29.77$ h (G30). Au final, 0.96 Mio m³ sont déversés à Zermeiggern car ils ne peuvent être stockés dans les délais d'optimisation (M30). La retenue de Mattmark est au niveau normal d'exploitation à la fin de la crue et le règlement d'urgence ne s'applique pas.

Toutes les stratégies de gestion des aménagements sont calculées selon cette méthode. La possibilité de calculer différentes stratégies de gestion selon des objectifs locaux différents a également été prévue : il suffit de modifier les priorités d'affectation des volumes. Dans le cas de Grande Dixence par exemple, il est normalement prévu de stocker d'abord les apports gravitaires des Borgnes, puis les apports gravitaires de la Vispa, puis enfin les apports pompés de la Vispa et de Cleuson. S'il est nécessaire de protéger la Vispa et que l'efficacité de stockage nécessaire est insuffisante, il est possible de laisser déverser les captages gravitaires des Borgnes afin de permettre aux apports provenant de la Vispa de remplir la retenue principale. Il est également possible de calculer l'utilisation d'une vidange hors règlement d'urgence, dans le cas où le turbinage préventif ne permettrait pas de libérer le volume nécessaire dans le laps de temps déterminé. On obtient ainsi les durées de pompage, de turbinage et de vidange optimales pour chaque aménagement.

6.4 Optimisation de la gestion de plusieurs aménagements lors des crues

6.4.1 Généralités

La gestion d'un aménagement hydroélectrique pendant les crues présente toujours un risque pour le cours d'eau aval. Une ouverture des vannes de vidange peut provoquer des dégâts à l'aval si le cours d'eau n'a qu'une faible capacité hydraulique. Il en va de même pour un déversement par-dessus l'évacuateur de crues. En outre, le turbinage pendant la pointe de

la crue est susceptible de contribuer à l'augmentation du débit à l'aval de la restitution et peut ainsi également provoquer des dégâts. La gestion des opérations préventives est soumise aux mêmes risques de dégâts, en particulier dans le cas de la vidange préventive : il faut éviter de turbiner pendant la pointe de crue du cours d'eau situé à l'aval de la restitution et de devoir trop ouvrir les vannes d'une vidange. Ces réflexions mènent au constat que pour protéger un cours d'eau à l'aval de plusieurs aménagements il n'est pas toujours opportun de turbiner ou vidanger aussi longtemps que le requiert la protection locale (optimisation locale). L'ordonnancement et le séquençage des opérations préventives sont donc primordiales pour que celles-ci soient vraiment bénéfiques pour tout le bassin versant lors des crues.

6.4.2 Définition du problème d'optimisation

La fonction objectif présentée au paragraphe 6.3 était la maximisation de l'efficacité d'adduction d'un aménagement. Cette maximisation était soumise aux contraintes techniques des aménagements hydroélectriques et le vecteur solution se composait des durées optimales de turbinage et de vidange. Dans le cas de la gestion des crues du Rhône, il s'agit de maximiser l'efficacité d'adduction totale moyennant une contrainte supplémentaire, le contrôle du débit de pointe de l'hydrogramme en différents points du réseau hydrographique. Il s'agit même d'une optimisation multi-objectifs dans la mesure où plusieurs objectifs de protection doivent être choisis, qu'ils soient placés le long des affluents ou du cours d'eau principal lui-même. Par chance, l'évaluation de la fonction objectif et l'intégration de la contrainte sur l'hydrogramme aval peuvent être effectuées de manière économétrique : il suffit alors de minimiser une fonction de coût dépendant du coût des dégâts et des pertes économiques résultant des opérations de vidange préventive. Pour un bassin versant avec K points de contrôle k où sont évalués les hydrogrammes et J aménagements hydroélectriques à accumulation j , on peut donc définir le problème de la manière suivante (équ. 6.13)

$$\min\left(\sum_{k=1}^K \text{coût}(k) + \sum_{j=1}^J \text{coût}(j)\right) \quad (6.13)$$

soumis aux contraintes, pour tout aménagement j (équ. 6.14) :

$$\begin{cases} E_{add,j} \leq E_{add,max,j} \\ E_{add,j} \leq E_{stock,j} \end{cases} \quad (6.14)$$

où $\text{coût}(k)$ est la fonction de coût à l'objectif k et $\text{coût}(j)$ la fonction des coûts liés à l'aménagement j .

6.4.3 Fonctions de coût

Différentes fonctions de coût ont été considérées à différents niveaux. Elles doivent être affinées selon chaque situation locale pour représenter au mieux la réalité des dommages, mais une approximation seule permet de se faire une bonne idée de la logique d'optimisation et d'obtenir une solution de qualité convenable. Les fonctions de coût locales sont décrites ci-dessous :

- Coût du déversement ou de la vidange $coût_{dev,j}$: fonction du débit maximum dans la rivière à l'aval de la retenue, fonction quadratique du débit avec seuil (équ. 6.15). Objectif : limiter le débit dans la rivière à l'aval de la retenue et donc limiter l'usage de la vidange de fond et de l'évacuateur de crue.

$$coût(dev, j) = c_{dev,j} \cdot (max(Q_{dev,max,j}; Q_{vid,j}) - Q_{lim,j})^2 \quad (6.15)$$

pour autant que $max(Q_{dev,max,j}; Q_{vid,j}) > Q_{lim,j}$ et où $c_{dev,j}$ est un coefficient lié au cours d'eau aval de l'aménagement j , $Q_{dev,max,j}$ le débit déversé maximum par j , $Q_{vid,j}$ le débit vidangé par j et $Q_{lim,j}$ la capacité du cours d'eau j .

- Coût du volume perdu : coût du volume d'eau perdu par déversement, coût unitaire par m^3 . Objectif : favoriser une évacuation du débit par turbinage plutôt que par déversement, opération toujours plus risquée.
- Coût d'une restriction de turbinage : coût du kWh (selon programme d'exploitation, tarif horaire maximum) promis mais non produit. Il s'agit d'un coût virtuel en pratique, car sans déversement ou vidange de la retenue, ce kWh sera vendu à un autre moment après la crue.
- Revenu d'un turbinage supplémentaire non prévu : revenu (tarif horaire minimum) du kWh produit hors programme d'exploitation en cas de retenue pleine à la fin de la crue. Cette production aurait sinon été perdue par déversement.

Les fonctions de coût globales sont décrites ci-dessous :

- Coût d'un excédent de débit $coût(k)$ au point de contrôle k : fonction du débit maximum dans la rivière au point de contrôle, fonction quadratique du débit avec seuil (équ. 6.16). Objectif : limiter le débit dans la rivière à une valeur acceptable qui ne produit aucun dégât.

$$coût(k) = c_k \cdot (Q_{max,k} - Q_{lim,k})^2 \quad (6.16)$$

où c_k est un coefficient lié au point de contrôle k , $Q_{max,k}$ le débit de pointe de crue en k et $Q_{lim,k}$ la capacité du cours d'eau dans la région de k .

- Coût global de la crue : somme de tous les coûts mentionnés ci-dessus. Considère également les coûts à tous les points de contrôle simultanément.

La définition des fonctions de coût permet de contrôler complètement le type de solution recherchée. Dans ce travail, les coûts associés aux débordements du cours d'eau aux points de contrôle k ont été fixés à une grande valeur, afin de contrôler les aménagements hydroélectriques, par tous les moyens, de manière à réduire les inondations dans la vallée. L'ordre de grandeur de ces coûts est environ 10 fois supérieur à celui des coûts dus aux surverses des barrages ou à l'utilisation des vidanges de fond. Enfin, les coûts liés au manque à gagner suite à une interdiction de turbiner sont de loin les plus faibles.

La sensibilité du modèle d'optimisation aux coûts des débordements est donc faible si les règles mentionnées ici sont respectées. Par contre, il est tout à fait envisageable d'associer aux coûts dus aux surverses ou à l'utilisation des vidanges de fond des valeurs comparables aux coûts des débordements du cours d'eau principal aux points de contrôle k . Dans ce cas, l'utilisation des vidanges sera fortement réduite et la gestion des crues dans les affluents (à l'aval des retenues) sera favorisée au détriment de la vallée principale.

Pour terminer, il semble pour l'auteur inapproprié de choisir des fonctions de coût des pertes économiques trop élevées. En effet, ces montants sont de toute façon bien inférieurs aux coûts des dégâts lors des crues et il cela conduirait à sous-exploiter le potentiel de protection contre les crues offert par les retenues alpines.

6.4.4 Variables et espace des solutions

Les variables du problème d'optimisation sont nombreuses. Pour chaque aménagement hydroélectrique, la série temporelle de turbinage doit être définie, tout comme les séries temporelles de pompage et de vidange. Selon la forme de ces signaux, de nombreux paramètres doivent être définis. Il est donc nécessaire de simplifier quelque peu le problème et de restreindre le nombre des variables, en se basant sur les hypothèses suivantes :

1. l'opération préventive n'est décidée que relativement tard, soit peu de temps avant la pointe de crue (entre 24 et 48 h avant la pointe de crue)
2. au vu des capacités de turbinage et vidange, il est risqué d'attendre avant de commencer le turbinage ou de perdre du temps de turbinage avant la crue
3. l'utilisation de la vidange de fond doit en général être évitée à tout prix.

Les simplifications qui découlent de ces hypothèses sont :

1. démarrer le turbinage tout de suite (suppression de la variable *heure de début du turbinage*)
2. optimiser en premier lieu le turbinage sans tenir compte de l'utilisation de la vidange
3. si nécessaire, considérer la vidange et adapter le turbinage en conséquence.

Les variables sont donc pour chaque aménagement l'heure de fin de turbinage T_{TP} (qui sera appelée durée de turbinage), l'heure de début de la vidange $T_{vid,ini}$ et l'heure de fin de la vidange $T_{vid,fin}$.

Le vecteur solution a donc une dimension $3J$, où J représente le nombre d'aménagements inclus dans la gestion des crues. Différents problèmes techniques et mathématiques sont soulevés par une définition pourtant simple de l'optimisation. Ils proviennent de la définition des multiples fonctions de coût, éventuellement contradictoires, et du grand nombre de variables de l'ensemble des solutions. Ces problèmes font l'objet des paragraphes suivants, en considérant que l'optimisation est déterministe et qu'elle n'est pas soumise à une incertitude liée à la prévision de débit.

6.4.5 Evaluation

L'évaluation est la phase qui consiste à calculer le coût total d'une solution proposée. La définition de nombreux coûts se base sur l'estimation de débits en différents points du bassin versant. Ces débits doivent donc être estimés le plus exactement possible et des hydrogrammes doivent être calculés aux points de contrôle, à l'amont des retenues (débit entrant), à l'aval des retenues (débit déversé et vidangé) en tenant compte également du turbinage. Les données nécessaires à l'évaluation de l'hydrogramme en chaque point de contrôle aval sont plus nombreuses qu'en phase d'optimisation locale. Elles sont décrites ci-dessous, pour chaque aménagement :

- hydrogramme entrant dans la retenue avec maximisation de l'adduction (captages fonctionnels, pompage maximum)
- hydrogramme aval sans aménagements (réseau hydrographique naturel uniquement, sans influence des aménagements hydroélectriques)
- niveau initial de la retenue
- temps de transit de l'onde entre le lieu d'adduction principal et le point de contrôle aval
- temps de transit de l'onde entre le rejet de la centrale et le point de contrôle aval
- temps de transit de l'onde entre le rejet du déversoir et de la vidange, et le point de contrôle aval.

Les hydrogrammes entrants sans aménagements peuvent être tirés d'un modèle de simulation, les niveaux initiaux des retenues extraites de mesures en temps réel. Les temps de transit sont des paramètres fixés dans le modèle et sont considérés indépendants du débit.

La méthode de calcul proposée suit de plus près le trajet de l'écoulement capté. L'eau qui a été captée ne va pas vers le point de contrôle, mais vers la retenue. Elle doit donc être soustraite à l'hydrogramme sans aménagements en tenant compte du temps de transit entre les lieu d'adduction et le point de contrôle. Le niveau de la retenue augmente à cause de cet apport et diminue à cause des rejets qui sont ajoutés à l'hydrogramme aval en tenant compte du temps de transit entre le point de rejet et le point de contrôle. Le cas échéant, la retenue déborde et déverse (calcul de laminage) et la vidange est ouverte, produisant un débit supplémentaire à l'aval après transit entre le déversoir ou la vidange et le point de contrôle (figure 6.3). L'équation de bilan d'une retenue j peut ainsi être évaluée par (équ. 6.17) :

$$\frac{\partial V_j}{\partial t} = Q_{in,j}(t) - Q_{out,j}(t) - Q_{TP,j}(t) \quad (6.17)$$

où V_j est le volume stocké dans la retenue j , $Q_{in,j}(t)$ l'hydrogramme (maximum) entrant dans la retenue j , $Q_{out,j}(t)$ l'hydrogramme déversé par l'évacuateur de la retenue j , $Q_{TP,j}(t)$ le débit turbiné et évacué par la vidange depuis j .

Le débit $Q_k(t)$ au point de contrôle k dépend du débit prévu sans aménagements $Q_{nat,k}(t)$, du débit entrant dans la retenue j $Q_{in,j}(t)$, située à l'amont de k , et de son temps de transit adduction - point de contrôle $t_{t,in,jk}$ du débit turbiné $Q_{TP,j}(t)$ à la centrale de l'aménagement j (rejet situé à l'amont de k), du temps de transit centrale - point de contrôle $t_{t,TP,jk}$. Il dépend également du débit déversé $Q_{out,j}(t)$ et du temps de transit évacuateur - point de contrôle $t_{t,out,jk}$ (équ. 6.18) :

$$Q_k(t) = Q_{nat,k}(t) - \sum_{j=1}^J (Q_{in,j}(t - t_{t,in,jk}) - Q_{TP,j}(t - t_{t,TP,jk}) - Q_{out,j}(t - t_{t,out,jk})) \quad (6.18)$$

Les hydrogrammes en tout point du modèle d'optimisation étant connus, il est désormais possible d'en extraire les valeurs maximales pour évaluer les coûts associés à chaque opération préventive.

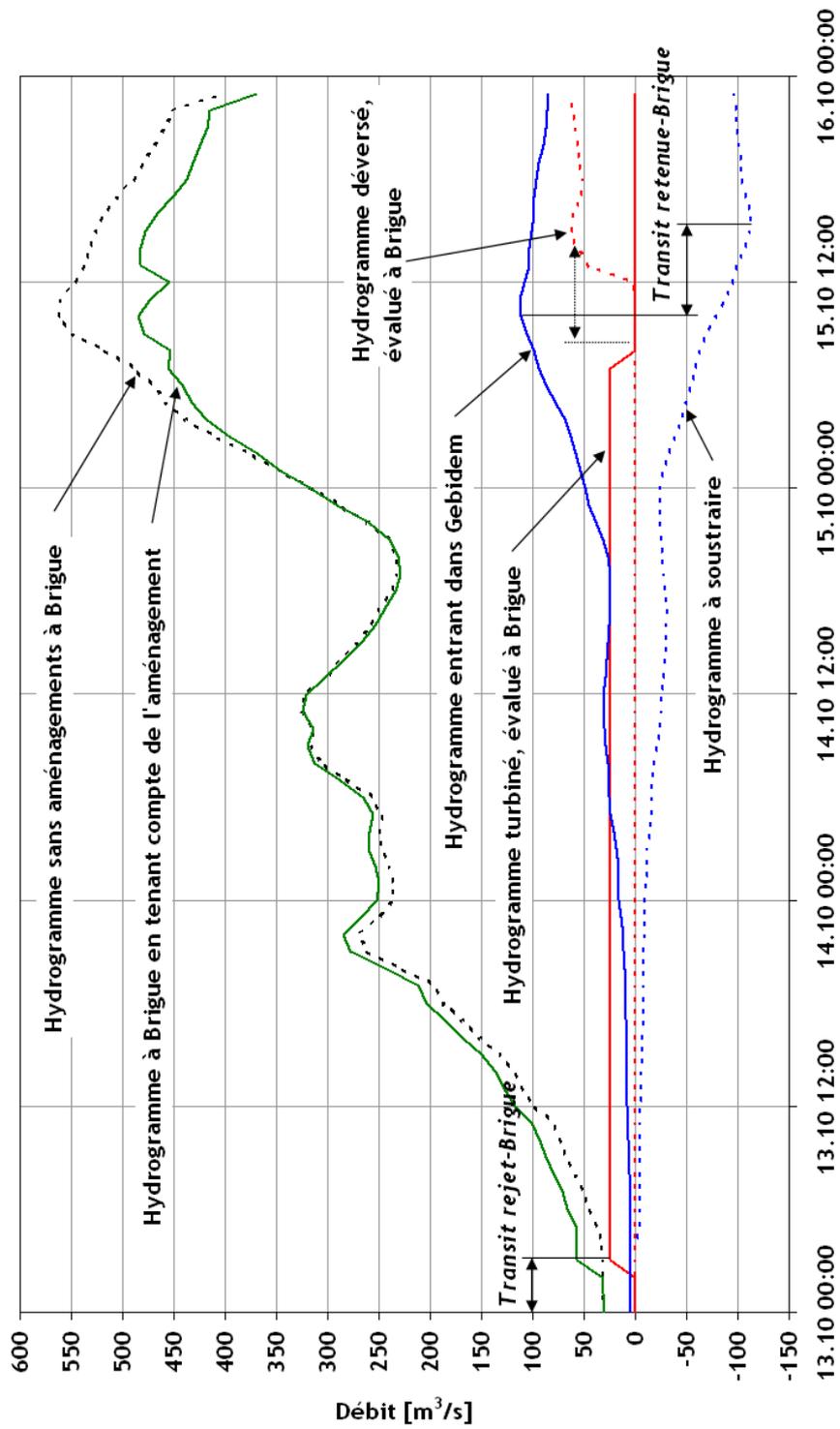


FIG. 6.3: Schéma de la méthode d'estimation de l'hydrogramme aval : exemple de la retenue de Gebidem (aménagement de Bitsch) évalué à Brigue.

6.5 Algorithme d'optimisation

6.5.1 Généralités

La solution optimale est le vecteur contenant, pour chaque aménagement, la durée du turbinage préventif, l'heure d'ouverture des ouvrages de vidange et l'heure de fermeture de ces ouvrages. Ces valeurs conduiront à un coût minimum de l'opération préventive, c'est-à-dire à une limitation du débit de pointe dans le cours d'eau et principaux ses affluents ainsi qu'à une limitation des pertes économiques. L'établissement de la solution optimale n'est pas une opération triviale, car les opérations préventives effectuées par les aménagements hydroélectriques ne sont pas indépendantes. Par exemple pour le Rhône, un turbinage préventif effectué par Grande Dixence pourrait interdire à Mattmark de faire de même. La méthode la plus fiable de détermination de la solution optimale serait une énumération exhaustive de tout l'espace des solutions et le choix de la solution produisant un coût minimum. Cependant, le temps nécessaire à une telle opération ne relèverait pas des possibilités humaines.

Avant d'entrer dans les détails de la méthode d'optimisation, relevons quelques caractéristiques propres au problème des opérations préventives :

1. l'optimisation est multi-objective (points de contrôle) mais peut être effectuée par une méthode économétrique
2. le modèle de calcul est fortement non-linéaire, discret et discontinu
3. les variables de calcul sont certainement de sensibilité très différente
4. le nombre de variables peut être important
5. l'horizon d'optimisation est court (entre 24 et 48 h)
6. il s'agit d'un modèle d'aide à la décision pour la gestion en temps réel : les temps de calcul sont donc fortement limités (quelques minutes)

Suite à ces observations, il est nécessaire de déterminer la méthode d'optimisation la plus adaptée en se référant à l'analyse effectuée au chapitre 3.

- la programmation linéaire n'est, par définition, pas appropriée : même une tentative de linéarisation du problème relèverait de la témérité
- la programmation non linéaire pourrait être intéressante mais la multiplicité des optima locaux de l'espace des solutions et l'efficacité du calcul sont des désavantages importants
- la programmation dynamique est plutôt adaptée à des problèmes d'optimisation à long terme où la condition initiale n'est pas déterminante
- les programmations séquentielles ne sont pas appropriées car le modèle de calcul est non-linéaire et discontinu
- les algorithmes génétiques sont intéressants pour leur réalisme, leur probabilité d'atteindre un optimum global, leur capacité à déterminer plusieurs solutions optimales au sens de Pareto, mais ils sont peu efficaces en termes de temps de calcul. Ils peuvent être utilisés comme méthode de référence pour tester un algorithme utilisable en temps réel
- les réseaux de neurones sont peu adaptés aux problèmes de réservoirs multiples car il est difficile de représenter un tel système de la sorte : il faudrait les entraîner à partir d'un modèle d'évaluation et des situations types (crues), qui ne sont malheureusement pas assez nombreuses

- les méthodes de logique floue sont adaptées à l'optimisation en situation de forte incertitude, ce qui n'est pas le cas d'une optimisation déterministe telle que proposée ici. Cependant, elles pourraient être utilisées ultérieurement, après le développement d'un modèle d'évaluation et de solutions de référence
- les systèmes experts sont des bases de règles ou de cas qui peuvent parfaitement être utilisées, même s'il est nécessaire d'adapter la solution proposée à chaque situation hydro-météorologique
- le *goal programming* et *pre-emptive goal programming* sont des approches permettant d'exploiter directement le modèle de calcul en limitant le nombre de combinaisons à calculer et peuvent également être utilisées.

Le modèle d'évaluation de chaque solution a été développé dans les chapitres 6.3 et 6.4. L'optimisation locale permet de déterminer les opérations préventives de chaque aménagement indépendamment, l'évaluation des débits et des coûts associés permet de déterminer la valeur de la fonction objectif pour chaque solution. Pour déterminer la meilleure d'entre ces solutions, il faut donc exploiter une méthode qui soit rapide (utilisation en phase opérationnelle) et fiable. Les algorithmes génétiques, trop lents, sont donc exclus pour la phase opérationnelle et les réseaux de neurones seront difficiles à calibrer dans la mesure où le catalogue des événements historiques est très limité. Il reste donc la logique floue, les systèmes experts et le *pre-emptive goal programming* qui semblent appropriés, la combinaison des deux dernières méthodes pouvant produire des résultats suffisants à peu de frais. Elles sera donc testée dans la suite de ce travail.

6.5.2 Concept de l'algorithme d'optimisation

Le concept central de l'optimisation a déjà été décrit : il s'agit d'abord d'effectuer une optimisation locale puis une évaluation. Toutefois, l'optimisation locale s'effectue de manière explicite et "instantanée". L'évaluation nécessite le calcul des hydrogrammes et c'est dans cette phase qu'interviennent les variables. A chaque itération sont effectuées les calculs d'optimisation locale et d'évaluation.

L'algorithme développé s'appuie fortement sur la structure du problème d'optimisation et comme déjà mentionné n'a pas la prétention d'être universel. Les impératifs d'efficacité et de robustesse ont pris le pas sur la précision de la solution. L'algorithme d'optimisation est donc basé sur le concept de simulation-optimisation par énumération dont la convergence est accélérée par des règles décrivant l'ordre dans lequel sont modifiées les variables et par un concept de type *pre-emptive goal programming*.

Tous les points de contrôle sont évalués par ordre amont-aval et seuls les variables des aménagements situés en amont d'un point de contrôle sont alors considérées. Le point de contrôle situé à l'exutoire du bassin versant est l'objectif final de l'optimisation et sa solution correspondante est la solution optimale. Pour obtenir le coût total, les coûts aux autres points de contrôle sont bien entendu également évalués. La prise en compte des vidanges n'est réalisée que si cela est jugé nécessaire par le décideur (figure 6.4).

Le principe de l'optimisation des turbines est le même que celui de l'optimisation des vidanges pour un point de contrôle donné. L'algorithme est expliqué ici pour le turbinage et un système avec 2 aménagements.

Une astuce permet le contrôle direct de ces opérations de turbinage : il s'agit du *facteur de pointe* $F_{P,j}$ de l'aménagement j , défini comme suit (équ. 6.19) :

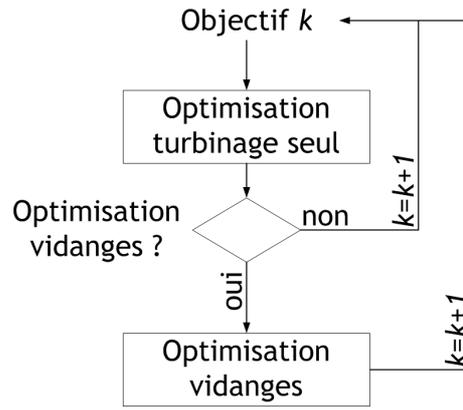


FIG. 6.4: Schéma du fonctionnement à haut niveau de l'algorithme d'optimisation

$$F_{P,j} = t_{TP,j}/t_{tot} \quad (6.19)$$

où $t_{TP,j}$ est la durée de turbinage et t_{tot} la période d'optimisation. Une valeur de $F_{P,j} = 1$ autorise l'aménagement j à turbiner pendant toute la durée considérée pour l'optimisation. Une valeur $F_{P,j} = 0$ signifie l'interdiction totale de turbiner pendant toute la période. $F_{P,j}$ est donc une contrainte imposée à l'aménagement j et toute réduction de sa valeur entraîne un durcissement de cette contrainte.

L'algorithme d'optimisation à bas niveau est expliqué sur la base de l'exemple fictif à deux variables ($FP1$ et $FP2$) présenté à la figure 6.5.

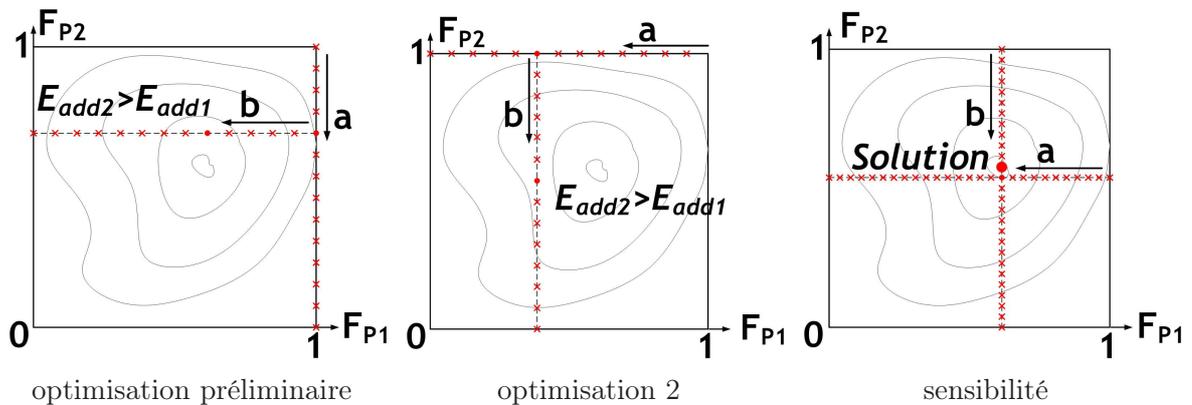


FIG. 6.5: Schéma du fonctionnement à bas niveau de l'algorithme d'optimisation

- Optimisation préliminaire : l'objectif est de déterminer le rang de chaque aménagement (sa performance relative pour la protection). Les contraintes initiales de tous les aménagements sont complètement relaxées ($F_P = 1$). Un aménagement est choisi au hasard (dans l'exemple, le n°2) et ses contraintes sont progressivement durcies (a), F_{P2} est donc diminué. La meilleure solution est conservée (t_{TP2}) et l'aménagement suivant (le n°1) voit ses propres contraintes durcies (b) et sa meilleure solution mémorisée (t_{TP1}). Il en va de même pour les aménagements suivants.
- Détermination du rang de chaque aménagement
- Optimisation 2 : l'espace des solutions est à nouveau balayé mais l'ordre dans lequel les aménagements sont optimisés dépend de leur rang. Tous les aménagements ont à

nouveau leurs contraintes relaxées ($F_P = 1$). L'aménagement le moins performant (E_{add} minimale) voit ses contraintes durcies en premier (le n°1, phase a), ses variables optimales sont conservées. L'aménagement suivant est ensuite optimisé (le n°2, phase b), sa solution optimale mémorisée et ainsi de suite.

- Détermination du rang de chaque aménagement
- Sensibilité : cette étape permet de se rapprocher définitivement de la solution finale en suivant les optima partiels définis dans l'optimisation 2. A nouveau, l'aménagement le moins performant (le n°1) voit ses contraintes durcies en premier (a), les autres ayant leur niveau de contrainte optimal déterminé à l'étape optimisation 2. Après mémorisation de la solution optimale du n°1, l'aménagement n°2 est optimisé (b).

Les solutions optimales de turbinage sont mémorisées et l'optimisation des vidanges est désormais possible. Cette étape diffère légèrement de l'optimisation du turbinage. En effet, les variables de commande sont maintenant les heures de début et de fin de vidange. Lorsqu'elles sont variées, la durée de turbinage est adaptée en conséquence. Voici les règles qui régissent l'optimisation des vidanges :

1. si le turbinage seul suffit pour éviter tout déversement, la vidange de fond ne fonctionne pas
2. les débits de vidange sont supérieurs aux débits de turbinage : il est nécessaire de ne pas vidanger tous les aménagements en même temps, raison pour laquelle l'heure de début de vidange est variée
3. le balayage de la solution suit une double boucle *heure de début - heure de fin de vidange*
4. par principe, la vidange évacue le surplus de volume qui ne peut être évacué par turbinage
5. un aménagement équipé de pompes verra son pompage favorisé grâce à l'utilisation de la vidange
6. la vidange est une opération risquée et son coût associé est élevé

6.5.3 Commentaires

L'algorithme d'optimisation a été développé pour un bassin versant dans lequel le turbinage simultané à plein régime des principaux aménagements hydroélectrique est courant. Cela signifie que des dégâts dus au turbinage préventif avant la crue ne sont pas à craindre et que cette opération est finalement peu risquée du point de vue de la sécurité. Pour cette raison précise, un concept de sécurité rigide basé sur des règles d'exploitation très restrictives n'est pas approprié. Il s'agit donc d'un concept extrêmement flexible.

On comprend à présent la dimension de simulation-optimisation de l'algorithme qui effectue à chaque itération une simulation complète pour déterminer les coûts associés à la solution testée. Les règles dures sont essentiellement implémentées dans le modèle d'optimisation locale où l'expérience du fonctionnement des aménagements est introduite. Enfin, la hiérarchisation entre variables et la protection des variables les plus influentes pour leur laisser la plus grande marge de manoeuvre possible est la caractéristique du *pre-emptive goal programming* où chaque variable optimisée se transforme en contrainte. Cette méthode est acceptable si la solution optimale n'est pas unique, ce qui est le cas dans ce modèle (Eschenbach et al., 2001).

6.6 Application à un système idéal avec réservoirs multiples

Ce chapitre présente le fonctionnement de l'algorithme d'optimisation appliqué à un système fictif et idéal de bassin versant avec 10 réservoirs. Une analyse de sensibilité des paramètres déterminant le potentiel protecteur des réservoirs à accumulation est présentée. La description de l'espace des solutions est également abordée, puis une validation de l'algorithme par des méthodes d'énumération complète et algorithmes génétiques est effectuée.

6.6.1 Description du modèle

Le modèle idéal est un bassin versant d'une surface totale S_{tot} sur lequel se trouvent 10 aménagements à accumulation, tous identiques, disposés en parallèle le long du cours d'eau principal à une distance d les uns des autres (figure 6.6). Ce sont des aménagements hydroélectriques à un palier composés d'une retenue avec évacuateur passif en déversoir latéral à l'exutoire du sous-bassin versant, d'une conduite forcée et d'une centrale placée à proximité du cours d'eau principal. Ils ont chacun une surface drainée S , une surface du réservoir S_{res} , une capacité de turbinage Q_T et une largeur de réservoir B_{dev} dont la crête se trouve au niveau normal d'exploitation. La relation niveau-volume de chaque retenue est supposée linéaire (retenue cubique) et la surface du réservoir définit ainsi directement le volume d'une tranche d'eau.

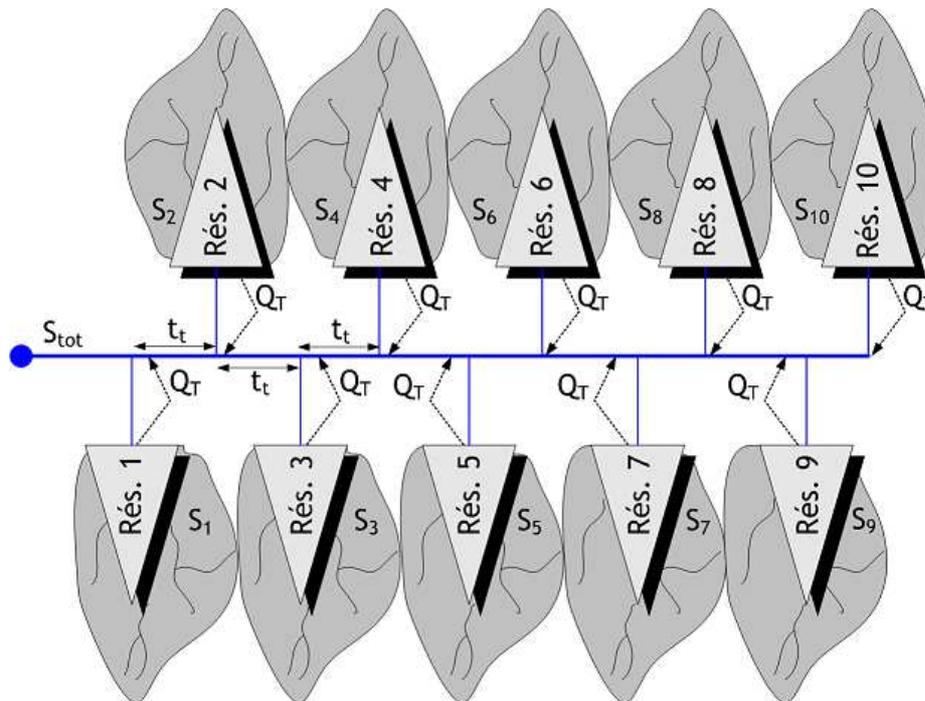


FIG. 6.6: Schéma du modèle théorique de bassin versant avec 10 aménagements hydroélectriques disposés en parallèle le long du cours d'eau principal.

Afin de permettre une analyse systématique des paramètres du modèle, les données de commande doivent être uniformes. La précipitation nette est donc supposée uniforme sur tout le bassin versant, les hydrogrammes entrant dans les retenues sont également tous identiques et en phase. L'hydrogramme à l'exutoire (hydrogramme "sans aménagements") a

un volume égal au volume précipité et l'hydrogramme entrant dans une retenue a le volume total multiplié par le rapport entre surface drainée et surface totale.

Le tableau 6.1 présente les paramètres du modèle ainsi que les valeurs typiques utilisées. Ces valeurs se situent dans une gamme correspondant à la plupart des aménagements de ce type dans les Alpes.

TAB. 6.1: Liste des paramètres du modèle de bassin versant idéal.

paramètre	description	valeur typique
S_{tot}	surface totale	10'000 km ²
S	surface drainée (par aménagement)	50 - 800 km ²
V_{tot}	volume total des précipitations nettes	36 mm
C_{prec}	coefficient de précipitations	1
$V_{res,tot}$	volume total de stockage dans un réservoir	100 Mio m ³
S_{res}	surface du réservoir	2 km ²
B_{res}	largeur du déversoir	30 m
Q_T	capacité de turbinage	50 m ³ /s
$Taux$	taux de remplissage	1
t_t	temps de transit	1 h

Grâce à ce modèle, il est possible de valider l'algorithme d'optimisation et d'analyser la sensibilité de différents paramètres sur l'influence des aménagements lors des crues.

6.6.2 Analyse paramétrique

Les objectifs de cette analyse sont de démontrer la sensibilité de l'hydrogramme aval à différents paramètres du système. Les paramètres fixés sont la durée de l'événement de 72 heures, le volume précipité, l'hydrogramme à l'exutoire sans aménagements, la relation niveau-volume des réservoirs qui ont des valeurs telles que fournies au tableau 6.1. La surface drainée par aménagement est systématiquement variée de 50 à 800 km² et est toujours représentée en abscisse dans les graphes.

Capacité de turbinage

Les résultats de l'analyse paramétrique sont présentés à la figure 6.7. Cet exemple illustre la performance du système pour différents débits équipés de 0 à 200 m³. Les autres paramètres ont les valeurs proposées dans le tableau 6.1 et les retenues sont supposées pleines au début de la simulation.

Dans tous les cas analysés, la performance du système augmente si la surface drainée par chaque aménagement augmente. En effet, pour que les retenues produisent un laminage intéressant pour le cours d'eau aval, il faut qu'elles récoltent un volume suffisant d'eau lors de la crue. Dans ce cas, un trop petit sous-bassin versant ne produira pas ce volume et la retenue sera "inutile". La performance atteint un maximum pour une relation surface drainée - capacité de turbinage bien définie, car lorsque la surface drainée est trop importante, le volume disponible de la retenue devient insuffisant. Une augmentation de la capacité de turbinage permet de palier à ce problème pour autant que le turbinage préventif ne vienne pas augmenter le débit dans le cours d'eau aval. Il est intéressant de constater que le système présentant la meilleure performance est celui avec une surface drainée de 800 km² par aménagement et un débit équipé de 150 m³/s. Le débit maximum à l'exutoire est réduit de 3'112 à 1'628 m³/s, soit un gain de 48%. Pour une surface drainée totale de 40% (ou 400 km² par aménagement), un débit équipé de 50 m³/s permet une protection optimale. Enfin, l'effet

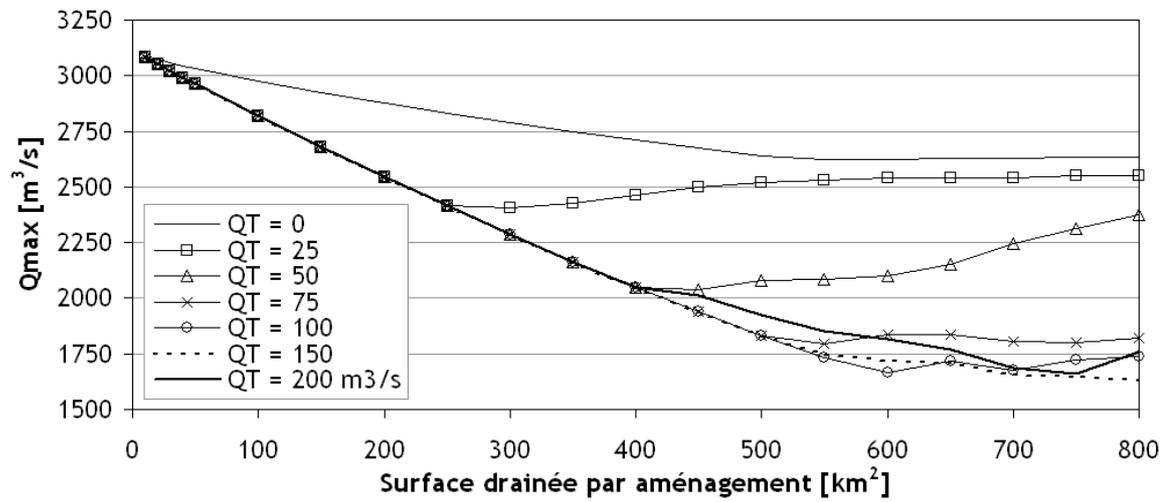


FIG. 6.7: Débit maximum à l'exutoire du bassin versant en fonction de la surface drainée par aménagement et du débit équipé.

de laminage passif par les retenues (déversement) produit une réduction maximale du débit de pointe de 15% pour une surface drainée totale de 50% (500 km²).

Temps de transit

La figure 6.8 représente les résultats de systèmes dans lesquels les aménagements sont plus ou moins répartis dans le bassin versant. Le temps de transit t_t a été varié de 0 h à 6 h, le débit équipé fixé à $50 \text{ m}^3/\text{s}$. Un temps de transit de 0 h signifie que tous les rejets des aménagements arrivent instantanément à l'exutoire du bassin versant. Cela permet de maximiser la durée du turbinage préventif en limitant les conflits entre aménagements. Un temps de transit de 6h pénalise fortement les aménagements placés en tête de bassin versant car il faut 60 h pour que le front de l'onde de turbinage de l'aménagement 10 parvienne à l'exutoire. Les graphes présentés confirment ces remarques et l'on observe que les systèmes où les aménagements sont très proches de l'exutoire sont les plus performants pour la réduction du débit de pointe. Les débits de pointe minimaux sont obtenus pour une surface drainée totale de 40% et un temps de transit de 1h ($2049 \text{ m}^3/\text{s}$, gain de 44%) ou pour une surface drainée totale de 50% et un temps de transit nul ($2027 \text{ m}^3/\text{s}$, gain de 45%).

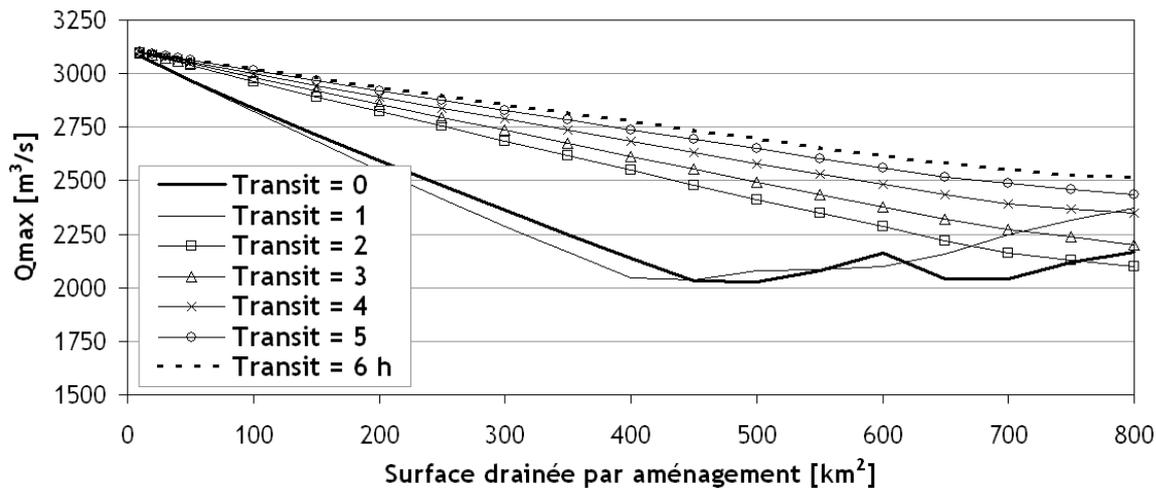


FIG. 6.8: Débit maximum à l'exutoire du bassin versant en fonction de la surface drainée et du temps de transit.

Largeur du déversoir de l'évacuateur de crues non contrôlé

La largeur du déversoir influence le potentiel de laminage d'une retenue. Trop large, il ne permet pas au niveau de monter lors d'une crue et empêche la retenue de stocker du débit. Trop étroit, il favorise au contraire une montée du niveau qui pourrait éventuellement mettre en danger l'ouvrage lui-même.

La figure 6.9 montre qu'il est possible de gagner en efficacité de rétention par le rétrécissement du déversoir. Ce concept est cependant bien théorique, car l'élévation du plan d'eau nécessaire peut être très importante. Par exemple, dans le cas d'un déversoir de 10 m et d'une surface drainée de 400 km^2 , l'élévation du plan d'eau atteint 2.68 m en tenant compte des autres paramètres décrits dans le tableau 6.1. Dans ce cas, il est nécessaire de garantir la sécurité de l'ouvrage pour de tels niveaux. De plus, cet effet est très important pour les grandes retenues, mais il devient négligeable pour les plus petites retenues.

Commentaires

Bien entendu, il n'est pas intéressant de tirer des conclusions chiffrées de ces résultats. En effet, il est très improbable de trouver un jour un bassin versant comparable à ce système idéal où tous les aménagements sont similaires et disposés régulièrement. Il est encore moins réaliste d'imaginer une précipitation homogène sur de grandes surfaces et une

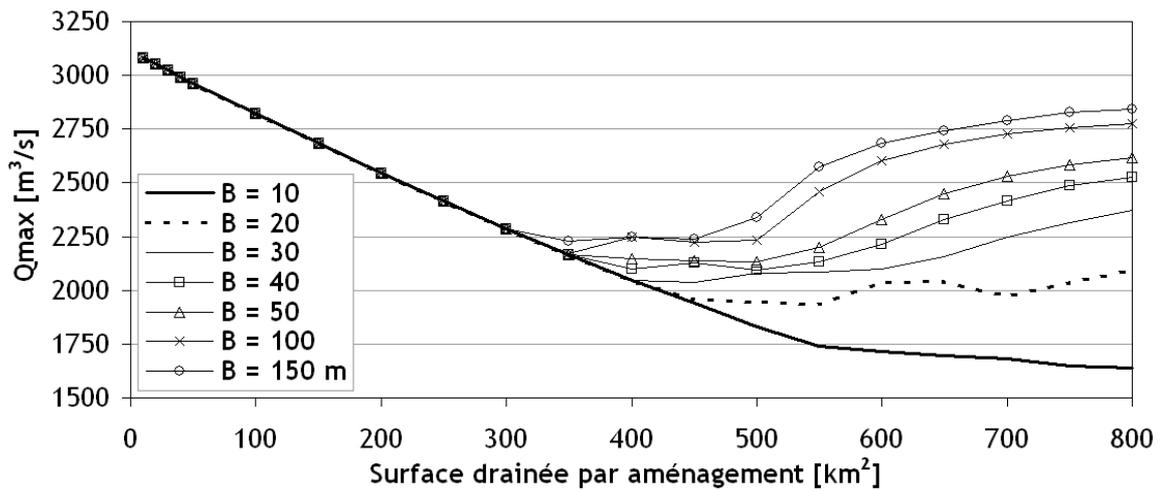


FIG. 6.9: Débit maximum à l'exutoire du bassin versant en fonction de la surface drainée et de la largeur du déversoir de l'évacuateur de crues.

réponse hydrologique identique pour une surface donnée. Toutefois, quelques observations peuvent être mises en évidence :

- le rapport entre surface drainée et surface totale est déterminant pour l'efficacité de laminage par les retenues
- la capacité de turbinage des aménagements détermine leur réactivité et donc leur capacité à stocker du volume lors des crues malgré des taux de remplissage initiaux très élevés
- si la sécurité de la structure le permet, la réduction du débit évacué pour un niveau de retenue donné augmente la capacité de stockage de la retenue, pour autant que sa surface soit grande par rapport au sous-bassin versant.

D'autres paramètres auraient aussi pu être variés, mais l'intérêt d'une telle analyse aurait été limité. En effet, des hypothèses liées à la répartition spatiale des précipitations, des températures ou de la saturation du sol se résument au choix du débit entrant dans les retenues et dans le cours d'eau principal (effet identique à la surface drainée par aménagement). Le volume de chaque réservoir ou le taux de remplissage pourraient être également variés, cela permettrait seulement de montrer que les barrages complètement vides sont les plus efficaces pour contrôler les crues, ce qui est trivial.

6.6.3 Espace des solutions à 2 dimensions

Le bassin versant décrit au paragraphe précédant est conservé, mais il est supposé ici que seuls les deux aménagements les plus proches de l'exutoire existent. Une énumération de l'espace des solutions peut alors être représentée graphiquement à la figure 6.10, où l'axe X représente le facteur de pointe $FP1$, l'axe Y $FP2$ et l'axe Z le débit maximum à l'exutoire.

La forme de l'espace des solutions est particulière : sa surface est composée de zones courbes (déversements de l'une, l'autre ou deux retenues), d'une zone en forme de cube (les ondes de turbinage s'additionnent au débit dans le cours d'eau au mauvais moment) et d'un plancher (minimum de la fonction objectif). Lorsque les facteurs de pointe FP sont trop faibles, les aménagements ne turbinent pas assez et il se produit un déversement excessif en fin de crue. Lorsqu'ils sont trop grands, l'onde de turbinage augmente le débit de pointe. La solution

optimale est alors multiple, car les coûts dépendent essentiellement du débit maximum à l'exutoire et plusieurs durées de turbinage permettent de les minimiser. Dans l'exemple présenté, des valeurs $F_P = 0.5 - 0.7$ sont optimales. Lorsque le nombre d'aménagements augmente, la zone du "plancher" se réduit et le nombre de solutions optimales diminue.

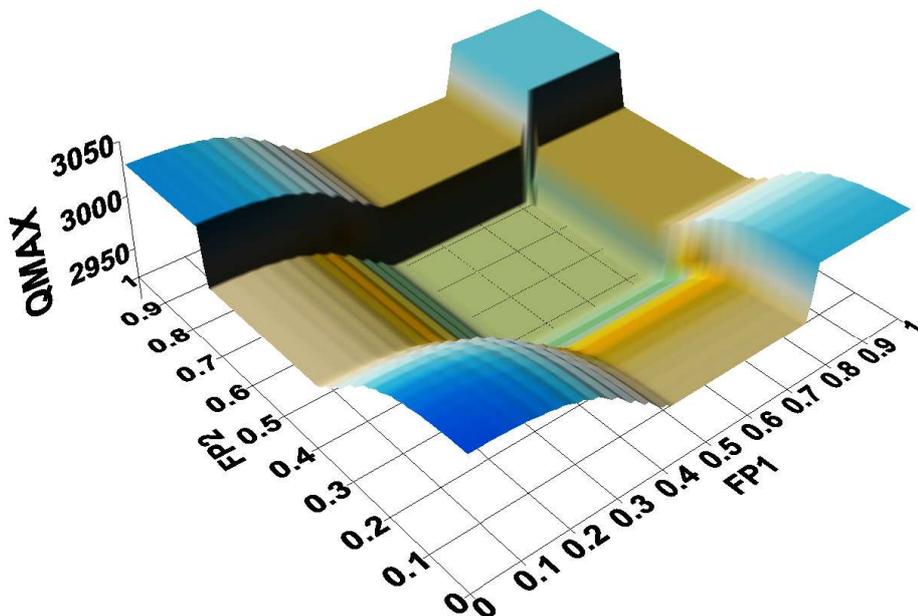


FIG. 6.10: Espace des solutions pour un bassin versant avec 2 aménagements.

6.6.4 Validation de l'algorithme d'optimisation

L'algorithme d'optimisation présenté dans ce chapitre est basé sur des hypothèses parfois fortes. La plus délicate conduit l'algorithme à suivre les lignes des optima partiels, ce qui limite fortement le nombre de solutions testées. Au vu de la surface de réponse pour deux aménagements, cette hypothèse semble raisonnable puisque les valeurs des variables aux minima partiels semblent correspondre à leurs valeurs au minimum global de la fonction. Cependant, une telle analyse ne suffit pas à garantir que l'algorithme trouve la meilleure solution au problème d'optimisation.

Leyland (2002) a développé un algorithme d'optimisation appelé *Queuing Multi-Objective Optimization* (MOO) basé sur le concept des algorithmes génétiques. Cet algorithme a été développé dans le cadre de la planification industrielle (Molyneaux, 2002), mais il a également été utilisé par Schäffi (2005) pour l'optimisation des paramètres de calage de son modèle hydrologique et par Heller et al. (2006) pour l'optimisation des variables de projet d'un aménagement hydraulique à buts multiples. L'objectif n'est pas ici de décrire cet algorithme, mais simplement de l'utiliser comme validation du modèle développé dans cette recherche.

Le fonctionnement de l'algorithme génétique est le suivant : un vecteur de valeurs initiales aléatoires est d'abord généré. Il s'agit dans notre cas des 10 facteurs de pointe de turbinage F_P . Ce vecteur est envoyé au modèle de calcul pour optimisation locale et évaluation. Le résultat obtenu (le coût associé à ce vecteur) est ensuite rendu à l'algorithme génétique qui génère une nouvelle solution en tenant compte de la précédente. Le processus se poursuit ainsi jusqu'à obtenir au minimum 5000 évaluations, desquelles sont retenues les meilleures.

La procédure d'optimisation globale présentée dans ce chapitre est ainsi remplacée par l'algorithme génétique dont le fonctionnement est complètement différent.

La comparaison entre les deux méthodes a été effectuée et les objectifs comparés sont le débit maximum à l'exutoire et le coût total de la crue pour différents scénarios. Les résultats sont synthétisés au tableau 6.2. Dans toutes les simulations, la surface drainée S était de 800 km² et les autres paramètres conformes au tableau 6.1. L'erreur relative Δ se calcule comme suit (équ. 6.20) :

$$\Delta = \frac{Q_{max}GP - Q_{max}MOO}{Q_{max}MOO} \quad (6.20)$$

Une valeur Δ négative signifie que l'algorithme Goal Programming est meilleur. Les résultats montrent que les performances sont très similaires : la marge d'erreur est inférieure à 2%. Il est de plus intéressant de comparer les solutions proposées en montrant la somme des débits turbinés à l'exutoire pour chacune des méthodes (figure 6.11). Les solutions proposées sont remarquablement similaires et seules quelques différences apparaissent juste avant la pointe de crue aux heures 55-60.

TAB. 6.2: Synthèse des résultats des optimisations selon la méthode Goal Programming (GP) et algorithme génétique MOO

No	Q_T	t_t	Q_{max} GP	Q_{max} MOO	Coût GP	Coût MOO	Δ (%)
1	25	6	2719.30	2718.50	2.22E+08	2.22E+08	0.03
2	50	6	2554.63	2559.65	1.96E+08	1.97E+08	-0.20
3	100	6	2521.70	2569.49	1.91E+08	1.98E+08	-1.86
4	50	0	2006.54	1989.63	1.21E+08	1.19E+08	0.85
5	50	1	1993.04	1977.35	1.19E+08	1.18E+08	0.79
6	50	2	2129.61	2107.01	1.36E+08	1.33E+08	1.07
7	50	3	2237.92	2217.84	1.51E+08	1.48E+08	0.91

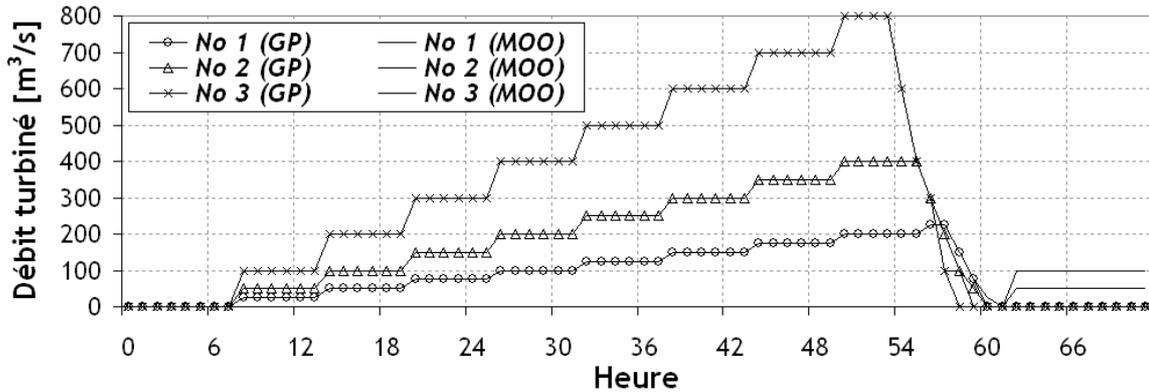


FIG. 6.11: Comparaison entre les débits turbinés totaux à l'exutoire selon GP ou MOO

Optimisation des vidanges

L'optimisation des opérations préventives avec utilisation des vidanges est également possible, même si ce type d'opération ne sera en pratique que rarement effectué en raison des risques de dégâts directs aux cours d'eau situés juste en aval de la retenue. Il existe toutefois un potentiel de gain certain par une augmentation importante de la réactivité de l'aménagement. Tout d'abord, en cas de situation difficile où d'énormes volumes sont attendus,

L'utilisation des vidanges avant la crue permettra d'éviter de trop grands déversements. Ensuite, la meilleure réactivité de l'aménagement permet de retarder la prise de décision pour disposer de mesures et d'une prévision hydrologique plus récentes, donc plus fiable.

L'optimisation des vidanges n'a pourtant pas été analysée dans ce chapitre mais leur utilisation et contrôle sera décrit dans le chapitre 7.

6.6.5 Concept de borne inférieure

Le concept de borne inférieure permet de vérifier si le calcul d'optimisation a permis de déterminer l'optimum global. Grâce à ce concept, il est parfois possible de garantir la performance d'une solution (optimum global), mais il n'est pas toujours possible de certifier que la meilleure solution n'est pas trouvée.

Le concept est le suivant : il s'agit de calculer la performance d'un modèle virtuel de structure identique au modèle en cours d'optimisation, à quelques différences près :

- les réservoirs ont un volume disponible infini
- le turbinage et la vidange ne sont pas réintroduits dans le modèle hydrologique

En clair, cela signifie que l'efficacité d'adduction est maximisée avec certitude, mais que les réservoirs ne débordent jamais. Le turbinage ou la vidange préventifs ne sont par conséquent jamais effectués et les hydrogrammes résultant aux différents points de contrôle sont minimaux.

Si la meilleure solution résultant de l'optimisation s'approche de la borne inférieure, elle est donc optimale. Dans le cas contraire, on ne peut pas dire qu'elle ne l'est pas. On peut donc identifier ici une *solution suffisante*, permettant de garantir les objectifs de protection et ne nécessitant donc pas de vérification supplémentaire. Ce concept sera systématiquement exploité dans le chapitre suivant où le système d'optimisation complet sera appliqué au bassin versant du Rhône à l'amont du Léman.

6.7 Conclusions

La gestion des crues par opérations de vidange préventives sur les aménagements à accumulation peut apporter une aide significative pour le contrôle des débits et la réduction des dégâts. En effet, les résultats présentés dans ce chapitre pour des situations fictives indiquent des réductions des débits de pointe atteignant 40% selon le paramétrage du bassin versant. Cependant, l'efficacité d'une telle méthode dépend largement de la composition du bassin versant, en particulier de la surface drainée par rapport à la surface totale, des capacités de stockage résiduelles à retenues pleines et de la réactivité des aménagements.

L'approche proposée pour évaluer les besoins en opérations préventives ainsi que leur répartition temporelle permet rapidement de dégager une solution de bonne qualité. La méthode des bilans pour l'optimisation locale ne souffre d'aucun problème puisqu'un calcul de laminage est effectué pour chaque retenue. Par contre, la méthode d'optimisation globale considérant le routage des ondes de crue, de turbinage, de vidange et de débit capté repose sur quelques hypothèses fortes. En particulier, les durées de transit ne dépendent pas du débit et les débits entrants dans les retenues sont brutalement soustraits aux débits totaux. Ces hypothèses seront vérifiées en détail dans le chapitre suivant puisque les

solutions proposées par l'outil d'optimisation seront directement introduites dans le modèle de simulation pour y être comparées.

L'algorithme d'optimisation repose sur une approche hybride de type *rule-based* et *pre-emptive goal programming*. Elle ne garantit pas l'optimum global mais possède deux avantages majeurs : sa rapidité et la possibilité de calculer une borne inférieure au problème. La méthode d'optimisation a cependant été comparée à une méthode de type algorithme génétique et s'est révélée parfaitement concurrentielle puisqu'elle n'a pas été systématiquement battue. La méthode développée ici permet donc d'obtenir une solution suffisante tout en économisant les moyens pour l'obtenir, ce qui garantit son fonctionnement en phase opérationnelle (temps réel).

Enfin, rappelons que ce chapitre traite d'une méthode d'optimisation déterministe qui cache certains dangers : l'influence d'une grande imprécision dans les données d'entrée, qui seront des prévisions hydrologiques, peut conduire à des stratégies complètement erronées en situation de crise. Il convient dès lors de déterminer la sensibilité de la solution optimale aux conditions hydrologiques, travail également présenté dans le chapitre suivant pour le cas du bassin versant du Rhône. Cependant, une approche probabiliste permettant de tenir compte de l'incertitude de la prévision hydrologique serait souhaitable, mais nécessite justement la possibilité de disposer de prévisions hydrologiques probabilistes, ce qui n'est, pour l'heure, pas possible dans le domaine d'application de cette recherche.

7 Application du modèle de gestion des crues au bassin versant du Rhône

Dans les chapitres précédents, un modèle hydrologique et un outil d'optimisation ont été présentés. La performance du modèle hydrologique a pu être démontrée au travers de son application sur le bassin versant du Rhône supérieur, mais l'outil d'optimisation n'a pas encore été appliqué à ce même bassin versant. De plus, le montage du système complet et son fonctionnement opérationnel n'ont pas été décrits.

L'objectif de ce chapitre est de présenter d'abord le fonctionnement du système complet et les relations entre le modèle hydrologique et l'outil d'optimisation. Il s'agit ensuite de démontrer l'efficacité du modèle d'optimisation appliqué au bassin versant du Rhône supérieur avec ses 10 grands aménagements hydroélectriques et d'en valider la performance par comparaison avec une méthode d'optimisation alternative (algorithme génétique). Il s'agit également, à ce stade, de vérifier le bien-fondé des hypothèses de calcul en comparant les valeurs des fonctions objectives proposées par l'outil d'optimisation avec les valeurs obtenues par le modèle de simulation numérique.

Enfin, il reste à démontrer la performance opérationnelle du système et l'influence de l'incertitude du modèle météorologique sur la prévision hydrologique et la gestion des crues en situation de crise.

7.1 Fonctionnement opérationnel du modèle de gestion des crues

7.1.1 Fonctionnement du système à haut niveau

Le fonctionnement à haut niveau du modèle de gestion des crues peut être décrit par quatre fonctions principales (figure 7.1). La première fonction est l'acquisition des données chez les fournisseurs et leur archivage dans une base de données centrale, colonne vertébrale de tout le système. La deuxième fonction est le calcul de la prévision hydrologique (les sens du système), la troisième étant l'optimisation des opérations préventives (le cerveau). Finalement, la dernière fonction est la publication des résultats aux différents clients du système (la parole).

Les fournisseurs de données sont les différents partenaires du projet, à savoir MétéoSuisse pour les prévisions météorologiques et les mesures hydro-météorologiques (complétées par les mesures du réseau IMIS appartenant aux cantons), l'Office Fédéral de l'Environnement pour les mesures de débit dans les cours d'eau et les gestionnaires des aménagements hydroélectriques pour les mesures associées. Toutes ces données suffisent à effectuer un bilan de la situation hydrologique du bassin versant, de la situation des aménagements hydroélectriques et une évaluation de la situation hydrologique future (Jordan et al., 2006a,b).

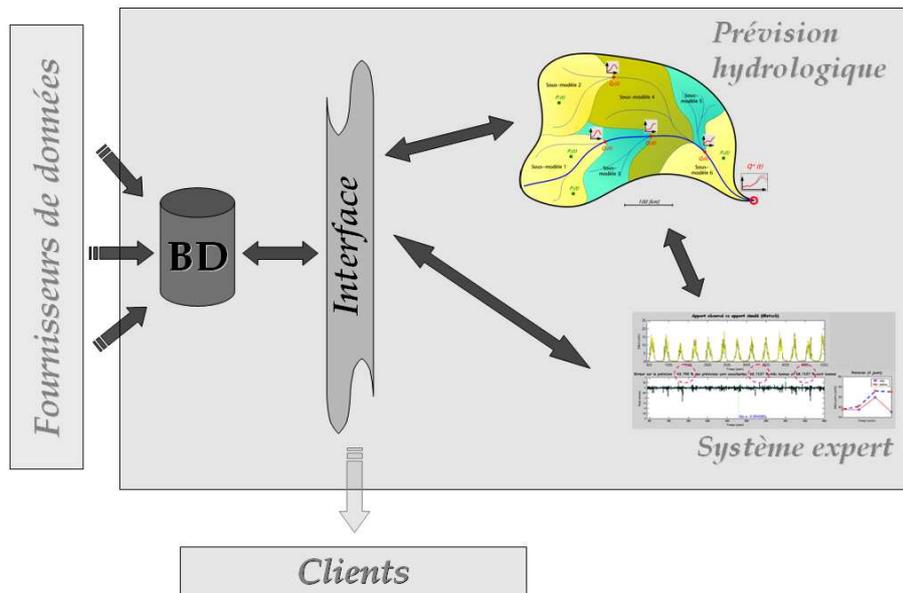


FIG. 7.1: Fonctionnement à haut niveau du modèle de gestion des crues.

Les résultats issus de ce système sont d'une part les prévisions hydrologiques et d'autre part les horaires des opérations préventives recommandées par le modèle. Les clients du système que sont les responsables de la sécurité civile ainsi que les gestionnaires des aménagements hydroélectriques sont ainsi associés aux résultats et responsabilisés (Boillat, 2005).

7.1.2 Fonctionnement du modèle de prévision hydrologique

Le modèle de prévision hydrologique s'approvisionne dans la base de données et utilise trois types de données (figure 7.2) : les mesures hydro-météorologiques et les mesures des aménagements hydroélectriques (données de commande) permettent de simuler les écoulements jusqu'à l'heure actuelle, les mesures de débit (données de contrôle) permettent d'effectuer un filtrage du modèle hydrologique, améliorant momentanément ses conditions initiales, et enfin les prévisions météorologiques quantitatives qui sont indispensables pour l'établissement d'une prévision hydrologique à court terme (72 heures).

En fonctionnement opérationnel, deux prévisions hydrologiques sont effectuées : la première tient compte de tous les paramètres du modèle et fournit le débit prévu en tout point du bassin versant, tandis que la deuxième, soumise aux mêmes conditions initiales et de bord, ne considère pas l'influence des retenues et de leurs ouvrages annexes, fournissant donc le débit prévu sans influence des aménagements hydroélectriques (Chapitre 6).

7.1.3 Fonctionnement du modèle d'optimisation

Le modèle d'optimisation des opérations préventives des aménagements hydroélectriques se nourrit également de nombreuses données fournies par le modèle hydrologique et la base de données (figure 7.3). Les hydrogrammes aux points de contrôle (pour information uniquement) ainsi que les hydrogrammes entrants dans les retenues sont directement tirés du modèle hydrologique. Les hydrogrammes sans aménagements sont tirés du deuxième

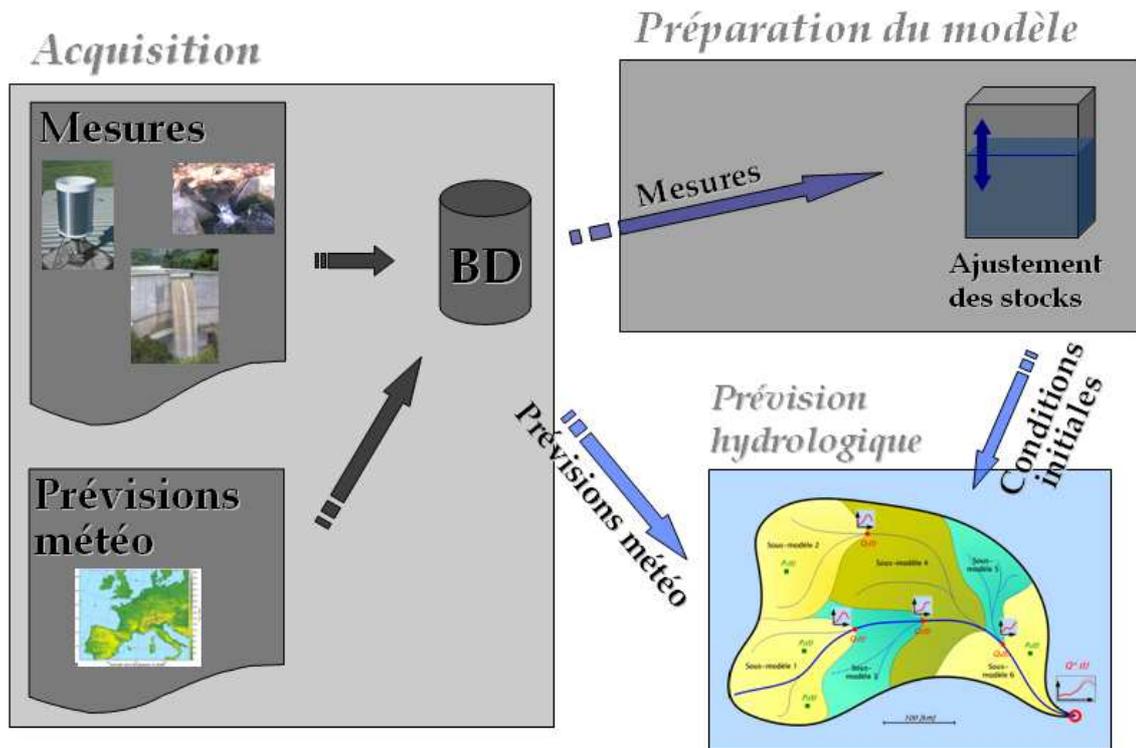


FIG. 7.2: Fonctionnement opérationnel du modèle de prévision hydrologique.

modèle de prévision et sont également nécessaires au calcul d'optimisation, tout comme les volumes ruisselés sur tous les sous-bassins versants du modèle.

Exploitant les données selon la méthode décrite au chapitre 6, l'outil d'optimisation calcule les opérations préventives optimales pour différentes fonctions objectives ou points de contrôle. Une différence avec le modèle théorique subsiste cependant : les règlements d'urgence des aménagements hydroélectriques ont été implémentés dans l'outil d'optimisation. Les règles d'urgence sont les mêmes que celles implémentées dans le modèle de simulation *Routing System II* et sont considérées comme rigides : elles ne peuvent par conséquent pas être modifiées par l'outil d'optimisation. Les consignes d'exploitation optimisées sont ensuite automatiquement renvoyées au modèle hydrologique et une simulation de validation est effectuée, qui permet de comparer les hydrogrammes calculés par le modèle d'optimisation avec ceux simulés à l'aide du modèle hydrologique *Routing System II*.

Si les hydrogrammes calculés (modèle d'optimisation) et simulés (modèle de simulation) sont similaires, le processus complet a correctement fonctionné et des décisions peuvent être prises en toute objectivité.

7.1.4 Technologies utilisées

En septembre 2006, l'état d'avancement du projet MINERVE était le suivant :

- opérationnel : modèle d'acquisition et de spatialisation des prévisions météorologiques, outil *Microsoft VB.NET*

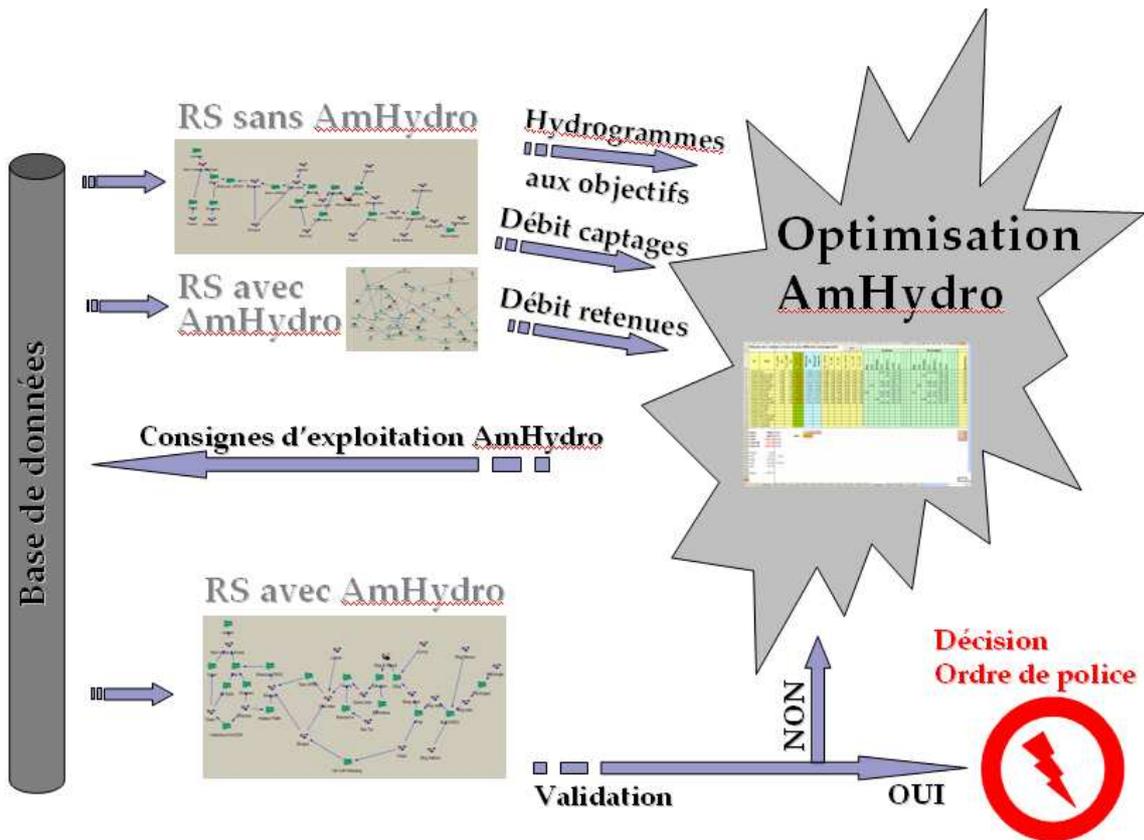


FIG. 7.3: Fonctionnement du modèle d'optimisation des opérations préventives.

- opérationnel : modèles hydrologiques avec et sans aménagements incluant procédure de filtrage, programme *Routing System II, version 1.301* en environnement *Microsoft VB.NET*
- opérationnel : outil d'optimisation des opérations préventives incluant procédures automatiques d'acquisition des données et exportation des résultats, classeur *Microsoft Excel 2003* et routines *Visual Basic*
- non opérationnel : acquisition automatique et en temps réel des mesures hydro-météorologiques (précipitations, températures, ETP, débits).

Il était en l'état possible de réaliser des prévisions hydrologiques et de déterminer les consignes d'exploitation en situation de crue, mais la procédure de filtrage du modèle hydrologique ne pouvait être appliquée en raison du manque de mesures hydro-météorologiques en temps réel.

7.2 Modèle d'optimisation appliqué au bassin versant du Rhône supérieur

7.2.1 Architecture du modèle de simulation

Le modèle de simulation *Routing System II* est l'outil permettant d'abord de créer des prévisions hydrologiques sur lesquelles se basent les décisions (Dubois, 2005). Il doit intégrer toutes les composantes du bassin versant et est, par conséquent, d'une remarquable complexité. Pour permettre son utilisation avec la meilleure convivialité possible, le modèle a été découpé en régions connectées les unes aux autres. Le schéma directeur du modèle, ainsi que sa représentation dans le logiciel, sont présentées aux figures 7.4 et 7.5.

Le modèle de simulation a donc été découpé en 15 régions. Il se compose de 239 sous-bassins versants pour un total de 1'054 bandes d'altitude, dont 196 sont des bandes glaciaires. 140 tronçons de cours d'eau et 20 tronçons de collecteurs ont été modélisés, en plus des 85 prises d'eau. Finalement, 28 retenues et bassins de compensation ont été implémentés. Les principaux paramètres de ces aménagements ont été considérés, comme les relations niveau-volume des retenues, relations niveau-débit sortant des ouvrages d'évacuation, capacités et caractéristiques géométriques des prises d'eau et collecteurs, capacités des turbines et pompes, en plus des règlements d'urgence propres à chaque retenue.

7.2.2 Modèle d'optimisation

10 aménagements hydroélectriques ont été intégralement modélisés dans l'outil d'optimisation. Il s'agit des aménagements décrits en détail dans le chapitre 5 et dont la surface drainée représente plus de 25% de la surface totale du bassin versant du Rhône supérieur (tableau 5.2). Leurs règlements d'urgence ont été modélisés de manière identique dans les outil de simulation et d'optimisation.

Les aménagements sont modélisés par leur relation niveau-volume, niveau-débit évacué aux ouvrages (relation de déversoir vanné ou non-vanné), capacité des prises d'eau en rivière, des collecteurs, fonctionnement des ouvrages (turbines, pompes, prises d'eau, limiteurs de débit, vidanges). Les principes de l'optimisation (priorités, fonctions de coût) sont ceux

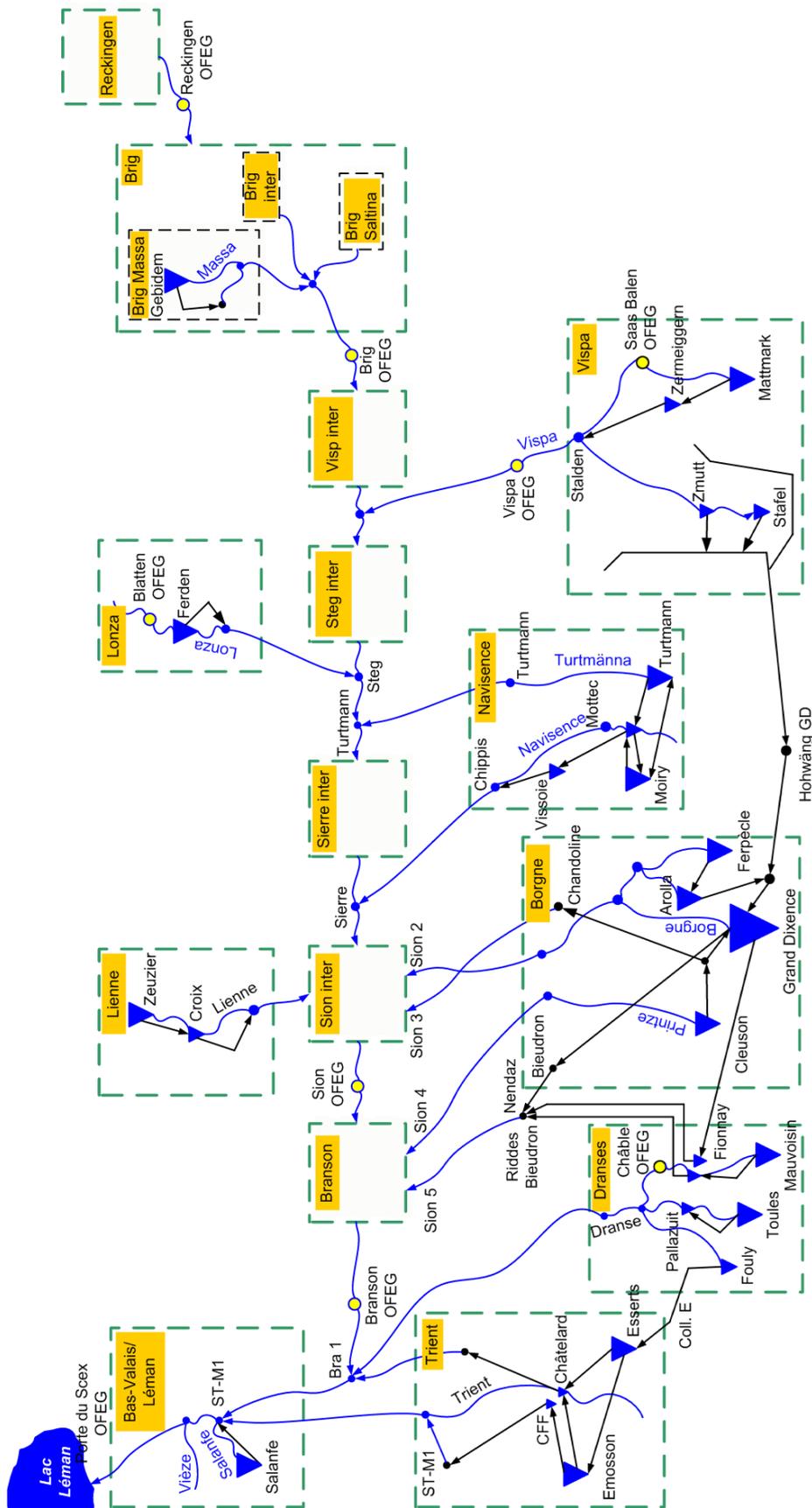


FIG. 7.4: Schéma directeur du modèle de simulation du bassin versant du Rhône supérieur.

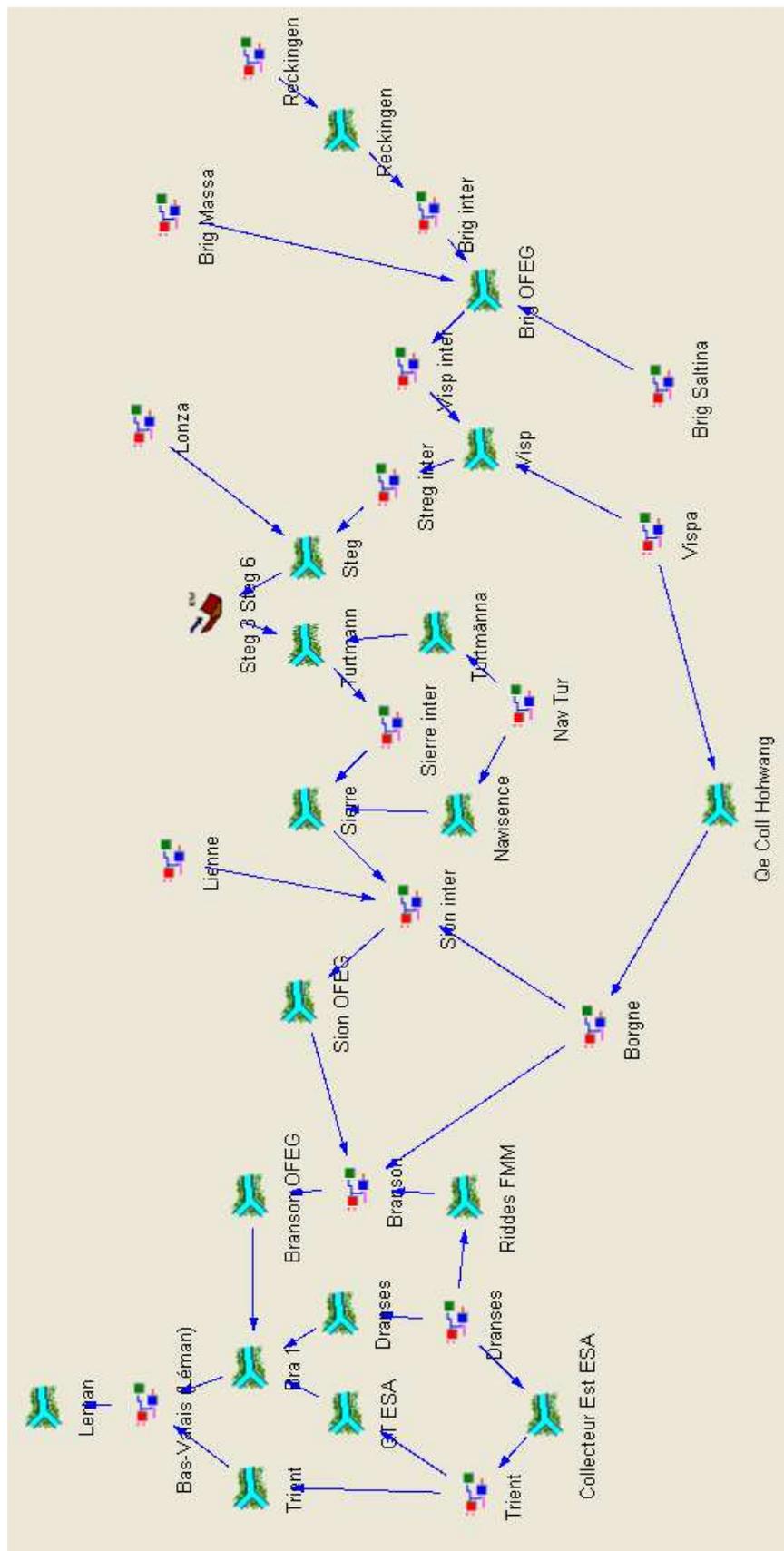


FIG. 7.5: Modèle de simulation *Routing System II*, vue à haut niveau.

décrits en détail dans le chapitre 6. Les objectifs de l'optimisation sont au nombre de sept (figure 7.6).

Ce modèle d'optimisation est donc capable de déterminer les opérations préventives pour n'importe quel scénario de crue, qu'il provienne du modèle hydrologique *Routing System II* ou de n'importe quel autre modèle, pour autant que les données minimales requises soient fournies. Il n'est pourtant pas intéressant de l'exploiter à blanc, raison pour laquelle sa validation est proposée pour trois événements de crue récents et particulièrement bien documentés.

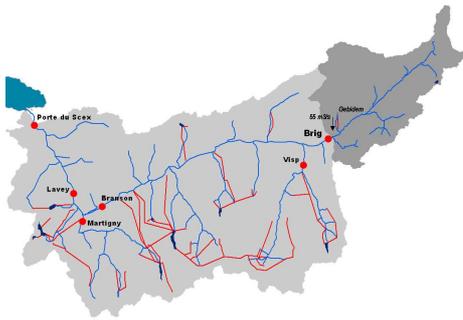
7.3 Crue de septembre 1993

La crue du 25 septembre 1993 a causé d'importants dégâts dans le bassin versant du Rhône et surtout sur certains de ses principaux affluents. La ville de Brigue en a particulièrement souffert, puisque la Saltina, affluent du Rhône située en rive gauche, a débordé et inondé la ville, causant 2 victimes et laissant 250'000 m³ de sédiments et de boue dans les rues. Les dégâts causés par cette catastrophe se sont montés à CHF 500 Mio (OFEG, 2002).

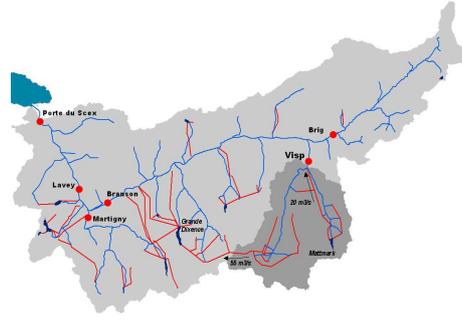
Les précipitations ont été produites par une perturbation provenant du Sud-Est du bassin versant et de la mer adriatique. Les masses humides ont été bloquées plusieurs jours sur la crête principale des Alpes et l'effet de barrage résultant a conduit à d'intenses précipitations sur le versant Sud des Alpes, mais également sur leur flanc Nord et le bassin versant du Rhône. Du mercredi 22 au dimanche 25 septembre, 375 mm ont été mesurés à Simplon Dorf, 381 mm à Binn, 218 mm à Saas Almagell et également 140 mm au Gd-St-Bernard. La carte représentant les volumes cumulés moyens par sous-bassin versant (figure 7.7) illustre la distribution spatiale des précipitations et montre clairement la provenance Sud-Est des précipitations.

Les conséquences hydrologiques de cet événement ont été les crues rares observées entre le 24 et le 25 septembre sur la Saltina (env. 80 m³/s) et la Viège (330 m³/s), contributeurs majeurs du Rhône (figure 7.8). Les précipitations ont débuté le 22 septembre et ont connu plusieurs périodes intenses autour du 23 en matinée, dans la nuit du 23 au 24 et dans l'après-midi du 24 (figure 7.9). La chute des températures amorcée dès le début de la crue n'a pas permis de limiter le ruissellement, car la température autour de 2500 m était toujours située au-dessus de 0°C.

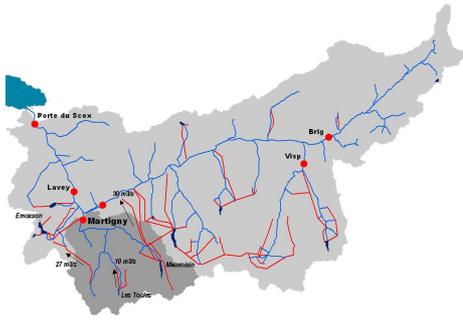
L'intérêt de l'analyse d'un événement historique réside dans la connaissance des processus passés et dans leur extrapolation. Toutefois, dans le cadre du développement d'un outil de prévision et d'aide à la décision, il est encore plus instructif d'essayer d'étudier quelle information aurait été disponible avec un pareil instrument. Cette étude, présentée dans les paragraphes suivants, se compose donc d'une analyse de la prévision hydrologique, des résultats proposés par le modèle d'aide à la décision et finalement de sa performance opérationnelle, en comparant la situation avec application de ses résultats avec la situation historique. Les prévisions hydrologiques ont été réalisées par M. Javier Garcia Hernandez (Hernandez, 2006), leur analyse et utilisation dans le cadre du système d'aide à la décision ayant été effectuées dans ce travail.



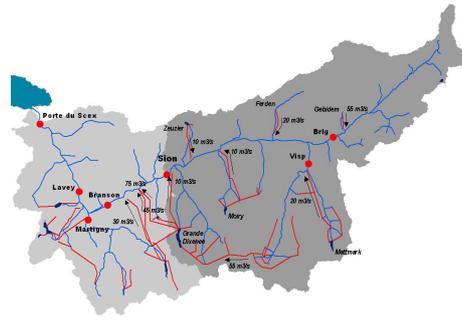
Rhône à Brigue



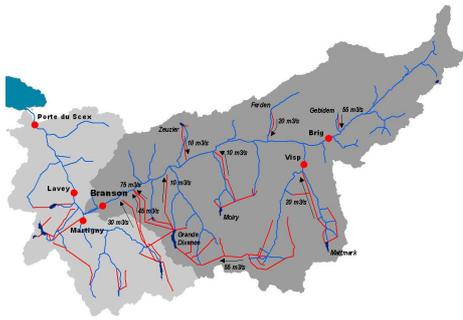
Viège à Viège



Dranses à Martigny



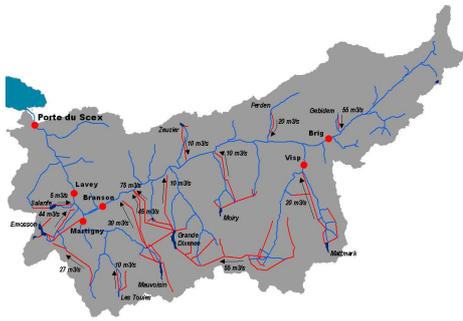
Rhône à Sion



Rhône à Branson



Rhône à Lavey



Rhône à la Porte du Scex

FIG. 7.6: Description des 7 objectifs de l'optimisation et des aménagements hydroélectriques optimisés correspondants.

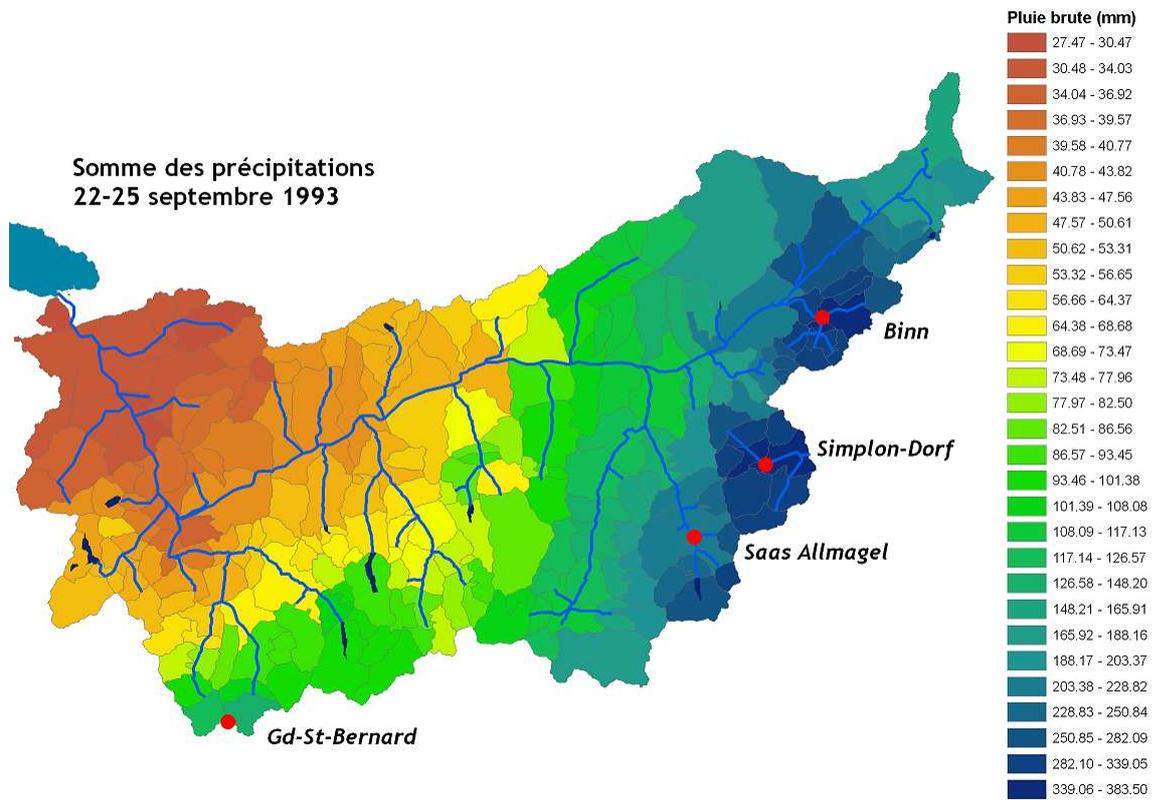


FIG. 7.7: Carte des précipitations totales mesurées du 22 au 25 septembre 1993.

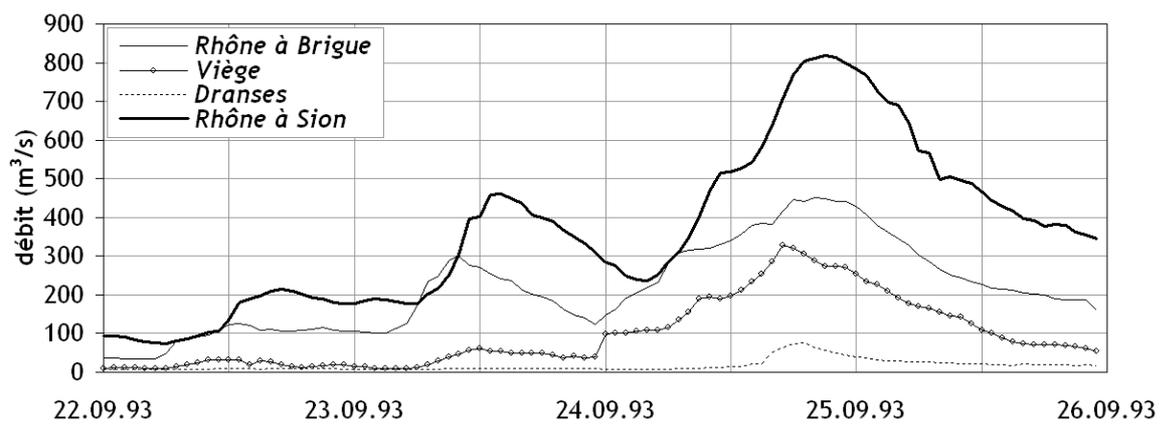


FIG. 7.8: Mesures de débit à Brigue, Viège, Martigny-Dranses et à Sion, 22-25 septembre 1993.

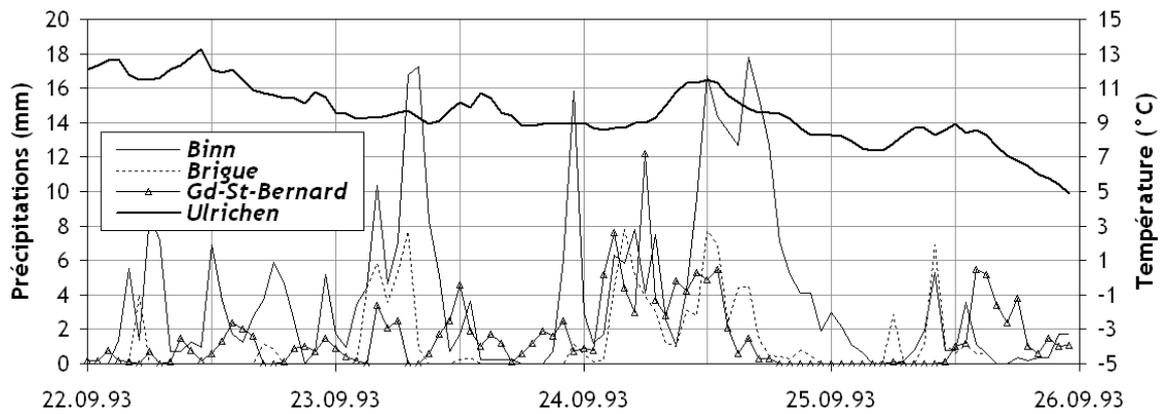


FIG. 7.9: Mesures de précipitations à Binn, Brigue et Gd-St-Bernard, mesures de températures à Ulrichen, 22-25 septembre 1993.

7.3.1 Prévisions hydrologiques lors de la crue de septembre 1993

La performance du modèle hydrologique lors de la crue de septembre 1993 a déjà été présentée au chapitre 4. La simulation, en utilisant des prévisions parfaites, avec et sans mise à jour du modèle, avait été analysée. Dans ce paragraphe, la même analyse est proposée, mais avec l'utilisation des prévisions hydro-météorologiques fournies par MétéoSuisse. Ces dernières ont été obtenues à partir de re-simulations avec le modèle météorologique aLMO (Kaufmann et al., 2003), version opérationnelle 2005, dont les conditions de bord provenaient des archives du modèle météorologique européen ECWMF. 5 prévisions différentes ont été utilisées, de 72 heures chacune, dont les dates de début de simulation étaient :

- 22.09.1993 00 h
- 22.09.1993 12 h
- 23.09.1993 00 h
- 23.09.1993 12 h
- 24.09.1993 00 h

Les résultats des prévisions hydrologiques synthétisés sont présentés à la figure 7.10. A nouveau, les indicateurs de Nash, rapport des volumes et rapport des débits de pointe sont utilisés. Ils sont calculés à chaque fois sur les 72 heures de la prévision, sauf la référence, calculée sur la base des observations du 23.09.93 à 00 h au 25.09.93 à 00 h. Les valeurs sont calculées par la moyenne arithmétique des 26 points de contrôle choisis (chapitre 4). Les résultats indiquent que les premières prévisions ont conduit à d'importantes sur-estimations des débits, mais que les dernières prévisions se sont révélées de bonne qualité. Un aperçu des débits prévus à l'exutoire du bassin versant (Porte du Scex) permet également de constater cette évolution (7.11).

Les différences entre débits prévus et observés, parfois importantes, peuvent provenir de trois sources :

- prévision des volumes précipités
- prévision des températures
- évaluation des stocks du modèle hydrologique en début de prévision (conditions initiales)

Une analyse des volumes précipités prévus et mesurés est présentée à la figure 7.12. Les résultats indiquent clairement que les précipitations prévues ont été d'abord largement sur-estimées (plus de 100% d'erreur), puis qu'elles se sont révélées plus conforme à la réalité.

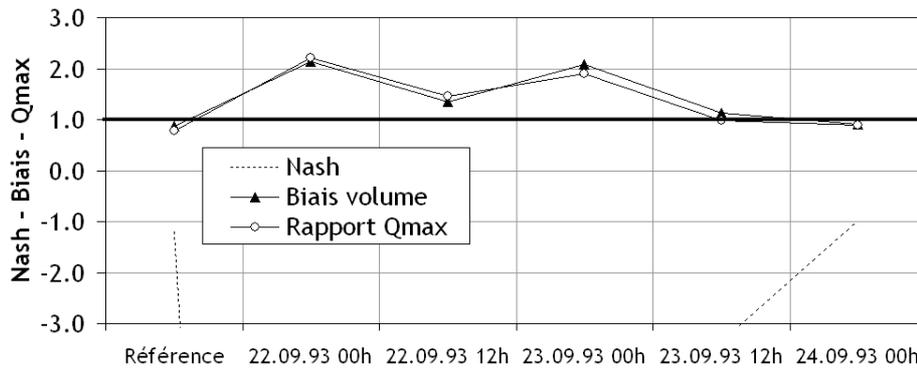


FIG. 7.10: Synthèse de la performance du modèle de prévision hydrologique pour la crue de septembre 1993.

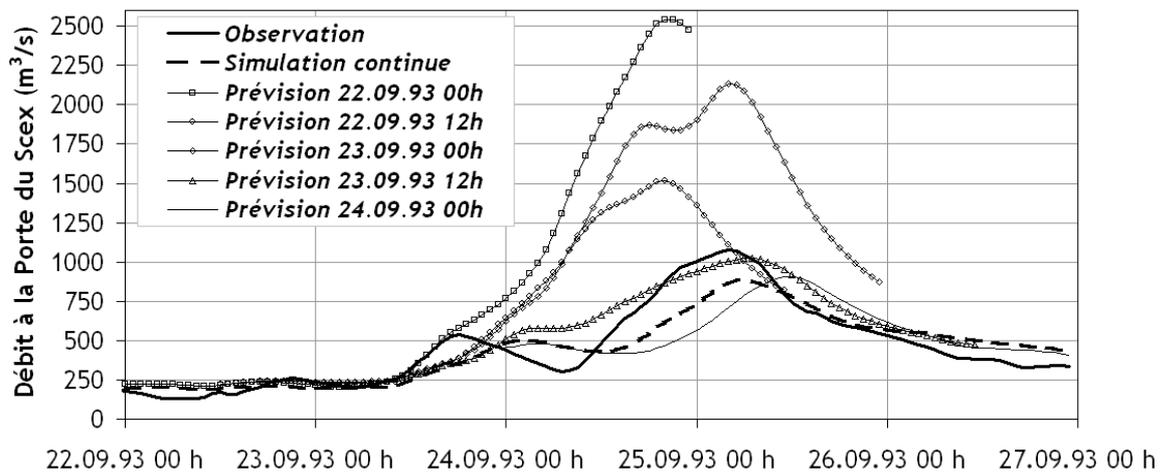
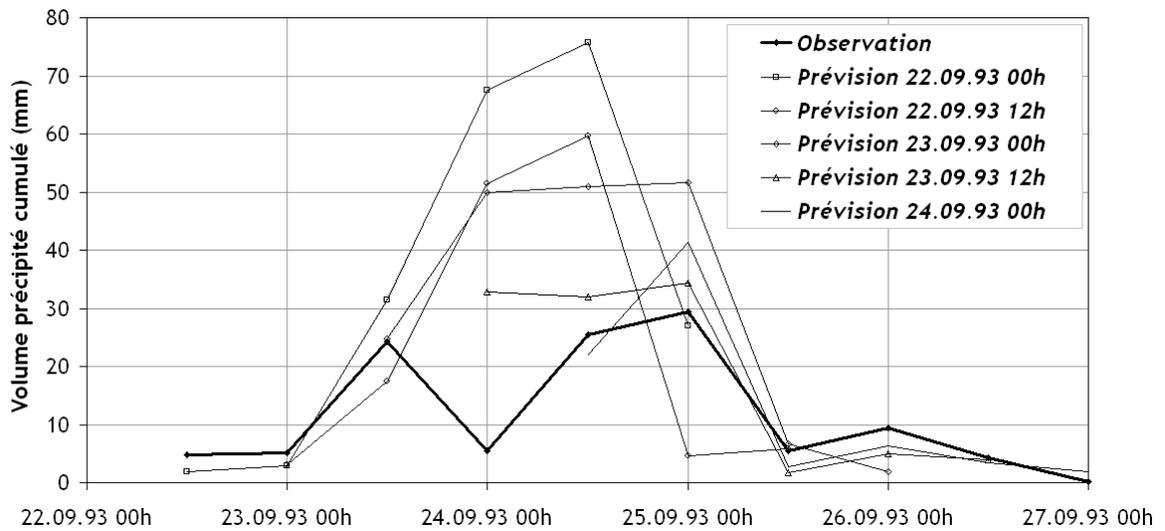
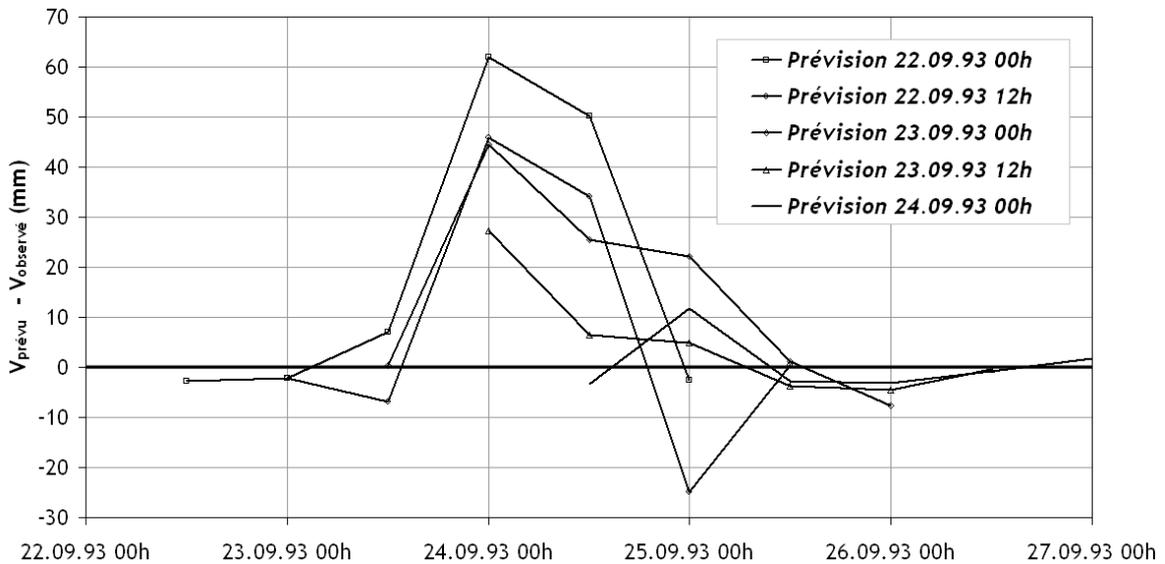


FIG. 7.11: Prévision hydrologique à la Porte du Scex, prévisions du 22 au 24 septembre 1993.

La première prévision météorologique fournissant un résultat réaliste est celle du 23.09.93 à 12h, soit 36 heures avant l'observation de la pointe de la crue.



(a)



(b)

FIG. 7.12: Comparaison entre volumes précipités cumulés sur 12 heures prévus et observés (Hernandez, 2006). (a) Volumes totaux cumulés sur l'entier du bassin versant du Rhône supérieur, cumul effectué sur les 12 heures précédant le point de calcul. (b) Différence entre volumes prévus et observés.

Une analyse plus fine de ces différences a également été effectuée, afin de déterminer dans quelles régions ces dernières étaient les plus marquées. La figure 7.13 illustre cette répartition des différences pour deux prévisions. La première prévision du 22.09.93 à 00 h a très fortement sur-estimé les volumes précipités, surtout sur la région du Bas-Valais (jusqu'à 400%), mais également dans la vallée de Conches (jusqu'à 200%). Les températures en altitude étaient également sur-estimées (entre 1.5 et 1.85 °C). La prévision du 23.09.93 à 12 h est clairement meilleure, puisque les volumes précipités prévus sont plus réalistes mais fortement surestimés uniquement dans le val d'Anniviers (200%). A part quelques exceptions locales en altitude, les températures prévues sont bonnes.

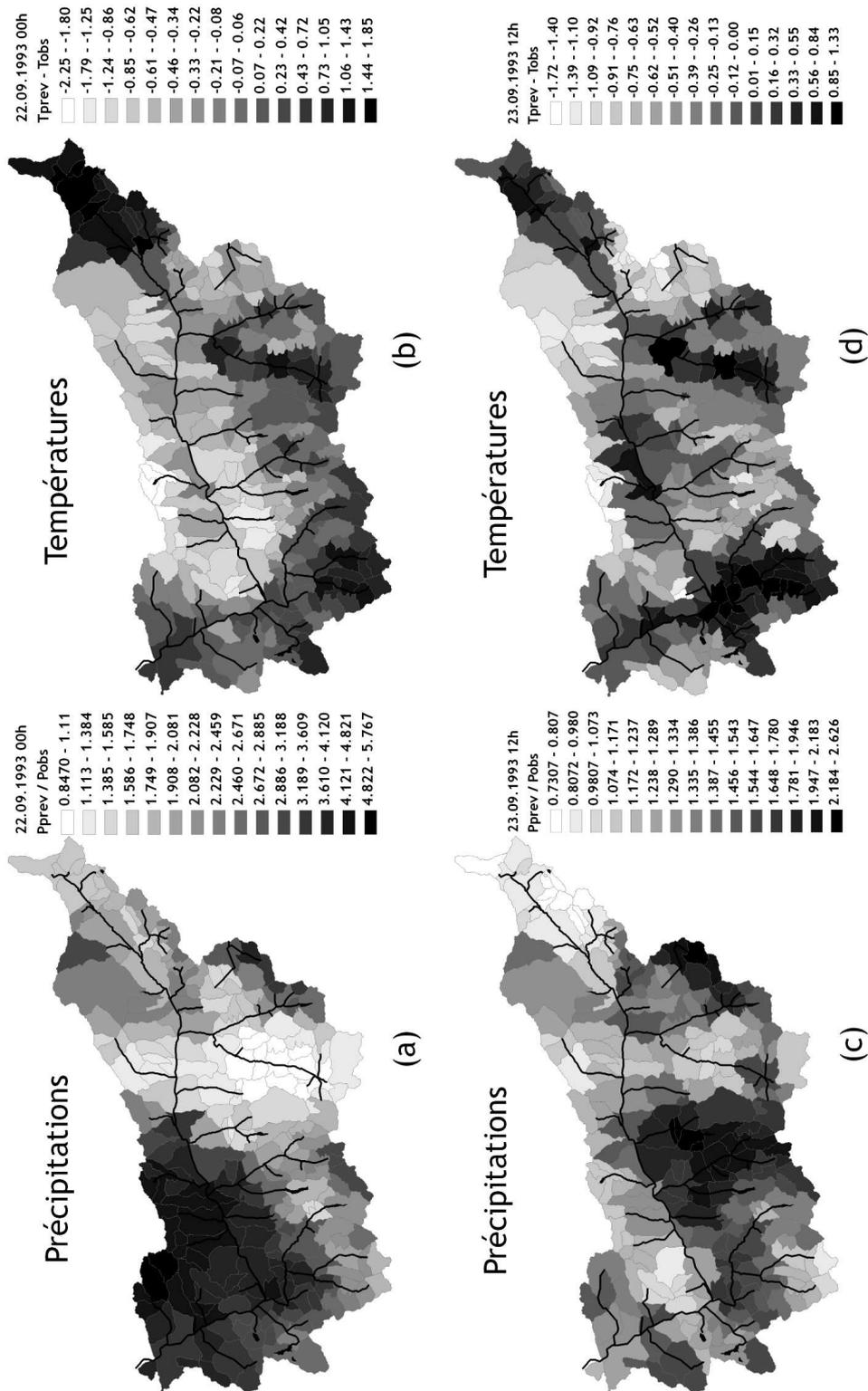


FIG. 7.13: Répartition spatiale des différences entre valeurs prévues et observées sur la durée d'une prévision. (a) Précipitations totales du 22.09.93 00 h au 25.09.93 00 h. (b) Températures moyennes du 22.09.93 00 h au 25.09.93 00 h. (c) Précipitations totales du 23.09.93 12 h au 26.09.93 12 h. (d) Températures moyennes du 23.09.93 12 h au 26.09.93 12 h.

Une analyse des erreurs provenant des conditions initiales peut être effectuée en comparant les prévisions effectuées avec mise à jour des variables d'état du modèle hydrologique. Pour effectuer cette opération, les observations ont été utilisées à chaque fois jusqu'à la date du début de la prévision hydrologique et le filtrage a été effectué sur une période de 24 heures et sur les 26 régions prévues. Les résultats indiquent une amélioration des performances surtout en début de crue puisque le biais volumétrique ainsi que le rapport des débits de pointe sont inférieurs à la situation sans mise à jour du modèle hydrologique (figures 7.14 et 7.15). Si l'on s'en réfère aux analyses proposées dans le chapitre 4, la mise à jour effectuée trop tôt en début de crue avait tendance à dégrader la performance du modèle hydrologique. En effet, les ajustements sur les débits d'étiage provoquaient un abaissement général du niveau des stocks et finalement leur sous-estimation. Cet effet se révèle finalement "bénéfique" avec l'utilisation des prévisions météorologiques, puisqu'il compense la sur-estimation des volumes précipités. Mais que ce résultat n'enthousiasme pas trop le lecteur : comme il est absolument impossible de prédire à l'avance si une prévision météorologique est sur-estimée ou au contraire sous-estimée, il est probable que le filtrage du modèle hydrologique effectué trop tôt contribué à augmenter l'incertitude totale du modèle.

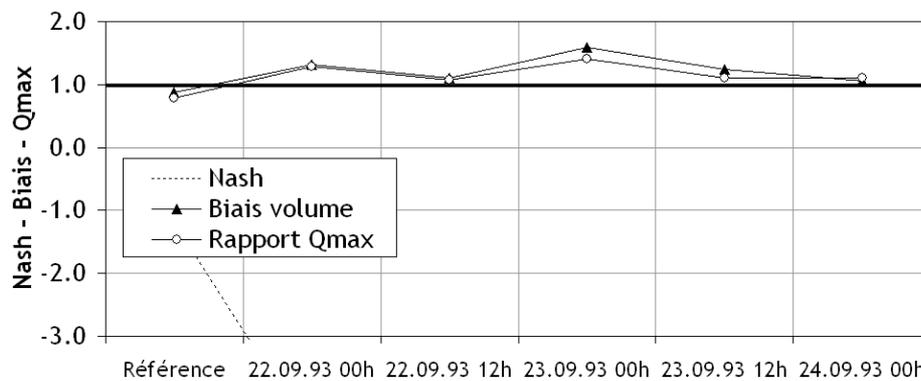


FIG. 7.14: Synthèse de la performance du modèle de prévision hydrologique pour la crue de septembre 1993, avec mise à jour du modèle hydrologique.

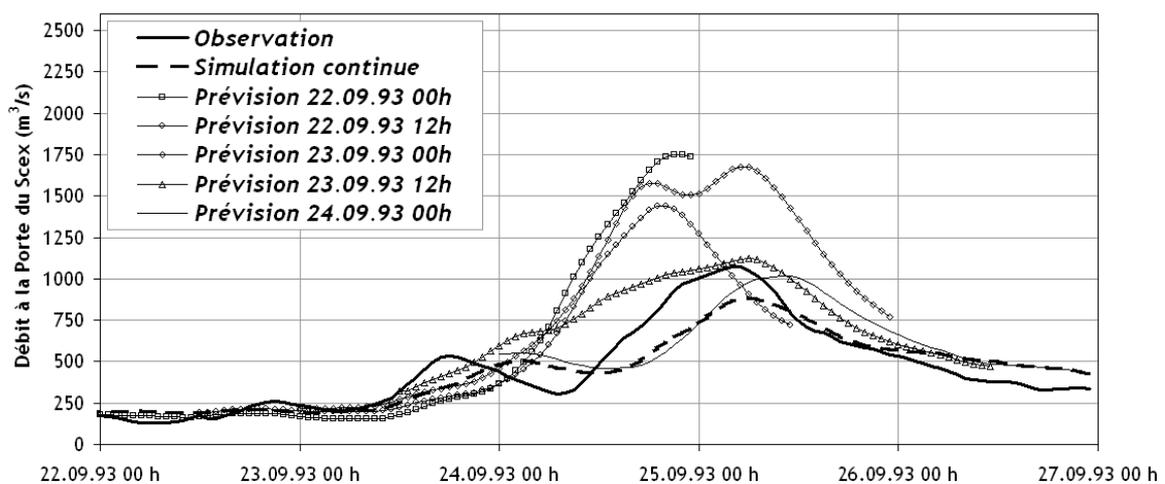


FIG. 7.15: Prévision hydrologique à la Porte du Scex, prévisions du 22 au 24 septembre 1993, avec mise à jour du modèle hydrologique.

7.3.2 Optimisation des opérations préventives - validation de l'algorithme

Ce paragraphe n'entre pas encore dans le processus de décision en situation de crue, mais présente plutôt le fonctionnement de l'outil d'aide à la décision appliqué au bassin versant du Rhône supérieur (algorithme *GP*) et compare sa performance avec l'algorithme génétique *MOO* (Leyland, 2002). Pour ce faire, la prévision du 22.09.1993 à 12 h a été considérée, car elle couvre l'ensemble de la crue et produit des volumes ruisselés particulièrement importants. Cela conduit à une situation virtuellement délicate du point de vue des aménagements hydroélectriques et l'optimisation des opérations préventives devient difficile.

Données d'entrée

Les données d'entrée du modèle sont la prévision du 22.09.1993 à 12 h jusqu'au 25.09.1993 à 12 h sans filtrage du modèle hydrologique. Les niveaux initiaux des réservoirs sont ceux observés le 22.09 à 12 h et les données de fonctionnement des ouvrages sont conformes à la situation historique : tout a fonctionné, sauf le palier inférieur de l'aménagement de Mattmark (sans incidence sur la vidange préventive). Ces données provenant d'une simulation avec *Routing System II* ont donc été importées dans l'outil d'optimisation et deux optimisations ont été effectuées : turbinage préventif seul et turbinage avec utilisation des ouvrages vannés (vidanges). Les objectifs de l'optimisation sont les 7 points de contrôles implémentés dans le modèle et l'objectif global est la Porte du Scex où est effectuée la somme des coûts des 7 objectifs (figure 7.6).

3 scénarios prévisionnels sont étudiés et correspondent aux bornes de l'intervalle de confiance à 80% du modèle hydrologique à la Porte du Scex (tableau 4.12). Le scénario *MIN* a été obtenu en modifiant les prévisions hydro-météorologiques de manière à atteindre la borne inférieure du débit de pointe du modèle sans aménagements. L'intensité prévue par MétéoSuisse a donc été réduite de manière uniforme de 15% et la température de -0.5°C . Le scénario *MOY* correspond à la prévision déterministe, et le scénario *MAX* est obtenu en modifiant les prévisions hydro-météorologiques de manière à obtenir la borne supérieure à la Porte du Scex. L'intensité prévue par MétéoSuisse a donc été augmentée de manière uniforme de 15% et la température de 0.8°C . Les hydrogrammes sans aménagements hydroélectriques à Brigue, Viège et la Porte du Scex sont présentés à la figure 7.16.

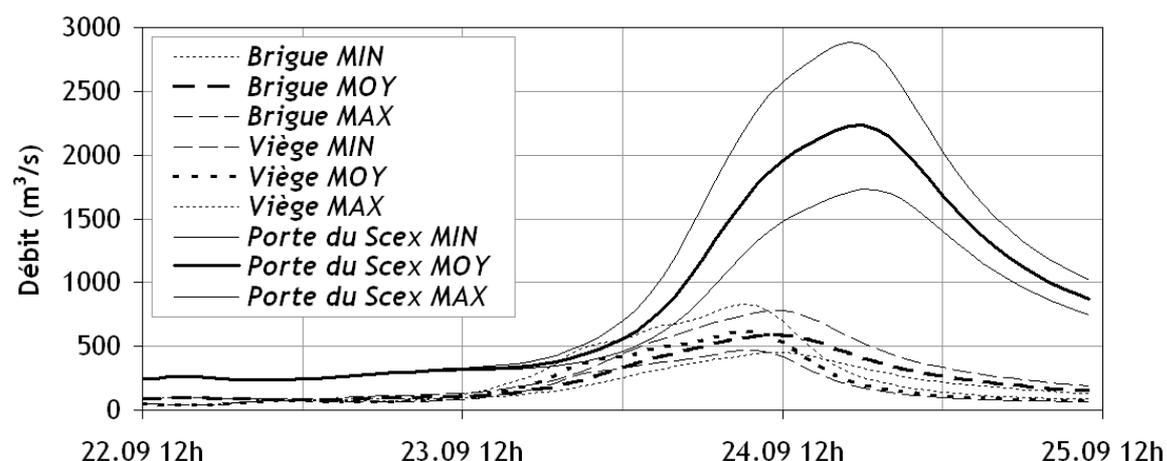


FIG. 7.16: Hydrogrammes sans aménagements prévus le 22.09.1993 à 12 h, scénarios de l'intervalle de confiance à 80%.

Résultats de l'optimisation

Pour chaque scénario considéré, l'optimisation a été réalisée avec les algorithmes *GP* et *MOO*. Le premier algorithme, utilisé dans le système opérationnel, fournit rapidement une solution, après 1 à 5 minutes sans ou avec optimisation des vidanges respectivement. L'algorithme génétique a besoin d'environ 20 h de calcul pour fournir une solution optimale (processeur *Pentium* de 3.40 GHz, 1 GB de mémoire vive).

Les opérations proposées par l'outil d'aide à la décision ont été validées par simulation avec *Routing System II*. La figure 7.17 présente les résultats de l'optimisation à la Porte du Scex, où sont calculés l'hydrogramme sans aménagements, la borne inférieure, les hydrogrammes optimisés sans utilisation des vidanges et validés ainsi que la somme des rejets des aménagements. Les indicateurs de performance sont également calculés entre les différents hydrogrammes (tableau 7.1) et permettent de chiffrer les différences entre hydrogrammes calculés dans l'outil d'optimisation et simulés, ainsi qu'entre les deux méthodes d'optimisation. Les résultats indiquent que la différence entre hydrogrammes optimisés calculés et simulés est très faible et l'erreur absolue moyenne ne dépasse pas $9 \text{ m}^3/\text{s}$, soit au maximum 0.6% du débit de pointe. Cette différence provient essentiellement du début de l'événement lorsque les débits simulés sont plus élevés que les débits calculés, car les conditions initiales dans les cours d'eau ne sont pas considérées dans l'outil d'optimisation. La différence entre les deux méthodes d'optimisation est par contre minime lorsque les vidanges ne sont pas utilisées pour les opérations préventives.

TAB. 7.1: Indicateurs de performance entre les différents hydrogrammes calculés et simulés. Le coefficient de Nash ainsi que l'erreur absolue moyenne (*RMSE*) sont utilisés.

Scénario	Nash			RMSE (m^3/s)		
	GP-RS2	MOO-RS2	GP-MOO	GP-RS2	MOO-RS2	GP-MOO
MIN	0.965	0.964	0.997	8.28	8.48	2.65
MIN + vid	0.969	0.962	0.989	6.63	7.42	4.26
MOY	0.981	0.981	1.000	8.62	8.66	0.78
MOY + vid	0.986	0.985	0.990	6.49	6.50	5.52
MAX	0.990	0.990	1.000	9.02	9.00	0.99
MAX + vid	0.990	0.987	0.993	7.75	8.11	6.02

TAB. 7.2: Synthèse des résultats de l'optimisation sans et avec utilisation des vidanges selon la méthode Goal Programming (*GP*) et algorithme génétique *MOO* pour la prévision du 22.09.1993 à 12 h.

No	Date	Scénario	Vid.	Qmax FJ	Qmax MOO	Coût FJ	Coût MOO	Δ (%)	Borne inf.
1	22.09.93 12h	MIN	NON	1392.20	1401.38	5.93E+06	5.78E+06	-0.655	-
2	22.09.93 12h	MIN	OUI	1338.70	1307.10	1.51E+06	1.25E+06	2.418	-
3	22.09.93 12h	MOY	NON	1879.38	1879.38	4.94E+07	4.93E+07	0.000	-
4	22.09.93 12h	MOY	OUI	1682.32	1608.32	2.34E+07	1.64E+07	4.601	QMOO
5	22.09.93 12h	MAX	NON	2497.32	2503.80	1.79E+08	1.74E+08	-0.259	-
6	22.09.93 12h	MAX	OUI	2211.00	2106.22	9.49E+07	8.17E+07	4.975	QMOO

Une synthèse des performances des deux algorithmes d'optimisation avec utilisation des vidanges est également présentée dans le tableau 7.2, où les débits de pointe ainsi que les fonctions objectives sont récapitulés. Les résultats confirment que l'algorithme *GP* parvient à la même solution optimale que *MOO* lorsque seules les turbines sont employées pour effectuer une opération préventive. Lorsque les vidanges sont employées, des différences sensibles apparaissent. Les limites de l'algorithme d'optimisation sont atteintes et l'hypothèse méthodologique propre au *pre-emptive goal programming* devient défavorable.

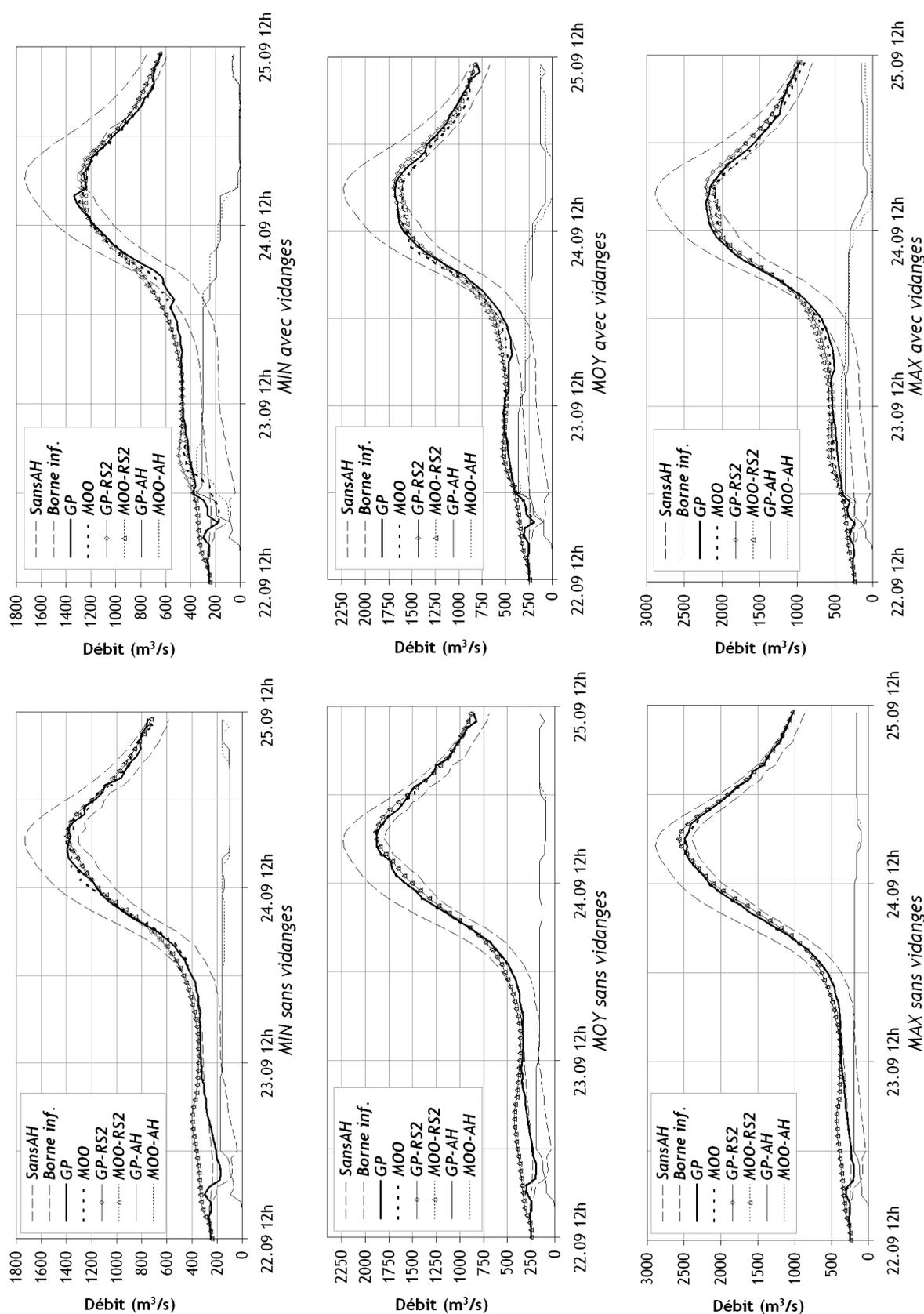


FIG. 7.17: Résultats de l'optimisation sur la base des prévisions du 22.09.1993 à 12h pour les scénarios *MIN*, *MOY* et *MAX* sans ou avec utilisation des vidanges. Les hydrogrammes sans aménagements, borne inférieure, optimisés avec *GP* et *MOO*, validés ainsi que la somme des rejets des aménagements sont présentés.

En effet, dans l'algorithme *GP*, les turbines sont optimisées avant les vidanges. Cela signifie que, pour la plupart des aménagements (sauf Mattmark et Emosson), les durées de turbinage sont fixées à la suite de l'optimisation du turbinage, et elles ne varient plus lors de l'optimisation des vidanges. Lors de cette phase, les durées de vidange sont ajustées (pour des durées de turbinage déterminées) dans l'optimisation locale, de manière à libérer un volume suffisant pour stocker les débits de crue dans la retenue. Du point de vue mathématique, il y a dépendance entre les variables liées au turbinage et celles liées à l'utilisation des vidanges. L'algorithme est par conséquent incapable de favoriser la vidange au détriment du turbinage, ce que permet par définition l'algorithme *MOO*, dans lequel toutes les 30 variables sont indépendantes.

Ce défaut de l'algorithme d'optimisation n'a toutefois que peu d'impact sur la prise de décision, pour trois raisons. D'abord, l'incertitude de la prévision hydrologique est si importante que l'éventuelle perte de performance de la gestion des aménagements lors d'une crue ne sera pas due à l'optimisation, mais bien à la décision prise sur la base de la prévision hydrologique. Ensuite, les décisions qui auront le plus d'impact sur les dégâts sont relatives à l'enclenchement ou le déclenchement des turbines et l'ouverture ou la fermeture des vidanges suffisamment tôt et non à l'ajustement précis des opérations. Enfin, la décision d'ouvrir les vidanges de fond est extrêmement difficile à prendre, car des dégâts seront créés à coup sûr à l'aval des aménagements en cas d'ouverture importante des vannes. Elle ne sera donc prise qu'en dernier recours, lorsque l'incertitude relative à la prévision hydrologique sera réduite, et sortira du cadre de l'optimisation.

Analyse de sensibilité

Les risques lors d'une optimisation déterministe sont en général liés à l'incertitude des données d'entrée. En effet, la solution optimale est susceptible de varier considérablement en cas de faible variation des données d'entrée, qui sont ici les hydrogrammes aux objectifs et les volumes entrants dans les retenues. Une analyse de sensibilité permet donc de mieux cerner ces risques en étudiant la variabilité de la solution optimale pour différents scénarios hydrologiques.

La prévision du 22.09.1993 à 12h a donc été utilisée comme référence, et les scénarios associés sont ceux présentés au paragraphe précédent. La figure 7.18 illustre les opérations de turbinage préventif associées à ces trois scénarios hydrologiques. Malgré une fourchette d'incertitude hydrologique de l'ordre de 50% autour du débit de pointe moyen (figure 7.16), les différences entre les opérations de turbinage préventif sont relativement faibles. En effet, seules les opérations préventives des aménagements de Mauvoisin et de Pallazuit (dans une moindre mesure) diffèrent selon le scénario hydrologique.

Les débits sortants des retenues par turbinage et déversement sont mis en relation avec les hydrogrammes optimaux dans le Rhône à la Porte du Scex (figure 7.19). Selon le scénario calculé, les rejets totaux à la Porte du Scex varient entre 250 et 500 m³/s. Cependant, ces différences proviennent essentiellement des déversements qui se produisent lors de la pointe de la crue. A nouveau, les rejets calculés avant la montée de la crue (48 premières heures) sont similaires entre les différents scénarios.

Sur la base de ces prévisions, le choix des opérations préventives est facilité lorsque pour chaque scénario la consigne optimale ne varie pas. C'est le cas ici pour la plupart des aménagements dont le turbinage préventif optimal est très peu sensible à la prévision. Dans le cas de l'aménagement de Mauvoisin, le choix de turbiner ou de ne pas turbiner est par contre directement lié à l'appréciation du risque du décideur. En effet, dans le scénario *MIN*, aucun turbinage préventif ne semble nécessaire, alors qu'une opération de

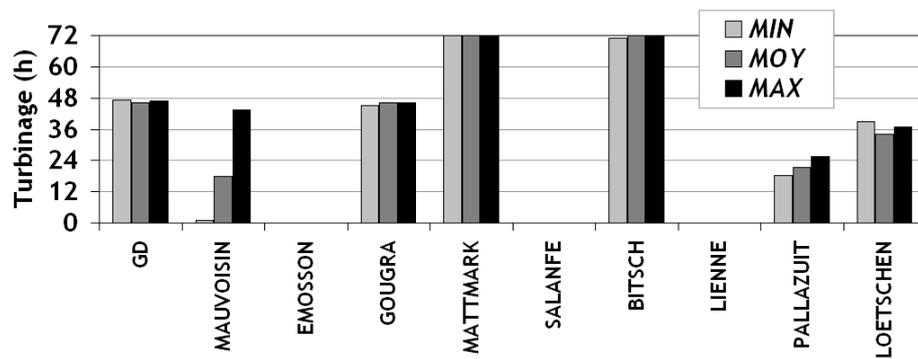


FIG. 7.18: Opérations de turbinage préventif associées aux 3 scénarios hydrologiques, prévision du 22.09.1993 à 12h.

18 h est déjà nécessaire pour le scénario *MOY* et 44 h pour le scénario *MAX*. Des nouveaux éléments doivent alors être intégrés dans la réflexion afin de permettre la meilleure prise de décision possible. Parmi ceux-ci, il convient de noter que l'aménagement de Mauvoisin prévoit certainement de produire de l'électricité dans cette fenêtre de 44 h avant la crue. Il s'agit donc de s'assurer qu'une production de 18 h au minimum soit effectuée dans cette fenêtre horaire pour que l'opération préventive des scénarios *MIN* et *MOY* soit réalisée. Il s'agira ensuite de vérifier que l'heure d'arrêt du turbinage soit également respectée. Enfin, le suivi en temps réel des mesures de débit, de précipitations et des températures ainsi que le renouvellement des prévisions toutes les 12 h permettent d'adapter la stratégie et de limiter l'impact de mauvaises décisions.

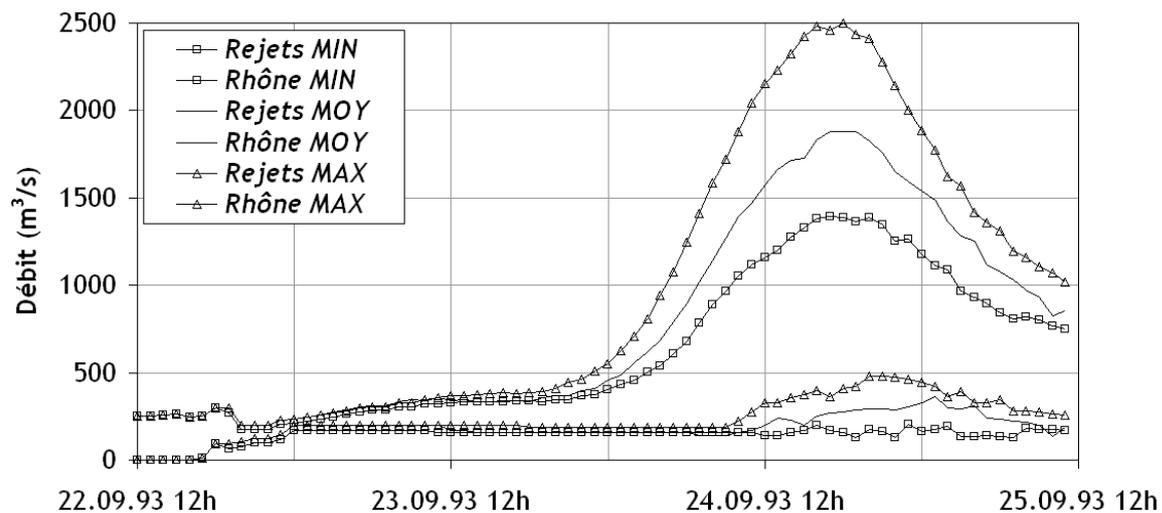


FIG. 7.19: Hydrogrammes rejetés par les aménagements et totaux à la Porte du Scex pour trois scénarios hydrologiques, prévision du 22.09.1993 à 12h.

Analyse de sensibilité avec optimisation des vidanges

L'objectif de cette analyse est similaire au précédent, mais l'utilisation des vidanges et des ouvrages vannés est possible si nécessaire pour l'abaissement préventif plus rapide du niveau d'eau dans les retenues. Les consignes optimales sont présentées à la figure 7.20 où la durée minimale de vidange est également fournie. Les résultats indiquent à nouveau une faible sensibilité des consignes optimales à l'incertitude hydrologique. Les aménagements Grande Dixence, Mauvoisin, Emosson, Salanfe, Lienne et Pallazuit n'ont de toute évidence pas besoin d'utiliser leurs organes de vidange, tandis que les aménagements Mattmark, Bitsch,

Lötschen et éventuellement Gougra en auraient l'usage. Des indications supplémentaires peuvent être tirées des hydrogrammes présentés à la figure 7.21, où la fenêtre horaire de 36 à 48 heures avant la pointe de crue peut être exploitée pour effectuer les opérations préventives. Pour tous les scénarios, les débits évacués atteignent $360 \text{ m}^3/\text{s}$ pendant une durée de 24 à 36 h et permettent une réduction du débit de pointe dans le Rhône sans provoquer de déversements importants des retenues. Le gain en sécurité, grâce à l'utilisation des ouvrages de vidange pour l'abaissement préventif du niveau d'eau, peut être conséquent : il suffit, pour s'en convaincre, de comparer les hydrogrammes à la Porte du Scex avec ceux présentés à la figure 7.19 et d'observer que les débits de pointe avec utilisation des vidanges sont près de $300 \text{ m}^3/\text{s}$ inférieurs à ceux obtenus sans leur utilisation. Cette réduction correspond à un gain de 10% à 12% sur le débit de pointe.

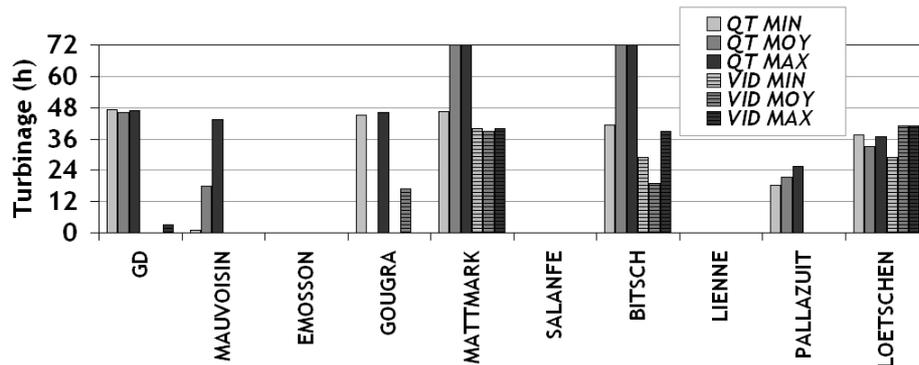


FIG. 7.20: Opérations de turbinage et vidange préventifs associées aux 3 scénarios hydrologiques, prévision du 22.09.1993 à 12h.

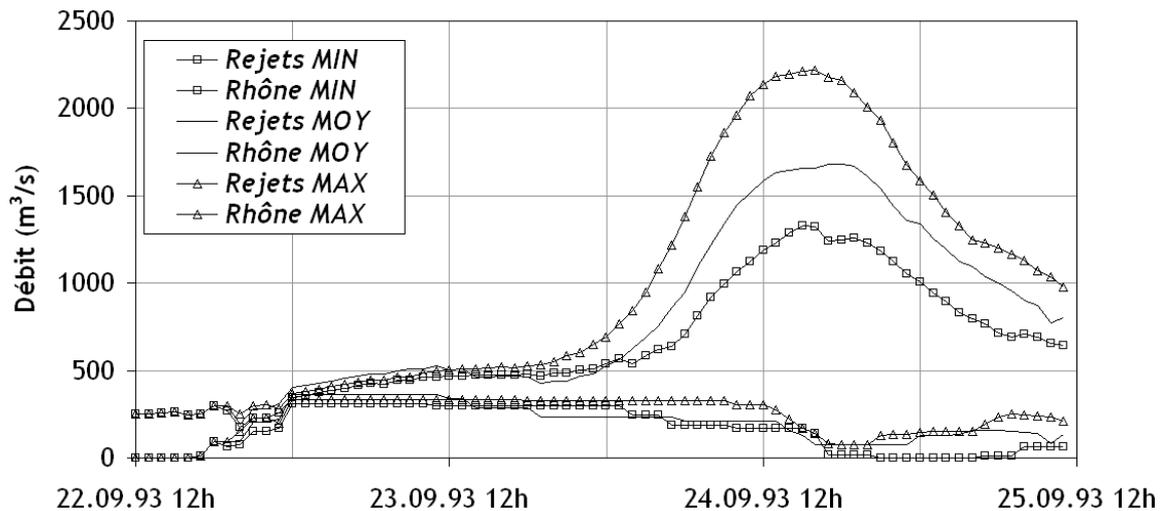


FIG. 7.21: Hydrogrammes rejetés par les aménagements et totaux à la Porte du Scex pour trois scénarios hydrologiques, prévision du 22.09.1993 à 12 h, avec optimisation des vidanges.

7.3.3 Performance opérationnelle du système d'aide à la décision

Ce chapitre traite du processus de décision tout au long d'un événement de crue durant plusieurs jours et de l'impact des décisions prises sur la protection du bassin versant. L'analyse est toujours appliquée à la crue de septembre 1993 et les prises de décisions se sont déroulées comme suit :

1. Prévision du 22.09.93 à 12 h et décision
2. Prévision du 23.09.93 à 00 h et décision
3. Prévision du 23.09.93 à 12 h et décision
4. Prévision du 24.09.93 à 00 h et décision
5. Mise à jour du 24.09.93 à 06 h et décision
6. Prévision du 24.09.93 à 12 h et décision
7. Mise à jour du 24.09.93 à 15 h et décision
8. Mise à jour du 24.09.93 à 18 h et décision
9. Mise à jour du 24.09.93 à 21 h et décision

Le tableau 7.3 synthétise les principales variables liées aux aménagements hydroélectriques. Le niveau (Niv) et le volume disponible (V disp) présentent l'état actuel de la retenue principale de chaque aménagement, le volume de turbinage préventif (V TP) et le volume entrant (V in) permettent de déterminer le nouvel état actuel lors de la période de simulation suivante. Le volume de turbinage préventif est de plus l'indicateur de la décision prise pour un aménagement.

Il est ensuite nécessaire de comparer les hydrogrammes *observés*, *optimaux* et *opérationnels* pour déterminer la performance du système d'aide à la décision. Les hydrogrammes *optimaux* correspondent aux opérations préventives optimales à prévisions parfaites tandis que les hydrogrammes *opérationnels* correspondent aux opérations préventives qui auraient effectivement pu être effectuées avec l'information prévisionnelle disponible. La figure 7.22 illustre les différents hydrogrammes et rejets à la Porte du Scex en fonction de l'information disponible. Les résultats indiquent que sur la base des prévisions hydro-météorologiques réelles, les décisions conduisant à une consigne optimale auraient été prises. En effet, les décisions de turbiner dès le 22.09.1993 à 12 h sur Grande Dixence, Mauvoisin, Gougna, Mattmark, Bitsch, Pallazuit et Lötschen étaient adéquates. Cela aurait permis l'arrêt des opérations préventives dès le 24.09.1993 à 15 h (basé sur l'analyse des mesures de débit) et la protection maximale du Rhône et de ses principaux affluents pendant la pointe de la crue (nuit du 24 au 25.09.1993).

Dans ce cas, la performance opérationnelle du système d'aide à la décision est conforme à sa performance théorique.

7.3.4 Conclusions - Crue de septembre 1993

La prévision hydrologique est soumise à une importante incertitude. En effet, il n'est pas impossible d'obtenir une erreur totale de prévision de l'ordre de 100% 60 h avant la pointe de la crue. Toutefois, les prévisions hydrologiques de la crue de septembre 1993 se sont améliorées au cours du temps et les prévisions calculées 48 h à l'avance étaient déjà de très bonne qualité. Lors de cet événement, la procédure de mise à jour des variables d'état du modèle hydrologique aurait également amélioré la qualité des prévisions, surtout pour des horizons de prévision de 48 à 72 h.

L'algorithme d'optimisation est performant, puisqu'il est capable en quelques dizaines de secondes de fournir une solution de qualité similaire à celle obtenue à la suite d'un algorithme évolutif nécessitant un dizaine d'heures de calcul. La performance de l'outil d'optimisation est un peu moins bonne lorsque la situation prévue est trop extrême et que les vidanges doivent être également optimisées. Par ailleurs, cette incertitude est faible en regard de

TAB. 7.3: Récapitulatif des variables liées aux aménagements hydroélectriques lors de l'optimisation des opérations préventives, simulations débutant le 22.09.1993 à 12 h.

	GD	FMM	ESA	FMG	KWM	Sal	EM	EL	GSB	KWL
22.09.93 12 h										
Niv	2362.3	1972.0	1925.8	2248.9	2194.4	1908.7	1433.0	1775.0	1808.0	1306.0
V disp	7.40	6.30	13.00	0.37	4.60	26.07	0.72	1.66	1.33	0.44
V TP	2.38	1.19	0.00	0.52	0.86	0.00	2.38	0.00	0.43	0.92
V in	3.68	1.03	0.88	0.08	0.82	0.09	0.88	0.00	0.12	0.37
23.09.93 00 h										
Niv	2362.5	1971.9	1926.1	2247.9	2194.4	1908.7	1425.1	1775.0	1807.5	1298.3
V disp	6.09	6.46	12.12	0.81	4.64	25.98	2.21	1.66	1.64	0.99
V TP	2.38	1.19	0.00	0.52	0.86	0.00	2.38	0.00	0.43	0.92
V in	4.73	1.33	1.15	0.31	2.08	0.10	1.08	0.00	0.22	0.53
23.09.93 12 h										
Niv	2363.1	1972.0	1926.5	2247.7	2195.1	1908.8	1417.3	1775.0	1807.2	1291.0
V disp	3.74	6.32	10.97	1.02	3.42	25.88	3.51	1.66	1.86	1.38
V TP	2.38	0.00	0.00	0.52	0.86	0.00	2.38	0.00	0.14	0.92
V in	4.27	1.30	1.38	0.53	1.93	0.10	1.34	0.00	0.29	0.60
24.09.93 00 h										
Niv	2363.6	1972.6	1926.9	2247.8	2195.7	1908.9	1410.1	1775.0	1807.4	1281.7
V disp	1.85	5.02	9.59	1.01	2.36	25.78	4.54	1.66	1.71	1.70
V TP	1.19	0.00	0.00	0.26	0.43	0.00	1.19	0.00	0.22	0.46
V in	2.15	1.24	0.99	0.27	1.76	0.07	0.76	0.00	0.16	0.26
24.09.93 06 h										
Niv	2363.8	1973.2	1927.3	2247.8	2196.5	1909.0	1406.8	1775.0	1807.3	1280.0
V disp	0.88	3.78	8.60	0.99	1.03	25.71	4.97	1.66	1.77	1.90
V TP	1.85	5.02	9.59	1.01	2.36	25.78	4.54	1.66	1.71	1.70
V in	-0.71	2.25	7.37	0.96	-0.56	25.56	5.20	1.66	1.43	2.02
24.09.93 12 h										
Niv	2364.0	1973.9	1927.7	2247.8	2197.0	1909.1	1405.0	1775.0	1807.9	1280.0
V disp	-0.71	2.25	7.37	0.96	-0.56	25.56	5.20	1.66	1.43	2.02
V TP	0.59	0.30	0.00	0.00	0.22	0.00	0.59	0.00	0.00	0.23
V in	1.46	0.63	0.61	0.10	0.67	0.08	0.56	0.00	0.25	0.33
24.09.93 15 h										
Niv	2364.0	1974.0	1927.9	2247.9	2197.0	1909.1	1404.7	1775.0	1808.2	1280.0
V disp	-1.57	1.91	6.76	0.86	-1.01	25.48	5.23	1.66	1.18	1.92
V TP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
V in	1.40	0.52	0.59	0.09	0.49	0.07	0.70	0.00	0.27	0.60
24.09.93 18 h										
Niv	2364.0	1974.3	1928.0	2247.9	2197.0	1909.2	1410.2	1775.0	1808.6	1292.2
V disp	-2.97	1.39	6.17	0.77	-1.50	25.41	4.53	1.66	0.91	1.32
V TP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
V in	1.28	0.43	0.55	0.09	0.31	0.05	0.76	0.00	0.20	0.55
24.09.93 21 h										
Niv	2364.0	1974.5	1928.2	2248.0	2197.0	1909.2	1415.6	1775.0	1809.0	1301.6
V disp	-4.25	0.96	5.62	0.68	-1.81	25.36	3.77	1.66	0.71	0.77
V TP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
V in	1.10	0.47	0.69	0.11	0.37	0.06	1.16	0.00	0.16	0.54
25.09.93 00 h										
Niv	2364.0	1974.7	1928.5	2248.1	2197.0	1909.3	1422.8	1775.0	1809.2	1308.5
V disp	-5.35	0.49	4.93	0.57	-2.18	25.30	2.61	1.66	0.55	0.23
V TP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
V in	1.00	0.41	0.65	0.07	0.37	0.05	1.19	0.00	0.12	0.41
V disp	-6.35	0.08	4.28	0.50	-2.34	25.25	1.42	1.66	0.43	-0.18

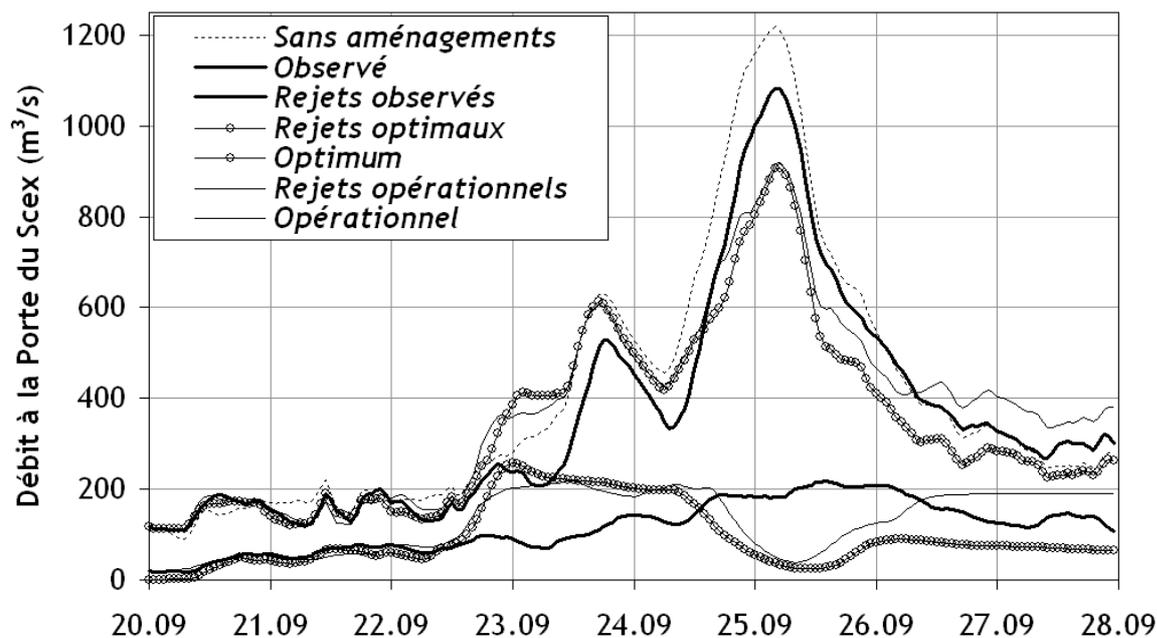


FIG. 7.22: Comparaison entre hydrogrammes et rejets sans aménagements, observés, optimaux et opérationnels.

l'incertitude de la prévision hydrologique. Cependant, les opérations proposées par cet outil permettent de réduire significativement les débits dans le Rhône même en cas de crue "extrême".

L'analyse de sensibilité montre que la solution ne varie que peu en fonction de l'incertitude hydrologique et que certaines situations douteuses peuvent être réglées par une exploitation normale de la retenue et évitent une prise de risque excessive au décideur. L'utilisation de nouvelles prévisions toutes les 12 h permet enfin d'ajuster la stratégie de gestion des crues en consultant les dernières informations disponibles.

Enfin, la performance opérationnelle du système est excellente. En effet, les décisions prises sur la base des prévisions hydrologiques auraient conduit à l'opération optimale des aménagements hydroélectriques lors de la crue de septembre 1993, malgré des erreurs de prévision hydrologique importantes. Cela confirme la robustesse du modèle d'optimisation, capable d'identifier les aménagements critiques pour la protection contre les crues, même si d'importantes erreurs dans les inputs sont à attendre. Il convient néanmoins de rappeler que dans les dégâts liés aux débordements de la Saltina à Brigue n'auraient pas pu être évités, car aucune retenue importante ne se trouve en amont de ce cours d'eau.

7.4 Crue d'octobre 2000

Le dimanche 15 octobre 2000, le Valais se réveilla les pieds dans l'eau et les larmes aux yeux. Les intenses précipitations qui avaient débuté à nouveau dans la région du Simplon le vendredi 13 octobre s'étaient répandues sur tout le bassin versant du Rhône et provoquèrent de nombreux dommages aux biens et causèrent la mort de 16 personnes en différents lieux. Dans la région du Simplon tout d'abord, une coulée de boue traversa le village de Gondo et emporta plusieurs personnes. Puis ce fut au tour de Stalden à l'amont de Viège de subir une lave torrentielle également mortelle. Juste en face, le village de Baltschieder se retrouva

recouvert de 1 à 2 mètres de sédiments déposés par le torrent du Baltschiederbach sorti de son lit. Toute cette eau ne put bien entendu pas être totalement transportée par le Rhône, dont les digues se rompirent à la hauteur de Chamoson à l'aval de Sion et provoquèrent l'inondation de la plaine. Les dégâts continuèrent à être recensés à Martigny lorsque la Dranse déborda à l'entrée de la ville, puis dans le Chablais vaudois situé juste à l'amont de l'embouchure du fleuve dans le Léman. Les dégâts assurés totaux se sont montés à plus de CHF 500 Mio (OFEG, 2002). Si ces événements tragiques marquèrent les esprits, il convient de se rappeler que les habitants de la vallée d'Aoste, au Sud de la crête principale des Alpes, payèrent un tribut encore plus lourd au ciel déchaîné.

Les intenses précipitations provenant de masses humides issues de la mer Adriatique furent associées à des températures relativement élevées, puisque l'isotherme 0 °C se situait autour de 2700 m s.m. Du 13.10.2000 au 15.10.2000, 646 mm furent mesurés à Simplon-Dorf, 511 mm à Binn, 377 mm à Robiei, 245 mm au Gd-St-Bernard, mais encore 75 mm à Sion et à Martigny. Contrairement à l'événement de 1993 où les précipitations se produisirent surtout dans les vallées de la Viège et de Conches, les intempéries frappèrent tout le Valais. La figure 7.23 illustre la distribution spatiale des précipitations cumulées sur 72 h du 13.10.2000 au 15.10.2000.

Les précipitations ont débuté le 13 octobre et ont connu deux périodes intenses d'abord dans la journée de 13 où il neigea en altitude, puis dans la nuit du 14 au 15 octobre (figure 7.25). La fonte de la neige associée à ces fortes pluies augmenta fortement le ruissellement, qui fut heureusement réduit dans la vallée de la Viège grâce au refroidissement de 2-4°C durant la nuit du 14 au 15.

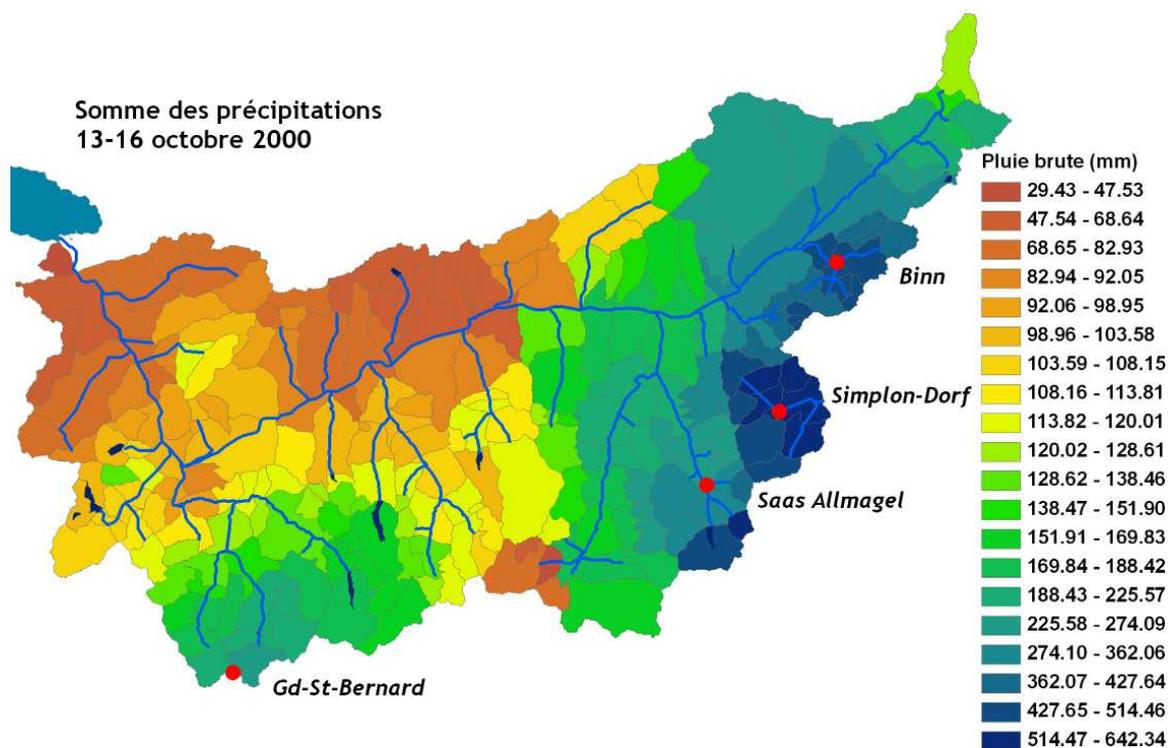


FIG. 7.23: Carte des précipitations totales mesurées du 13 au 15 octobre 2000.

Les débits mesurés dans les principaux affluents ont été particulièrement élevés (figure 7.24) : 545 m³/s à Brigue, 188 m³/s à Viège, mais surtout 166 m³/s (pointe estimée à 200 m³/s) à

Martigny, 905 m³/s à Sion et 1360 m³/s à la Porte du Scex. Les temps de retour ont été d'environ 100 ans à Martigny, Sion et à la Porte du Scex.

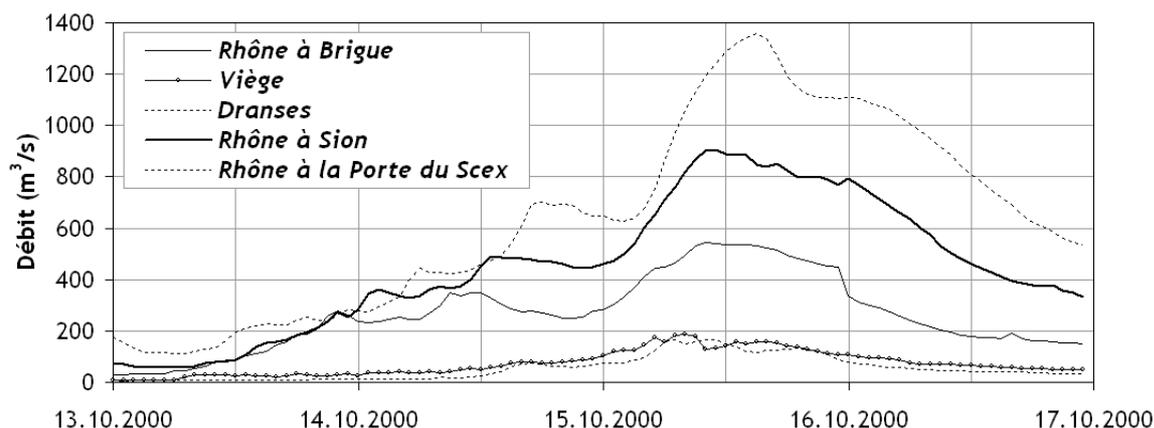


FIG. 7.24: Mesures de débit à Brigue, Viège, Martigny-Dranses, Sion et à la Porte du Scex, 13-16 octobre 2000.

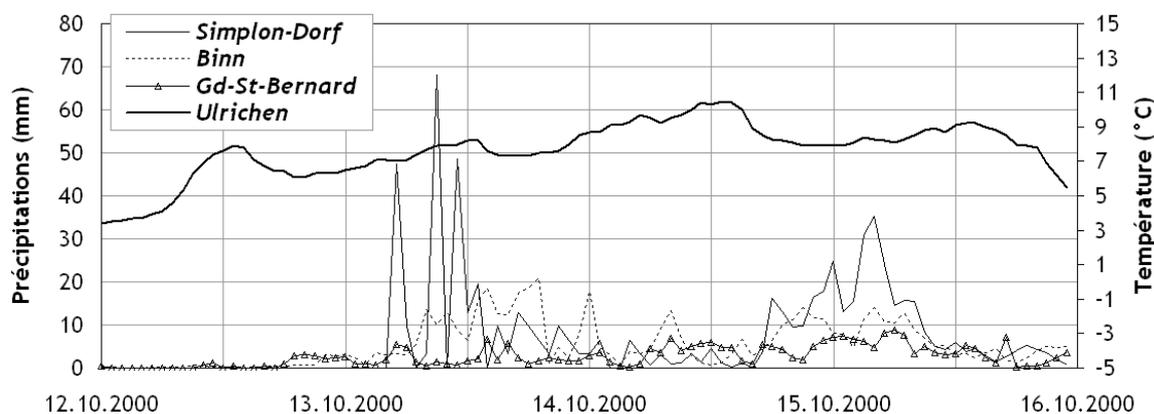


FIG. 7.25: Mesures de précipitations à Simplon-Dorf, Binn et Gd-St-Bernard, mesures de températures à Ulrichen, 12-15 octobre 2000.

A nouveau, des fortes crues se sont produites en automne à la suite d'une situation de barrage durablement installée sur la crête principale des Alpes. Les précipitations réparties sur tout le bassin versant ont atteint des valeurs encore jamais mesurées dans le Sud-Est du bassin versant. Les retenues alpines étaient à nouveau presque pleines et leur influence, bien que bénéfique pour la protection contre les crues, ne fut pas optimale. Les paragraphes suivants présentent donc les apports d'un modèle de prévision hydrologique couplé à un outil d'aide à la décision pour l'opération des aménagements hydroélectriques lors des crues.

7.4.1 Prévisions hydrologiques lors de la crue d'octobre 2000

Comme dans le chapitre consacré à la crue de septembre 1993, la performance du modèle hydrologique est présentée sur la base des prévisions hydro-météorologiques du modèle aLMo (Kaufmann et al., 2003) version opérationnelle 2005 de MétéoSuisse, dont les conditions de bord provenaient des archives du modèle météorologique européen ECWFMF. 7 prévisions différentes de 72 heures chacune ont été utilisées, dont les dates de début de simulation étaient :

- 12.10.2000 00 h
- 12.10.2000 12 h
- 13.10.2000 00 h
- 13.10.2000 12 h
- 14.10.2000 00 h
- 14.10.2000 12 h
- 15.10.2000 00 h

Les résultats des prévisions hydrologiques synthétisés sont présentés à la figure 7.26. A nouveau, les indicateurs de Nash, rapport des volumes et rapport des débits de pointe sont utilisés. Ils sont calculés à chaque fois sur les 72 h de la prévision, sauf la référence, calculée du 13.09.93 à 00 h au 16.09.93 à 00 h. Les valeurs sont calculées par la moyenne arithmétique des 26 points de contrôle choisis (chapitre 4).

Les résultats montrent qu'en moyenne les prévisions ont toujours été relativement conformes à la réalité des observations. En effet, malgré une légère surestimation des débits maximaux lors des premières prévisions des 12.10.2000 à 00 h jusqu'au 13.10.2000 à 00 h, les rapports des volumes étaient en moyenne proches de 1. Si l'on analyse cependant les hydrogrammes prévus à la Porte du Scex sans mise à jour du modèle hydrologique (figure 7.27), il semble que le modèle ait d'abord généré une montée en crue trop tôt (prévisions du 12.10.2000 à 00 h et 12 h), puis sous-estimé le débit de pointe.

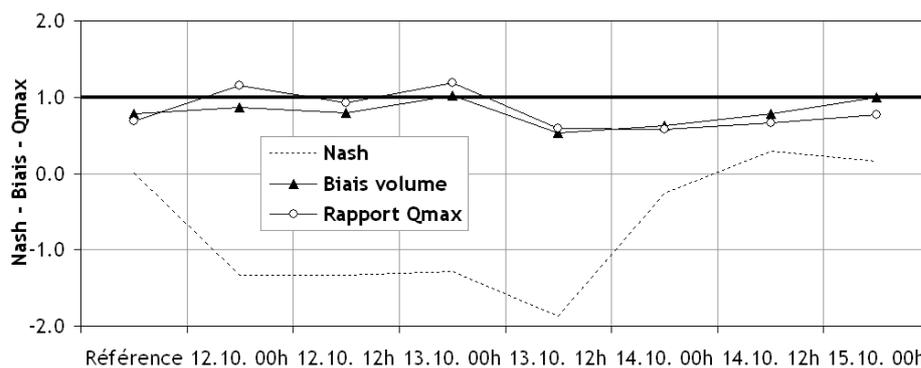


FIG. 7.26: Synthèse de la performance du modèle de prévision hydrologique pour la crue d'octobre 2000.

Il est maintenant intéressant d'analyser la performance des prévisions hydro-météorologiques par comparaison entre volumes précipités prévus et observés pour les 7 prévisions disponibles (figure 7.28). On observe que les volumes précipités prévus ont d'abord été fortement surestimés sur la période du 14.10. à 00 h au 15.10. à 12 h par toutes les prévisions disponibles. Les différences se situaient entre 15 et 30 mm sur 12 h. Ensuite, elles ont toutes été revues à la baisse pour sous-estimer la précipitation totale de près de 50 mm le 15.10. à 12 h. La fin de l'épisode de précipitations est par contre bien modélisé. Au vu de ces résultats, il semble qu le modèle de prévision météorologiques ait surtout considéré la période des fortes précipitations environ 24 h en avance, car les volumes totaux et l'allure des courbes des volumes ressemblent bien à la courbe des observations. Il n'a donc pas produit un fort biais. La meilleure prévision semble être celle du 13.10. à 00 h, avec une faible surestimation du volume précipité de moins de 5 mm pour les 12 h précédant le 15.10. à 12 h. Cette prévision a d'ailleurs permis de réaliser une excellente prévision hydrologique (figure 7.27), où la montée en crue est bien représentée par le modèle hydrologique et où le débit de pointe dépasse le débit observé de $124 \text{ m}^3/\text{s}$, soit 9% d'excès.

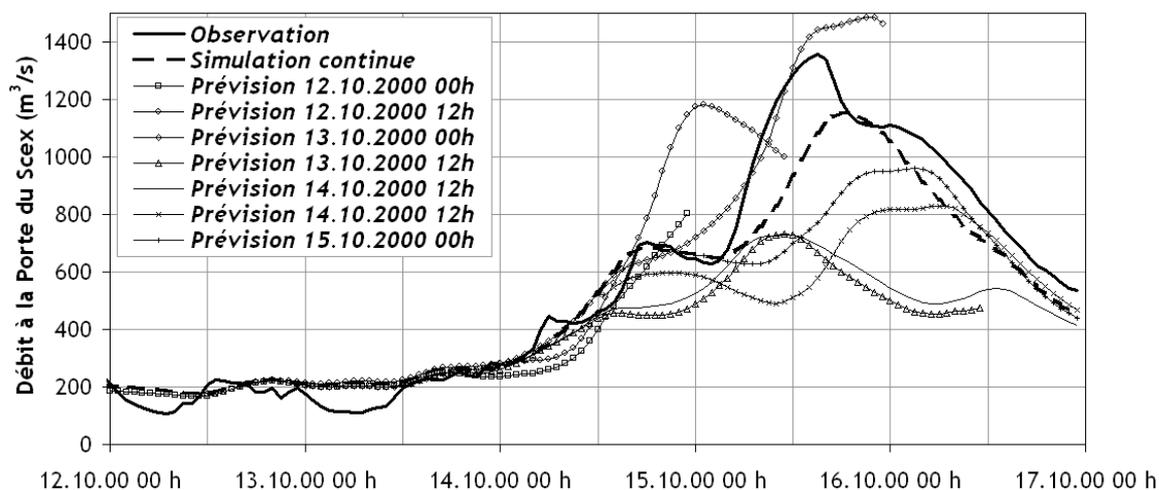


FIG. 7.27: Prédiction hydrologique à la Porte du Scex, prévisions du 12 au 16 octobre 2000, sans mise à jour du modèle hydrologique.

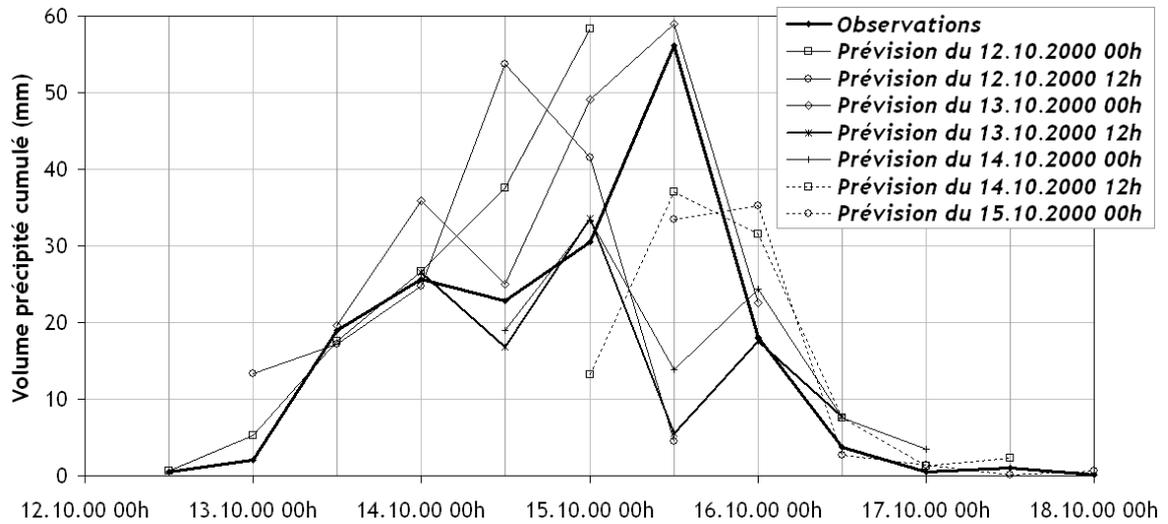
L'analyse spatiale des différences entre précipitations cumulées et températures moyennes prévues et observées est présentée aux figures 7.29 et 7.30. Ces différences sont moins marquées que lors de l'événement de crue de septembre 1993. En effet, les prévisions de précipitations du 12.10.2000 à 00 h étaient légèrement surestimées (20% à 40% en Haut-Valais, plus de 100% en Valais central), mais les températures prévues étaient relativement conformes aux observations. La prévision météorologique du 13.10.2000 à 00 h est celle qui présente la meilleure adéquation avec les observations. C'est d'ailleurs cette prévision qui a conduit à la meilleure estimation du débit à la Porte du Scex. La surestimation des précipitations est ici située entre 0% et 20% sur une grande partie du bassin versant, et les températures prévues en altitude (bassins versants glaciaires) sont très proches des températures mesurées. La prévision du 15.10.2000 à 00 h a par contre systématiquement sous-estimé tant les précipitations que les températures, ce qui a conduit naturellement à une importante sous-estimation du débit dans le Rhône.

La procédure de mise à jour du modèle hydrologique n'apporte pas d'amélioration significative à la prévision de débit dans le Rhône (figure 7.31). En effet, comme illustré à la figure 7.32, les indicateurs de performance moyens sont similaires à ceux obtenus sans filtrage. Cette similitude signifie que les conditions initiales des réservoirs des modèles hydrologiques étaient très bien estimées par le modèle de simulation continue et que le filtrage n'était pas indispensable. En outre, la prévision hydrologique du 13.10. à 00 h a été fortement dégradée par la procédure.

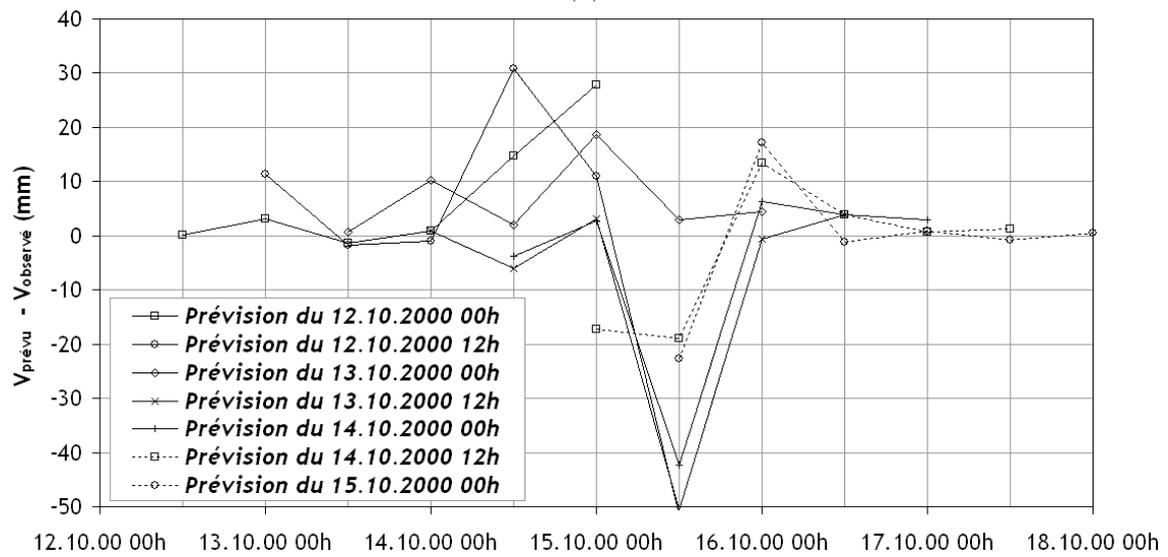
7.4.2 Performance opérationnelle du système d'aide à la décision

Ce chapitre présente l'analyse de l'événement de crue d'octobre 2000 du point de vue de la gestion des aménagements hydroélectriques en se concentrant sur la performance opérationnelle du modèle d'aide à la décision. La validation de l'algorithme d'optimisation par comparaison avec un algorithme évolutif n'est pas présentée ici, car elle a déjà été effectuée pour le modèle théorique et pour la crue de septembre 1993.

L'analyse a de nouveau été effectuée en admettant une prévision hydrologique réelle, c'est-à-dire obtenue avec des re-simulations des intempéries par le modèle aLMo sur la base des

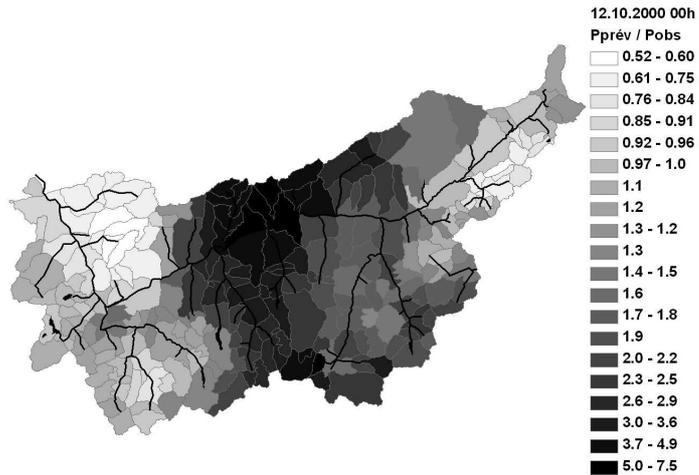


(a)

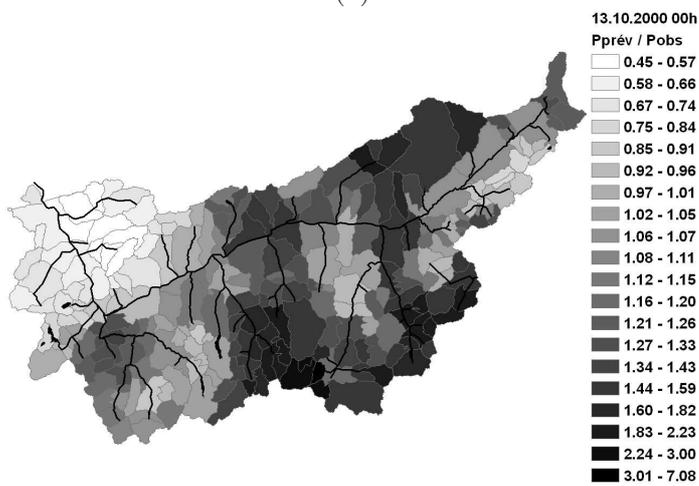


(b)

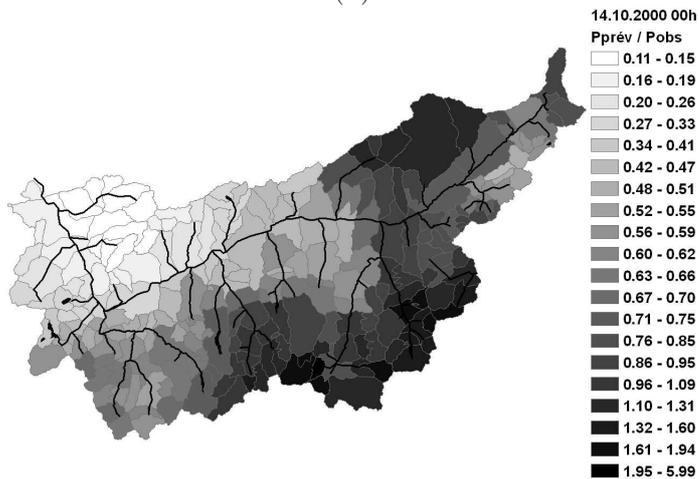
FIG. 7.28: Comparaison entre volumes précipités cumulés sur 12 h prévus et observés (Hernandez, 2006). (a) Volumes totaux cumulés sur l'entier du bassin versant du Rhône supérieur, cumul effectué sur les 12 h précédant le point de calcul. (b) Différence entre volumes prévus et observés.



(a)



(b)

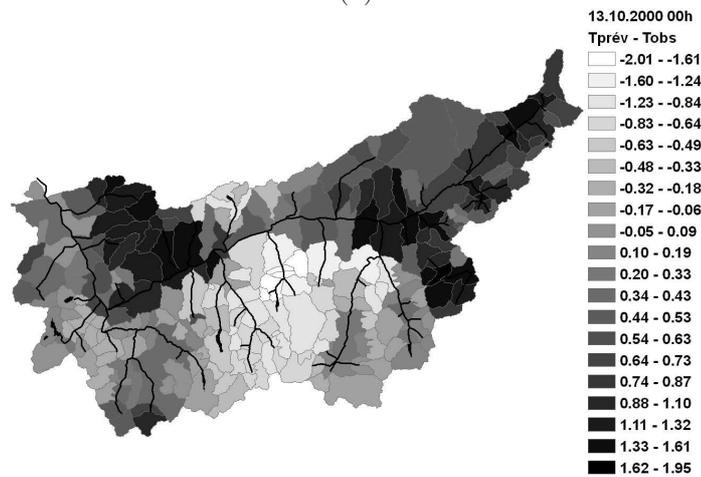


(c)

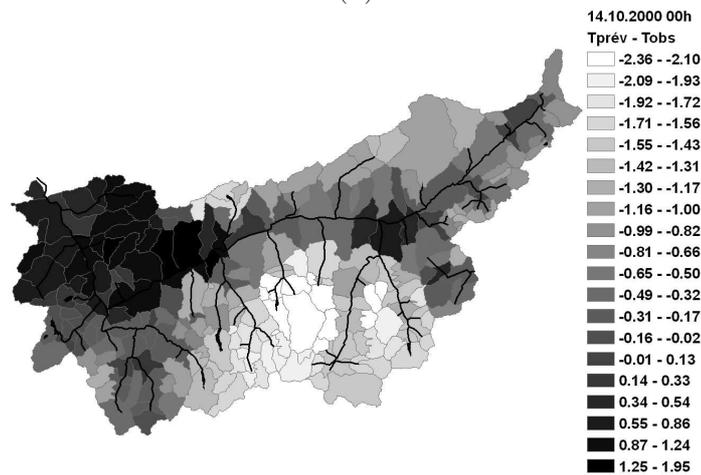
FIG. 7.29: Répartition spatiale des différences entre valeurs prévues et observées sur la durée d'une prévision. (a) Précipitations totales du 12.10.00 00h au 15.10.00 00h. (b) Précipitations totales du 13.10.00 00h au 16.10.00 00h. (c) Précipitations totales du 14.10.00 00h au 17.10.00 00h.



(a)



(b)



(c)

FIG. 7.30: Répartition spatiale des différences entre valeurs prévues et observées sur la durée d'une prévision. (a) Températures moyennes du 12.10.00 00 h au 15.10.00 00 h. (b) Températures moyennes du 13.10.00 00 h au 16.10.00 00 h. (c) Températures moyennes du 14.10.00 00 h au 17.10.00 00 h.

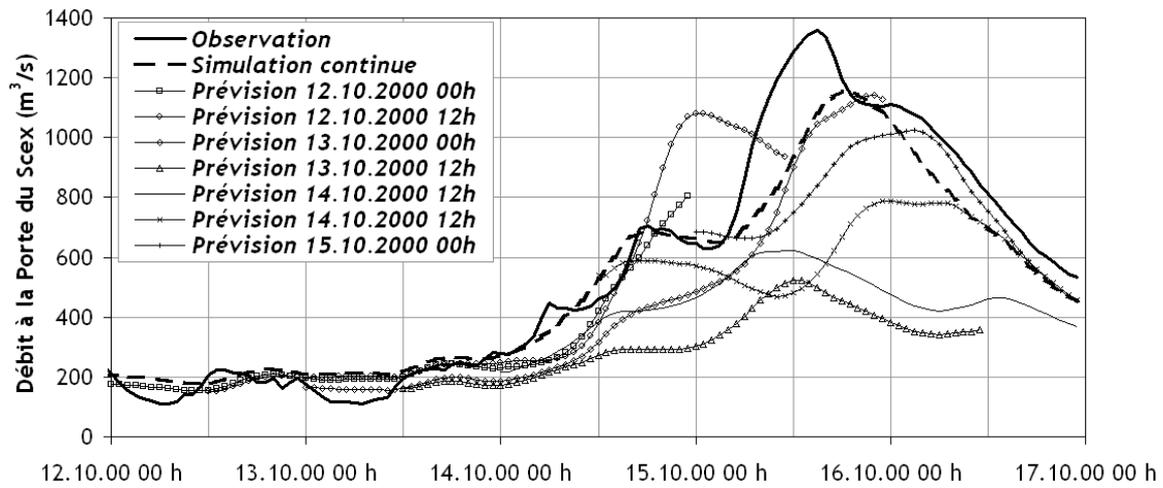


FIG. 7.31: Prédiction hydrologique à la Porte du Scex, prévisions du 12 au 16 octobre 2000, avec mise à jour du modèle hydrologique.

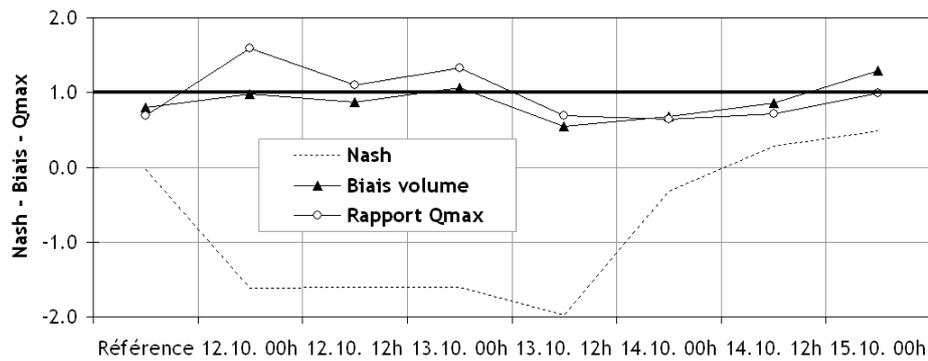


FIG. 7.32: Synthèse de la performance du modèle de prédiction hydrologique pour la crue d'octobre, avec mise à jour du modèle hydrologique.

conditions de bord provenant du modèle ECMWF. Les étapes de simulation et de décisions se sont déroulées comme suit :

1. Prévision du 13.10.00 à 00 h et décision
2. Prévision du 13.10.00 à 12 h et décision
3. Prévision du 14.10.00 à 00 h et décision
4. Prévision du 14.10.00 à 12 h et décision
5. Prévision du 15.10.00 à 00 h et décision
6. mise à jour du 15.10.00 à 06 h et décision
7. prévision du 15.10.00 à 12 h et décision

Le tableau 7.5 présente la situation des principales retenues d'accumulation toutes les 12 h. Pour rappel, les décisions ont été prises dans cette analyse sur la base des prévisions hydrologiques (incluant les prévisions météorologiques), mais la situation des aménagements à la fin de chaque période de 12 h a été évaluée en fonction des volumes effectivement entrés dans les retenues, conformément à ce qui se passerait en réalité.

Les résultats indiquent que lors de la crue d'octobre 2000 seule 4 aménagements devaient effectuer un abaissement préventif du plan d'eau. Il s'agissait des aménagements Mattmark (KWM), Bitsch (EM), Lötschen (KWL) et dans une moindre mesure Pallazuit (GSB). Le turbinage effectué suffisamment tôt à partir de ces retenues permettait alors de garantir un remplissage optimal à la fin de la crue tout en assurant la protection des cours d'eau situés à l'aval. Seule la retenue de Ferden (aménagement Lötschen) était en situation de surverse à la à partir du 15.10.2000 à 02 h, son volume de stockage total étant relativement peu important (1.7 Mio m³).

Sur la base des observations, d'autres décisions pouvaient être prises qui assuraient la réduction du débit dans le Rhône : dès le 15.10.2000 à 06h, il était indispensable d'arrêter toute production d'électricité sur les aménagements dont le volume de stockage résiduel était suffisant (ce qui n'a pas systématiquement été fait lors de la crue). Il s'agissait alors de Grande Dixence (GD), Mauvoisin (FMM), Emosson (ESA), Gouggra (FMG), Salanfe (Sal) et Lienne (EL), en plus des aménagements Mattmark et Bitsch, dont les niveaux avaient été suffisamment abaissés. Dès le 15.10.2000 à 12 h, il était encore possible d'arrêter la production à Pallazuit.

Finalement, la crue étant passée à Sion le 15.10.2000 dans la soirée, il était possible de relaxer totalement les contraintes sur les aménagements dès le 16.10.2000 à 00 h. Le résultat de la gestion des aménagements hydroélectrique sur la base du système d'aide à la décision est présenté à la figure 7.33. Les hydrogrammes sans aménagements, observé, optimal et opérationnel sont présentés à la Porte du Scex, en plus des rejets observés, optimaux et opérationnels. La réduction observée du débit de pointe grâce à l'influence des aménagements hydroélectriques était de 150 m³/s. Elle aurait pu être de 306 m³/s (opérationnel), proche de la réduction optimale de 322 m³/s. Dans ce cas, le système d'aide à la décision aurait donc permis de doubler l'effet protecteur des aménagements hydroélectriques. L'ampleur de ce résultat s'explique par l'analyse des rejets. En effet, les rejets observés étaient de 223 m³/s à la Porte du Scex pendant le passage de la pointe de la crue (15.10.2000 à 17 h), alors que les rejets opérationnels auraient été de 63 m³/s. On retrouve ici une différence de 160 m³/s entre rejets observés et opérationnels.

Tout comme lors de la crue de septembre 1993, l'application de principes simples sur la base d'une prévision quantitative de volumes entrant dans les retenues aurait permis une

gestion quasi-optimale des aménagements hydroélectriques lors de la crue et une réduction significative des dégâts dans les cours d'eau aval.

TAB. 7.4: Récapitulatif des variables liées aux aménagements hydroélectriques lors de l'optimisation des opérations préventives, simulations débutant le 13.10.2000 à 00 h.

	GD	FMM	ESA	FMG	KWM	Sal	EM	EL	GSB	KWL
13.10.00 00 h										
Niv	2359.4	1969.6	1917.6	2247.3	2194.2	1913.1	1433.7	1775.0	1808.7	1307.0
V disp	18.65	11.39	37.22	1.99	4.87	19.98	0.57	1.66	0.88	0.36
V TP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.86	0.00	2.38	0.00	0.43	0.92
V in	0.59	0.20	0.61	0.06	0.44	0.05	0.22	0.00	0.19	0.16
13.10.00 12 h										
Niv	2359.5	1969.7	1917.8	2247.0	2194.0	1913.1	1422.1	1775.0	1808.3	1296.1
V disp	18.06	11.19	36.61	1.93	5.29	19.93	2.73	1.66	1.12	1.12
V TP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.86	0.00	2.38	0.00	0.43	0.92
V in	0.72	0.64	1.19	0.08	0.64	0.07	0.42	0.00	0.28	0.58
14.10.00 00 h										
Niv	2359.7	1970.0	1918.3	2247.1	2193.9	1913.2	1409.1	1775.0	1808.1	1289.1
V disp	17.34	10.55	35.42	1.85	5.51	19.86	4.68	1.66	1.27	1.46
V TP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.86	0.00	0.40	0.00	0.43	0.92
V in	1.54	1.88	2.71	0.14	1.95	0.27	1.01	0.00	0.65	0.97
14.10.00 12 h										
Niv	2360.1	1970.9	1919.2	2247.2	2194.5	1913.4	1413.6	1775.0	1808.4	1290.3
V disp	15.80	8.67	32.71	1.71	4.43	19.59	4.07	1.66	1.06	1.41
V TP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.86	0.00	0.79	0.00	0.43	0.92
V in	3.15	2.23	2.96	0.20	1.76	0.36	1.28	0.00	0.63	0.98
15.10.00 00 h										
Niv	2360.87	1971.94	1920.19	2247.36	2195.03	1913.59	1416.84	1775.00	1808.72	1291.65
V disp	12.66	6.44	29.75	1.51	3.53	19.23	3.58	1.66	0.86	1.35
V TP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.43	0.00	1.19	0.00	0.22	0.46
V in	2.10	1.14	1.63	0.12	0.70	0.21	1.33	0.00	0.29	0.72
15.10.00 06 h										
Niv	2361.4	1972.5	1920.7	2247.5	2195.2	1913.7	1417.8	1775.0	1808.8	1296.6
V disp	10.56	5.30	28.12	1.39	3.26	19.02	3.44	1.66	0.78	1.09
V TP	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.22	0.00
V in	2.00	0.88	1.41	0.10	0.51	0.16	2.20	0.00	0.25	1.73
15.10.00 12 h										
Niv	2361.9	1972.9	1921.2	2247.5	2195.5	1913.8	1430.3	1775.0	1808.9	1311.0
V disp	8.56	4.42	26.71	1.29	2.75	18.86	1.24	1.66	0.75	-0.64

7.4.3 Conclusions - Crue d'octobre 2000

L'analyse de la crue d'octobre 2000 confirme les observations faites dans les paragraphes consacrés à la crue de septembre 1993. Premièrement, le type d'événement était similaire, avec des masses humides provenant du Sud-Est (Grebner et al., 2000). Le modèle de prévision météorologique a bien mis en évidence la structure spatiale des précipitations, tout comme leur intensité, malgré un décalage d'un jour environ en avance. L'erreur de prévision hydrologique a donc été fortement conditionnée par cet état de fait et le modèle a produit des hydrogrammes de crue en avance par rapport à la situation réelle, mais qui étaient relativement bons en amplitude.

La procédure de mise à jour des variables d'état n'a pas contribué à l'amélioration des résultats. A nouveau, son application a conduit à une réduction des stocks dans les réservoirs-

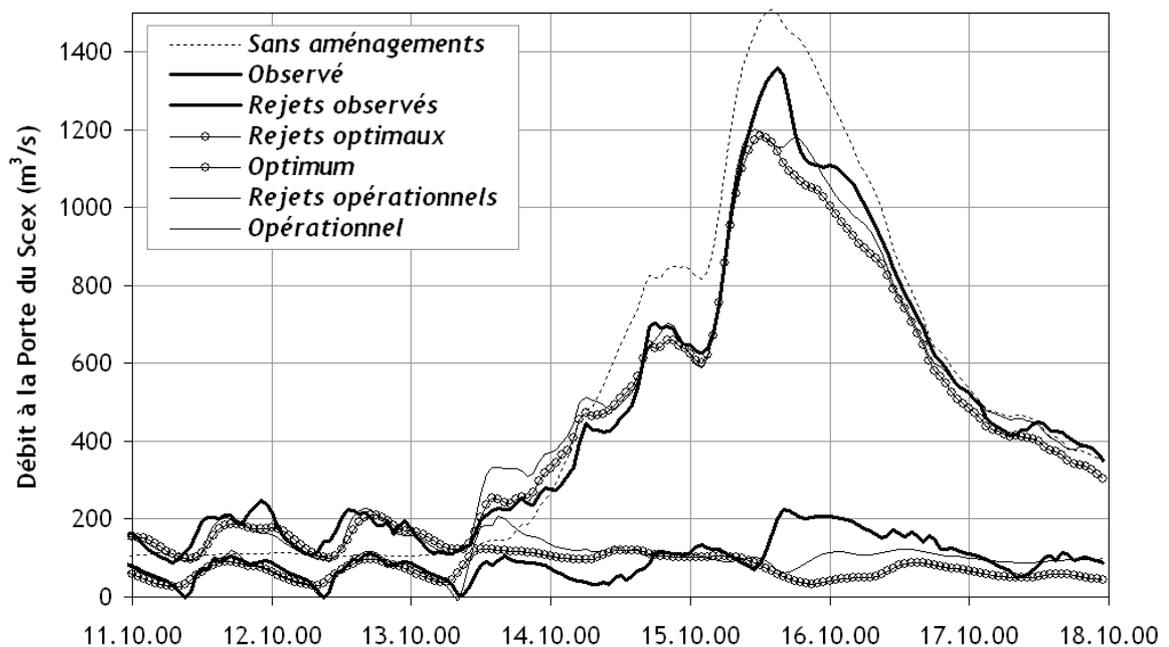


FIG. 7.33: Comparaison entre hydrogrammes et rejets sans aménagements, observés, optimaux et opérationnels lors de la crue d'octobre 2000.

sol avant la prévision hydrologique. Les débits de pointe ont ainsi été réduits, ceci d'autant plus que les prévisions de précipitations étaient largement sous-estimées dès le 15.10.2000 à 00 h.

Exploitant les prévisions hydrologiques de manière déterministe, l'algorithme d'optimisation de la gestion des aménagements aurait de nouveau conduit à de bonnes décisions et l'hydrogramme optimisé dans le Rhône sur la base des prévisions hydrologiques (opérationnel) aurait été pratiquement optimal (c'est-à-dire minimal).

7.5 Alerte crue de septembre 2006

L'alerte crue de septembre 2006 a constitué le premier véritable test opérationnel du système d'aide à la décision. En effet, suite à une alerte MétéoSuisse déclenchée le 13 septembre 2006 à 11 h, des prévisions hydrologiques ont été réalisées. En raison de l'état de développement du système, il n'était pas possible de réaliser le filtrage du modèle hydrologique en continu et des mises à jour manuelles ont été effectuées afin de déterminer au mieux les conditions initiales de la simulation. Les prévisions suivantes ont été effectuées par intervalles de 12 h :

1. prévision du 13.09.2006 à 00 h
2. prévision du 13.09.2006 à 12 h
3. prévision du 14.09.2006 à 00 h avec mise à jour manuelle du modèle hydrologique
4. prévision du 14.09.2006 à 12 h avec mise à jour manuelle du modèle hydrologique
5. prévision du 15.09.2006 à 00 h
6. prévision du 15.09.2006 à 12 h
7. prévision du 15.09.2006 à 00 h
8. prévision du 16.09.2006 à 00 h

9. prévision du 16.09.2006 à 12 h
10. prévision du 17.09.2006 à 00h

7.5.1 Prévisions météorologiques

La situation météorologique était la suivante : des importantes masses humides en provenance de la mer Méditerranée allaient provoquer d'intenses précipitations le long de la crête principale des Alpes, en particulier dans les régions du Val d'Aoste et du col du Simplon. Les intensités prévues variaient entre 100 et 250 mm en 48 h, alors que les températures relativement chaudes pour la saison allaient empêcher la formation de chutes de neige.

Les différentes prévisions fournies par MétéoSuisse sont synthétisées à la figure 7.34 sous forme de sommes des précipitations par sous-bassin versant sur les 72 h suivant la prévision. Les valeurs des précipitations prévues étaient extrêmement élevées avec des pics à plus de 200 mm en 72 h dans les régions des Vièges et du Simplon (Sud-Est du bassin versant). La température moyenne prévue sur 72 h pour la prévision du 14.09.2006 à 00 h était élevée et mêmes les bassins versants situés en altitude avaient des températures moyennes supérieures à 0 ° C (figure 7.35).

La comparaison entre prévisions hydro-météorologiques et observations est déjà discutée ici et laisse ainsi présager de la performance de la prévision hydrologique. La différence entre volumes précipités prévus et observés est très importante et immédiatement visible (figure 7.34). Les précipitations observées sont toutefois sous-estimées dans la région des Vièges et du Simplon en raison du manque de données à disposition. En effet, des stations IMIS situées dans cette régions ont indiqué des valeurs de précipitations atteignant 140 mm en 24 h, mais elles n'ont pu être exploitées dans ce travail. Il semble malgré tout probable que l'influence de cette différence soit certainement très marquée sur qualité de la prévision hydrologique. L'analyse des prévisions et observations des températures permet également de tirer quelques enseignements pour la compréhension du comportement du modèle hydrologique. La température moyenne observée sur la période de 72 h dès le 14.09.2006 à 00 h est présentée à la figure 7.35. Les différences entre prévisions et observations sont ici nettement moins marquées et peuvent être considérées comme négligeables. Il est donc probable que les différences entre débits prévus et observés (paragraphe suivant) ne seront pas influencées par la qualité des prévisions de température, et encore moins réduites, car dans ce cas il aurait fallu une prévision des températures plus fraîches pour réduire la quantité des précipitations liquides introduites dans le modèle et donc le débit dans les cours d'eau.

7.5.2 Prévisions hydrologiques

Les prévisions hydrologiques ont été calculées toutes les 12 heures dès le 13.09.2006 à 00 h de manière déterministe. Les prévisions hydro-météorologiques fournies par MétéoSuisse ont donc été utilisées directement. La figure 7.36 présente les principaux résultats de ces prévisions hydrologiques aux stations de mesure de Brigue (Rhône), Viège (Viège) et Sion (Rhône).

Les différences entre débits prévus et débits observés sont très importantes. Bien entendu, en raison de l'impossibilité de rapatrier les mesures en temps réel, aucune mise à jour automatique du modèle hydrologique n'a pu être effectuée. Cependant, les simulations

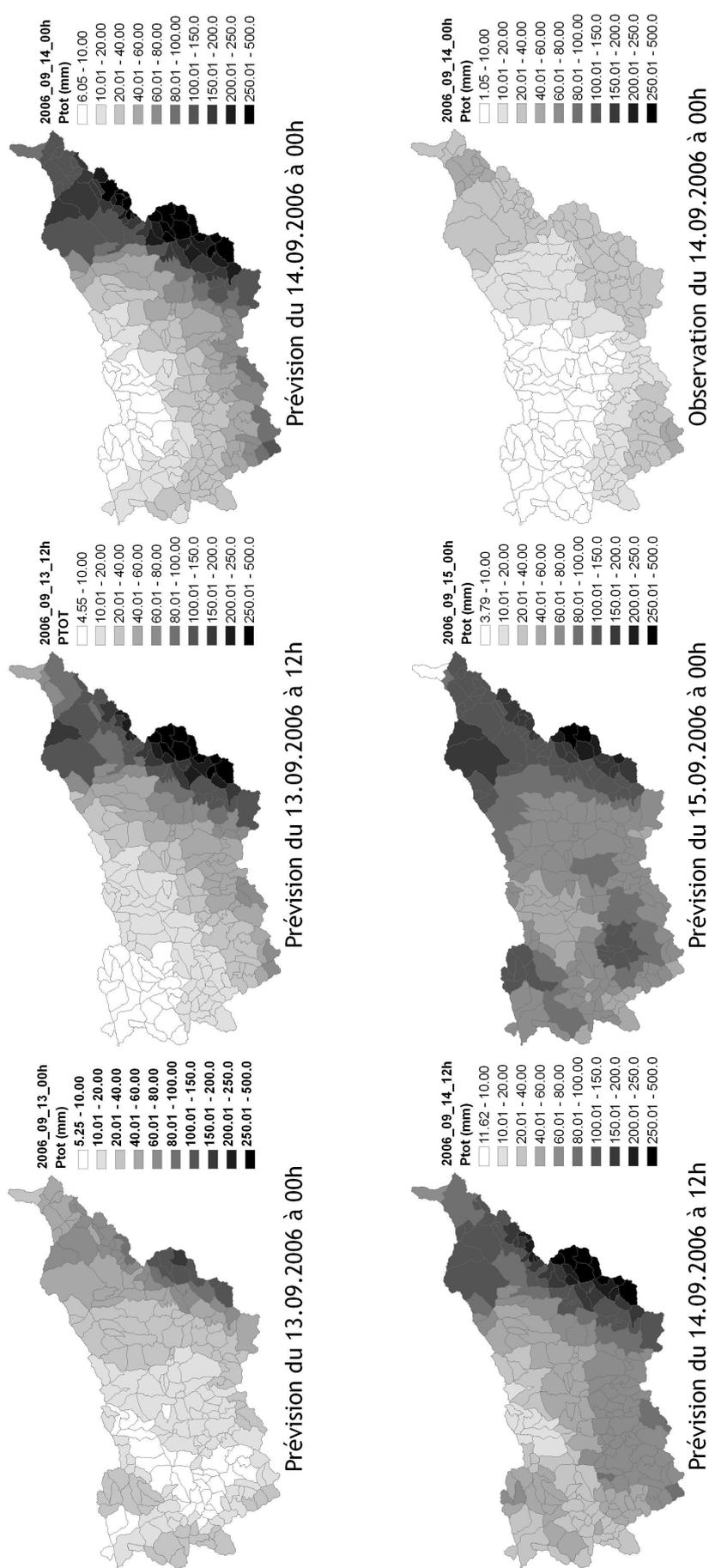
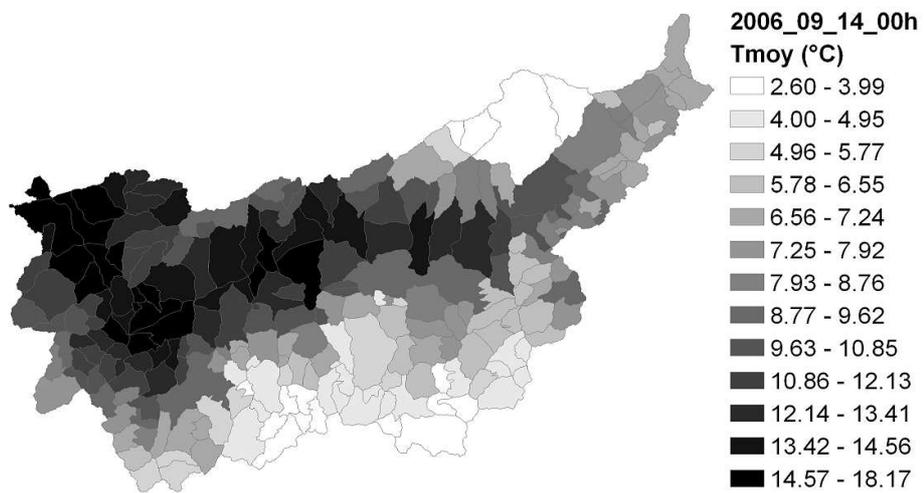
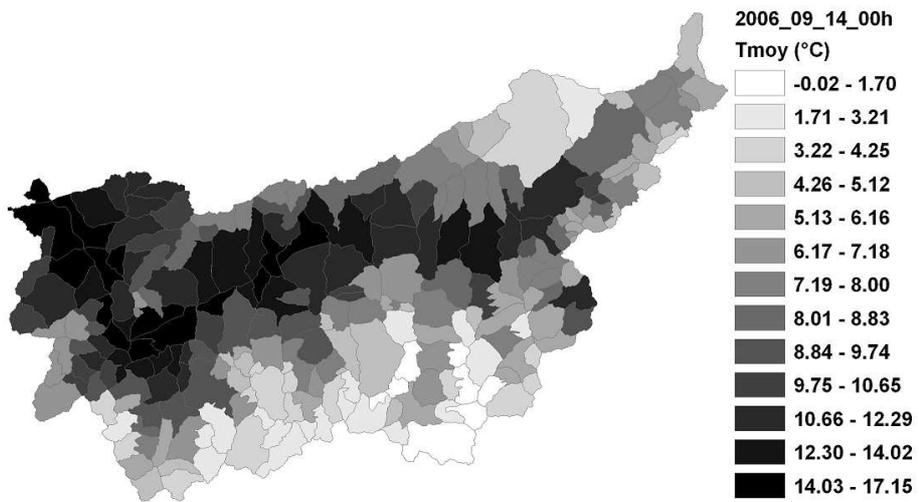


FIG. 7.34: Prévisions des précipitations du modèle aLMo, cumul sur 72 heures (mm).



Prévisions du 14.09.2006 à 00h



Observations du 14.09.2006 à 00h

FIG. 7.35: Températures moyennes sur 72 heures prévues et observées.

effectuées après la crue avec un nombre limité de mesures (9 stations de précipitations et températures pour l'ensemble du bassin versant) ont montré une bonne correspondance avec les observations. Cela indique que les conditions initiales du modèle hydrologique n'étaient pas si mal estimées et n'ont par conséquent pas forcément contribué à augmenter l'incertitude de prévision.

Aucune mesure de la performance de la prévision hydrologique n'est proposée dans ce paragraphe, car l'évaluation visuelle suffit amplement à estimer les erreurs de prévision. Les bassins versants situés en rive gauche du Rhône sont les principaux contributeurs de débit. La figure 7.37 illustre en effet cette situation et présente les rapports entre volumes ruisselés (intensité nette totale), prévus et observés, cumulés sur 72 h dès le 14.09.2006 à 00 h. L'intensité nette totale considérée ici est la somme des sorties des modèles hydrologiques de GSM-SOCONT, à savoir SWMM, GR3, fonte de neige et de glace. Ces rapports sont systématiquement supérieurs à 1 et même bien supérieurs plus près de la crête principale des Alpes (Sud et Sud-Est du bassin versant).

7.5.3 Gestion des aménagements hydroélectriques

Quel a été l'impact de ces importantes erreurs de prévision sur la gestion des aménagements hydroélectrique pendant la période de l'alerte crue? Les nombreux problèmes liés au dédommagement des exploitants en cas de pertes d'eau ou de dégâts causés par des opérations préventives effectuées sur ordre de police sont en effet implicitement contenus dans cette question. La survie du système de gestion des crues par opérations préventives est également l'un des enjeux cachés derrière cette question, puisque les conséquences de mauvaises décisions seraient politiquement difficilement supportables. L'alerte météorologique de la période du 13 au 17 septembre 2006 a constitué à cet égard un test important.

A la base de toute décision ou ordre de police se trouve la modélisation et l'évaluation chiffrée des opérations préventives optimales. Le modèle de gestion des crues présenté dans ce mémoire se base sur une optimisation déterministe, et peut être, par conséquent, particulièrement vulnérable aux importantes erreurs de prévision météorologiques.

Les conditions initiales relatives aux aménagements hydroélectriques ont été définies à la suite de nombreux téléphones aux services de piquet des centrales. Elles sont résumées dans le tableau 7.5 avec les opérations préventives supposées optimales à la suite de la prévision du 14.09.2006 à 00 h.

TAB. 7.5: Situation initiale des aménagements hydroélectriques le 14.09.2006 à 06 h.

	GD	FMM	ESA	FMG	KWM	Sal	EM	EL	GSB	KWL
	14.09.2006 06h									
Niv	2359.72	1972.50	-	2248.60	2194.60	-	1415.92	-	1800.00	-
V disp	16.02	5.23	-	0.20	2.59	-	3.81	-	6.21	-
V TP	0.00	2.38	0.00	1.71	4.92	0.00	10.39	0.00	0.00	4.87
V in*	10.64	7.61	5.28	2.73	10.54	0.82	15.41	0.14	1.73	5.75

Les données présentées indiquent que certains réservoirs étaient presque pleins avant le début des précipitations. Il s'agissait en particulier des retenues de Moiry (FMG) et de Mattmark (KWM), qui étaient donc susceptibles de rapidement se trouver en situation délicate. Les retenues pour lesquelles aucune donnée de niveau initial n'était fournie ne présentaient pas de danger particulier : elles se trouvent en effet dans des régions où les précipitations prévues étaient plus faibles. L'optimisation a donc pu être réalisée pour déterminer l'influence

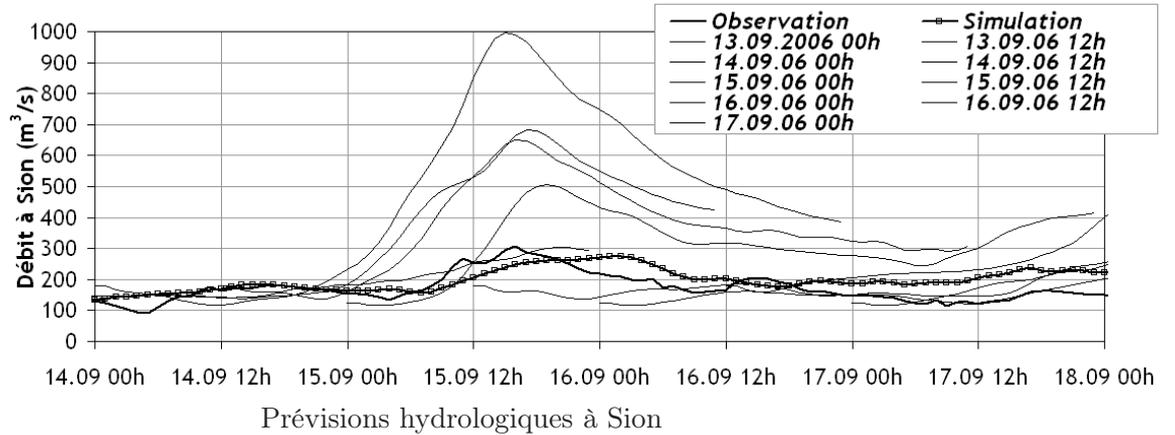
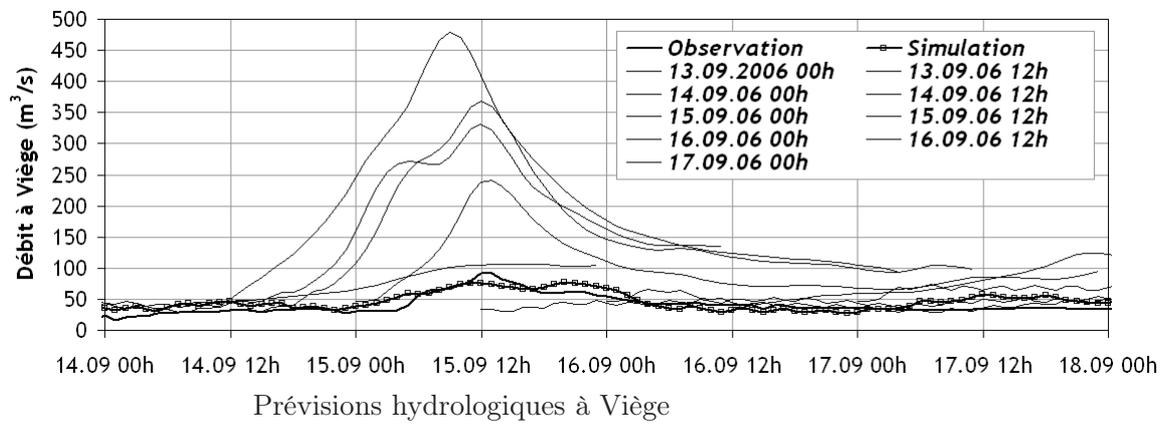
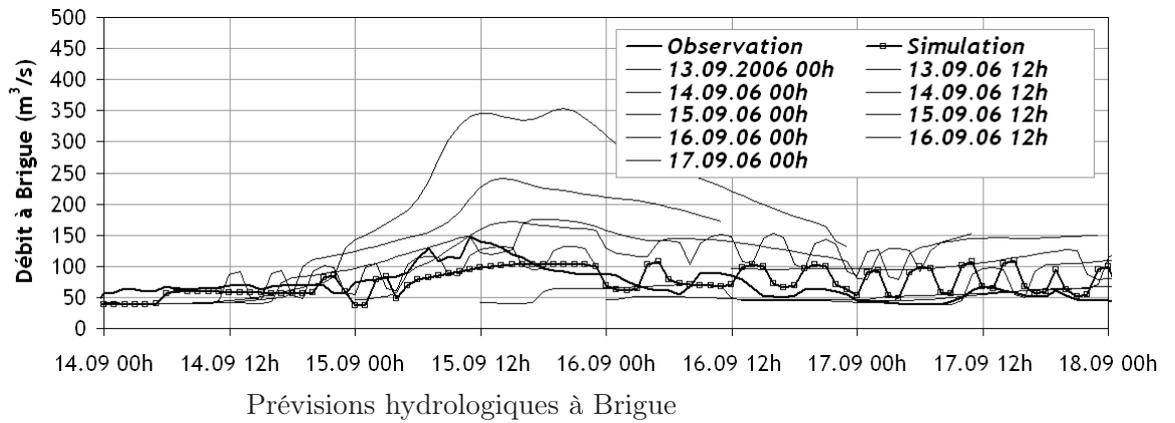


FIG. 7.36: Prévisions hydrologiques à Brigue, Viège et Sion.

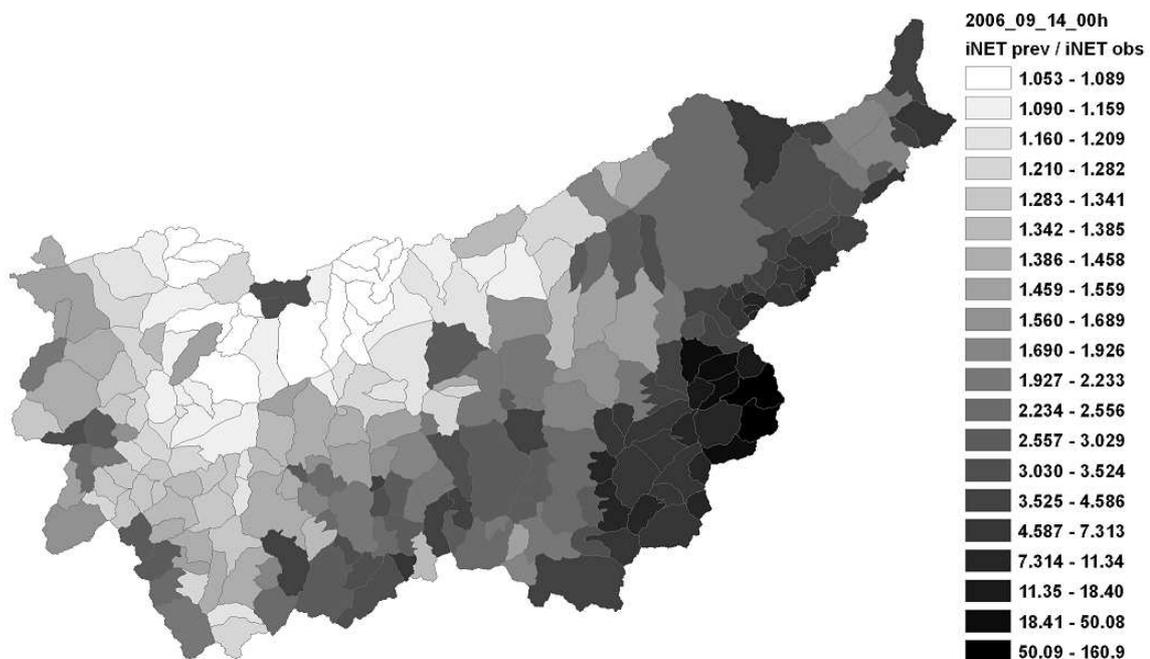


FIG. 7.37: Carte des rapports entre intensité nette totale prévue et observée, volume cumulé sur 72 h dès le 14.09.2006 à 00 h.

protectrice des retenues, et les opérations préventives optimales présentées dans le tableau 7.5 conduisent aux hydrogrammes de la figure 7.38.

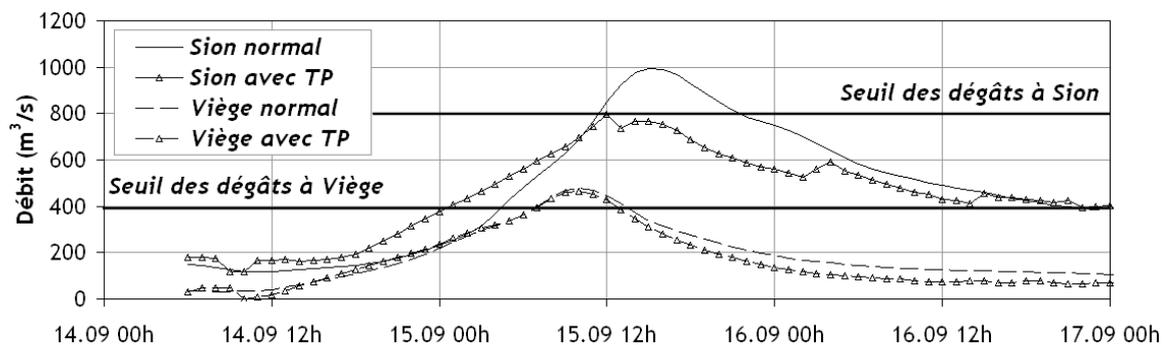


FIG. 7.38: Débits prévus et optimisés à Viège et à Sion, calcul débuté le 14.09.2006 à 06 h.

Les résultats indiquent que la situation pouvait se révéler critique à Viège et à Sion, puisque les débits prévus sans opération préventive particulière pouvaient localement dépasser les capacités des cours d'eau ($400 \text{ m}^3/\text{s}$ à Viège et $800 \text{ m}^3/\text{s}$ à Sion). Par contre, les opérations préventives permettaient de garantir le transit de la crue à Sion, mais pas à Viège.

A ce stade de l'alerte le 14.09.2006 à 06 h, aucune augmentation du débit n'était observée (figure 7.36) et aucune précipitation n'avait pu être mesurée sur le bassin versant. De plus, la pointe de la crue se profilait pour le 15.09.2006 vers 16 h à Sion, soit dans 34 heures. La connaissance du bassin versant et de l'efficacité des opérations préventives était alors nécessaire pour déterminer l'opportunité de provoquer des opérations préventives, car le risque était important d'effectuer des opérations inutiles, et par conséquent coûteuses.

En général, des opérations préventives lancées 24 h avant la pointe de la crue peuvent suffire à réduire significativement le débit de pointe de la crue dans le Rhône. Ensuite,

les prévisions de débit ont été obtenues avec d'importants volumes de précipitations tombés dès le 14.09.2006 à 12 h, à mettre en relation avec le temps de réponse du bassin versant du Rhône d'environ 24 à 30 h. Dans cette situation où il est fort probable que la crue ne se produise plus ou soit retardée, il est plus prudent d'attendre au moins le début des précipitations avant de décider d'abaisser le niveau des retenues.

Le contrôle des observations radar et des mesures de précipitations en temps réel a permis de comprendre que la perturbation annoncée ne parvenait pas à franchir la barrière des Alpes et à arroser le bassin versant du Rhône (figure 7.39). Il était désormais inutile de précipiter une opération préventive et risquer de perdre de l'eau ou de l'énergie inutilement. Finalement, l'alerte crue de MétéoSuisse a été levée le 14.09.2006 dans la soirée, lorsque la perturbation a commencé à se disloquer et perdre ainsi de sa puissance.

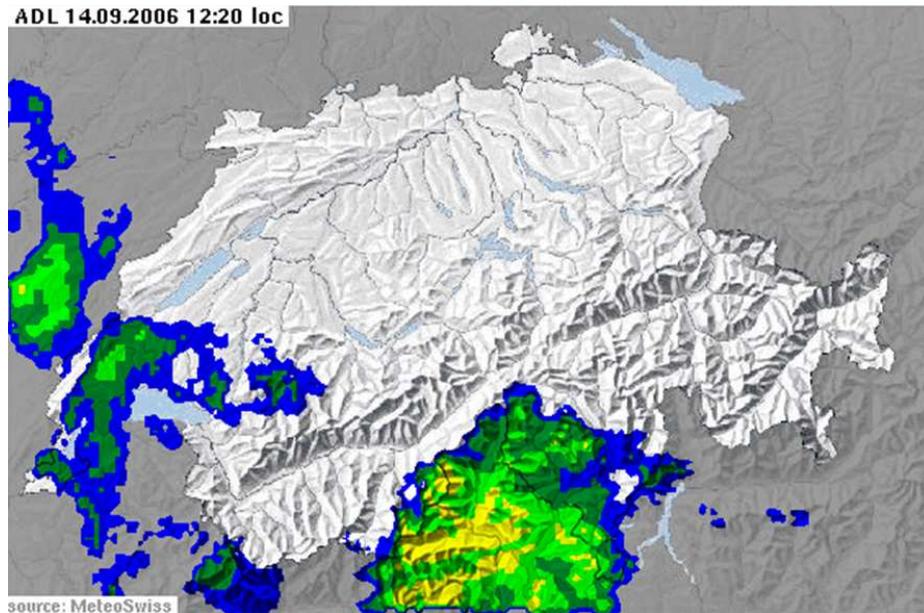
7.5.4 Commentaires

La première mise à disposition d'un modèle de prévision hydrologique et d'optimisation de la gestion des aménagements lors des crues a permis de soulager les décideurs. En effet, tant par sa gourmandise en données que par sa capacité à synthétiser l'information, le système a permis d'obtenir une vision globale de la situation actuelle du bassin versant du Rhône et d'en proposer une évolution pour les 72 heures suivantes. Ce premier apport du modèle d'aide à la décision est extrêmement important puisqu'il pose le problème à résoudre automatiquement, tâche difficile à réaliser correctement en situation de crise.

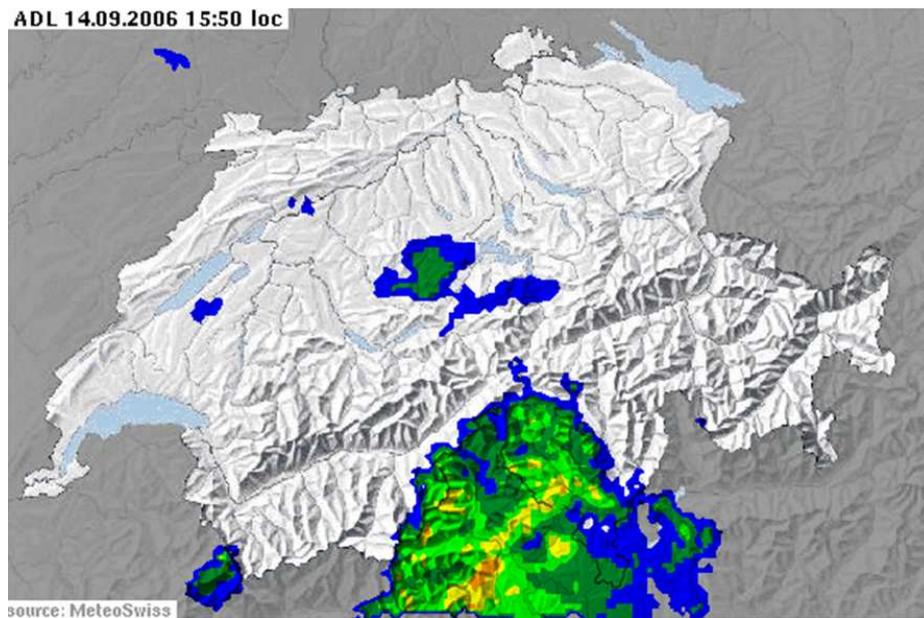
Les résultats fournis par le modèle se sont révélés erronés à cause de l'importante erreur de prévision hydro-météorologique introduite tout à l'amont de la procédure de calcul. Cependant, la robustesse du modèle d'optimisation a permis de définir les aménagements hydroélectriques critiques et de déterminer également dans quelles régions les apports hydriques devaient être particulièrement importants pour générer une crue. Par comparaison avec les observations radar et les mesures en temps réel des précipitations, il a été possible de réduire la probabilité d'un événement de crue et donc de ne pas lancer d'opérations préventives.

La notion de risque est importante dans la gestion des crues et les décisions qui en découlent. Le risque est couramment défini comme la probabilité qu'un événement se produise multipliée par son coût. Il s'agit donc, pour le décideur, d'estimer si le risque lié à une crue non gérée est supérieur au risque de mener à des pertes économiques et d'éventuels dégâts locaux dus aux opérations préventives. Dans ce cadre, la probabilité associée à une prévision hydrologique devient une notion essentielle et doit être obtenue par simulation de prévisions hydro-météorologiques probabilistes. La figure 7.40 illustre les résultats du modèle COSMO-LEPS, modèle météorologique probabiliste, où des cartes des probabilités qu'un certain volume de précipitation se produise sont présentées (Walser et al., 2005a,b).

L'analyse de ces cartes montre que la probabilité d'avoir d'intenses précipitations au Nord de la crête principale des Alpes était relativement faible (0-20%) et que le risque de crue était peu élevé, même si le modèle aLMo avait quant à lui estimé des volumes précipités très importants dans le bassin versant du Rhône.



(a)



(b)

FIG. 7.39: Images radar fournies par MétéoSuisse du 14.09.2006 à 12 h 20 (a) et 15 h 50 (b).

COSMO-LEPS probability forecast: 24h sum of total precipitation
13 Sep 2006 12UTC, t+(36-60), VT: Saturday 16 Sep 2006 00UTC

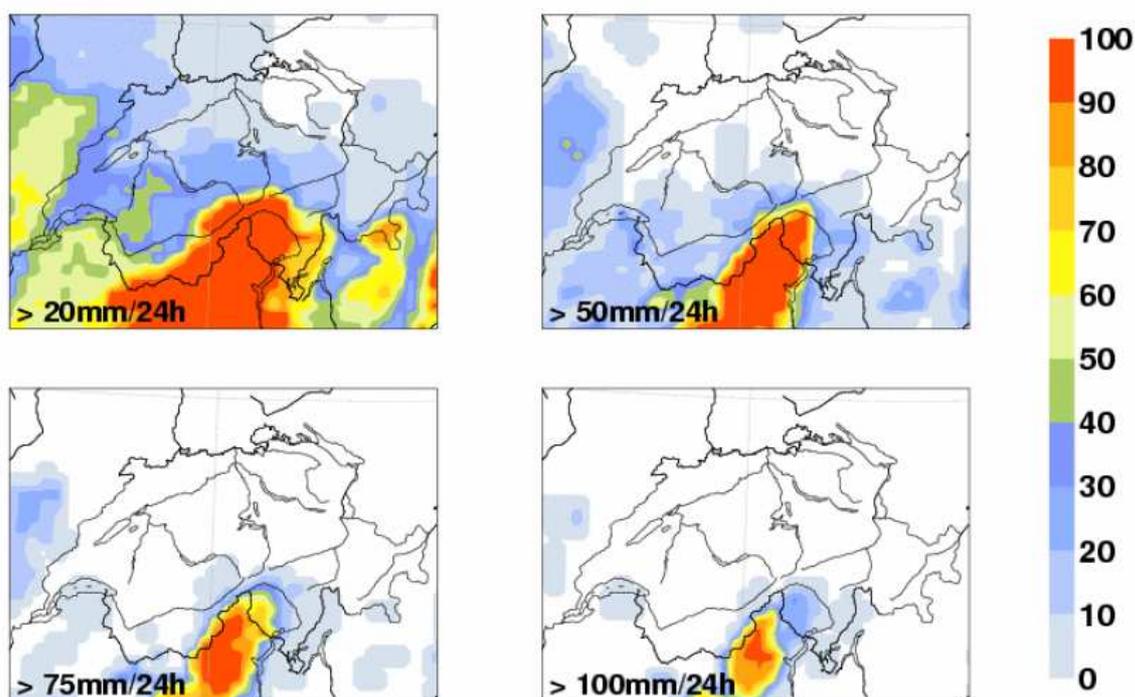


FIG. 7.40: Prévisions probabilistes issues du modèle COSMO-LEPS, somme des précipitations sur 24 h jusqu'au 15.09.2006 à 00 h, prévision du 13.09.2006 à 12 h.

7.6 Conclusions de l'application du modèle sur le bassin versant du Rhône

Dans ce chapitre a été présenté le modèle de prévision et de gestion des crues du Rhône à l'amont du Léman. Son fonctionnement ainsi que sa performance opérationnels ont été démontrés sur la base de 3 situations passées. Les crues de septembre 1993 et octobre 2000 se sont bel et bien produites, mais le modèle n'était alors malheureusement pas disponible. En septembre 2006, il a été utilisé effectivement dans le cadre d'une alarme, mais c'est l'eau qui était finalement la grande absente (heureusement)... Pour conclure les analyses présentées dans ce chapitre, quelques éléments doivent être soulignés.

Premièrement, le modèle de prévision et de gestion des crues est un ensemble cohérent d'éléments simples, mais traitant absolument toute l'information disponible actuellement. Si sa performance semble excellente, c'est précisément par la conception de ce système qui ne se prive d'aucune donnée existante.

Deuxièmement, le modèle de prévision hydrologique a été largement décrit dans le chapitre 4, ses performances ainsi que ses limites ont été exhaustivement discutées. Relevons cependant un élément majeur manquant encore au modèle : il s'agit de l'aspect probabiliste qui devra prioritairement être inclus dans le modèle.

Troisièmement, l'outil d'optimisation des aménagements a été valablement appliqué au bassin versant du Rhône et aux principaux ouvrages hydrauliques qui s'y trouvent. Ce n'est pas une surprise qu'il fonctionne de manière satisfaisante puisqu'il a été dédié à cette région.

Sa transportabilité dans une autre région n'est cependant pas compromise et gageons qu'il sera bientôt testé dans d'autres bassins versants sur lesquels se trouvent des aménagements hydroélectriques. L'algorithme d'optimisation, mathématiquement simple, a été développé pour être exploité en temps réel. Ses contraintes d'utilisation étaient donc très fortes, mais sa performance est largement suffisante, d'autant plus que la base de l'optimisation est déterministe et qu'il n'est donc pas nécessaire de viser la perfection lorsque l'imprécision des entrées flirte l'unité. Cependant, l'algorithme a été validé par comparaison avec un algorithme évolutif et si des améliorations sont encore possibles pour l'optimisation des vidanges, elles ne doivent pas être traitées de manière prioritaire. Finalement, les hypothèses hydrauliques de l'outil d'optimisation qui pouvaient paraître lourdes se sont en fait révélées minimales et rudement efficaces, dans la mesure où une évaluation d'hydrogrammes effectuée en une fraction de seconde produit les mêmes résultats que la simulation complète avec *Routing System II*.

Au final, l'application d'un modèle de gestion des crues sur la base d'une prévision hydrologique apportera à n'en point douter à l'Etat du Valais une sécurité supplémentaire. Le modèle de prévision hydrologique permet de déterminer en tout point le débit prévu 72 heures en avance, avec une incertitude de l'ordre de 25-50% lors des crues.

L'utilisation de l'outil d'optimisation pour les décisions relatives aux opérations préventives sur les aménagements hydroélectriques est efficace. En effet, tant d'un point de vue théorique que du point de vue événementiel, l'apport de cet outil est important. L'algorithme d'optimisation, malgré ces simplifications, fournit une solution d'excellente qualité compte tenu du contexte de l'optimisation. De plus, son application à une prévision déterministe ne pénalise pas la situation finale dans la mesure où le décideur doit évaluer en tout temps la situation réelle sur le terrain et contrôler l'adéquation du modèle avec la réalité.

8 Conclusions et perspectives

8.1 Modélisation hydrologique et hydraulique

Le point de départ de ce travail de recherche a été la volonté de l'Etat du Valais de disposer d'un outil de prévision des crues, intégrant les principales composantes hydrologiques et hydrauliques du bassin versant du Rhône à l'amont du Léman. Dans ce contexte où des processus météorologiques alliant fortes précipitations et températures relativement élevées en altitude étaient à prévoir, il était nécessaire de développer un concept hydrologique adapté et performant.

La surface de la région à modéliser, d'environ 5'500 km², confère au bassin versant des temps de réponse de l'ordre de 24 à 36 heures. En raison de sa morphologie alpine, les processus hydrologiques les plus influents sont la fonte des glaciers et la fonte des neiges lorsque les températures sont élevées, et le ruissellement de surface, sur des pentes raides, lorsque les précipitations sont très importantes. L'intensité de ces processus est par ailleurs variable en fonction de la situation de chaque sous-bassin versant, à nouveau en raison de la très forte influence des Alpes sur la distribution spatiale des précipitations et des températures.

Enfin, le bassin versant comprend quelques aménagements hydroélectriques à accumulation dont les caractéristiques permettent aux exploitants d'influencer considérablement les écoulements dans le réseau hydrographique. Cela signifie qu'il était impératif de modéliser ces ouvrages de manière adéquate, et le choix d'une modélisation explicite des aménagements hydroélectriques a été fait.

Le concept de modélisation semi-distribuée, développé par l'HYDRAM-EPFL, intègre les processus hydrologiques de fonte des glaciers, de fonte de neige, d'infiltration, d'évapotranspiration, et de ruissellement de surface. Il permet en outre l'intégration explicite des aménagements hydroélectriques et des cours d'eau, tout comme la prise en compte de la répartition spatiale des variables météorologiques.

Ce concept a été appliqué au bassin versant du Rhône à l'amont du Léman, grâce à l'utilisation du logiciel *Routing System II*, développé pour le LCH et la société HydroCosmos par Jérôme Dubois. Ce travail d'application a consisté en l'élaboration du schéma directeur du modèle, sa construction, puis enfin son calage et sa validation. Ces étapes ont été réalisées en s'appuyant sur une particularité du modèle hydrologique, qui est de séparer les processus de production de débit dans le temps. Cela a permis de limiter l'espace des solutions des paramètres de calage pour rapidement converger vers un calage satisfaisant. De plus, ce paramétrage s'est révélé particulièrement robuste, puisque la performance du modèle en validation était équivalente à celle du calage.

Afin de tenir compte de l'influence des aménagements hydroélectriques dans la modélisation, l'utilisation de toutes les données disponibles a été réalisée. Cela a permis d'établir, pour chaque aménagement considéré, des séries temporelles horaires sur plusieurs années de turbinage ou de pompage. Ces séries ont été construites de manière à représenter des caractéristiques statistiques conformes aux données de production observées.

Au final, le modèle hydrologique développé dans ce travail permet de calculer les débits en tout point du bassin versant du Rhône à l'amont du Léman. Il offre une performance remarquable, compte tenu de la complexité du bassin versant : les indicateurs de Nash varient entre 0.85 et 0.70 de l'amont à l'aval du Rhône, et le bilan hydrique est équilibré. Tous les principaux cycles hydrologiques et de production hydroélectriques sont modélisés, de même que les crues historiques qui ont pu être reproduite de manière très satisfaisante. Cet outil permet maintenant d'aborder en toute confiance la prévision hydrologique en y intégrant les prévisions météorologiques.

8.2 Modèle d'aide à la décision

Le développement d'un modèle de prévision hydrologique était la première étape de la réalisation d'un système d'aide à la décision pour la gestion des aménagements hydroélectriques à accumulation lors des crues. Les objectifs de ce système étaient l'exploitation optimale des retenues lors des crues, de manière à réduire les dégâts dans le bassin versant.

Un outil d'optimisation des opérations de vidange préventives des retenues hydroélectriques a été développé dans ce travail. Considérant les 10 principaux aménagements hydroélectriques valaisans, il permet de déterminer, sur la base d'une prévision hydrologique, les durées optimales de turbinage et d'ouverture des vannes des vidanges de fond des barrages.

Les hypothèses du calcul hydraulique se sont révélées judicieuses, car la validation des opérations préventives ainsi que la validation de l'évaluation de leur influence sur les cours d'eau ont été réalisées. Les résultats indiquent que la différence entre l'évaluation simplifiée de l'outil d'optimisation et la simulation numérique complète est minime.

L'algorithme d'optimisation lui-même (appelé *GP*) a été validé par comparaison avec un algorithme évolutif appelé *MOO* développé au LENI-EPFL. Les résultats obtenus sont excellents : lors de l'optimisation du turbinage, la performance de l'algorithme *GP* est similaire à celle de *MOO*, pour des temps de calcul incomparables. En effet, une procédure d'optimisation telle que développée dans ce travail ne nécessite que quelques dizaines de secondes, contre 12-24 heures pour *MOO*. Lors de l'optimisation des vidanges, le nouvel algorithme montre quelques faiblesses et se révèle légèrement moins performant que *MOO*, mais cela ne porte pas à conséquence dans le cadre de ce projet. Bien entendu, cet outil d'optimisation doit uniquement être utilisé pour la gestion d'aménagements hydroélectriques à accumulation lors des crues. Il n'a donc pas la prétention d'universalité, contrairement à l'algorithme *MOO*, dont le champ d'application est vaste.

La performance de la gestion optimisée des aménagements hydroélectriques à accumulation lors des crues a été largement démontrée dans ce travail. Tout d'abord, sur la base d'un modèle théorique, où des réductions des débits de pointe sans aménagements de l'ordre de 40% peuvent être atteintes selon la disposition et les caractéristiques des ouvrages sur le bassin versant. Ensuite, sur la base de l'application du bassin versant du Rhône à l'amont du Léman, où des réductions des débits de pointe sans aménagements de 25-30% peuvent être attendues.

8.3 Application au bassin versant du Rhône à l'amont du Léman

L'application complète du système d'aide à la décision a été réalisée sur le bassin versant du Rhône à l'amont du Léman. Intégrant les prévisions météorologiques fournies par MétéoSuisse, le système est maintenant capable de fournir des prévisions hydrologiques en tout point du bassin versant, 72 heures en avance.

Le modèle hydrologique est de plus capable d'assimiler en temps réel les observations, grâce au développement d'une procédure automatique de mise à jour des variables d'état. Cette dernière effectue un ajustement itératif des conditions initiales de la simulation, de manière à reproduire un volume sur une certaine période similaire au volume observé. La procédure permet actuellement l'assimilation des données en 26 points de calcul du modèle hydrologique et fournit des débits proches des débits observés avant de lancer une prévision hydrologique.

En situation opérationnelle, le système d'aide à la décision est capable d'ajuster ses conditions initiales en assimilant les observations en temps réel, d'effectuer une prévision hydrologique à un horizon de 72 heures, d'optimiser la gestion des 10 principaux aménagements hydroélectriques valaisans et de valider la solution proposée par une simulation numérique. Toutes ces opérations peuvent être réalisées automatiquement.

Le système complet a été validé sur les deux crues historiques de 1993 et 2000, et les résultats obtenus sont similaires aux résultats obtenus par l'utilisation de prévisions parfaites. Cela signifie que malgré des incertitudes importantes liées aux prévisions météorologiques, et dans une moindre mesure au modèle hydrologique, le système d'aide à la décision fournit au décideur une proposition très proche de l'optimum absolu.

Le système complet a également été exploité lors de l'alerte crue de 2006. Il a offert aux décideurs une vision globale de la situation du bassin versant et a permis de rapidement désigner les points chauds, c'est-à-dire les lieux critiques des débordements possibles et la provenance des écoulements les plus importants. Par comparaison du modèle avec les observations en temps réel, et en particulier avec les images radar, les décisions les plus judicieuses ont été prises. Il est vrai que le modèle indiquait des débits très élevés, mais l'analyse critique de son fonctionnement a permis d'en tirer les informations importantes et fiables. Sur cette base, il a été possible de ne pas demander de vidanges préventives à certains aménagements, puisque les délais jusqu'à l'arrivée probable de la pointe de la crue étaient connus. Les mêmes décisions auraient pu être prises sans ce modèle, dans ce cas précis, mais les risques pris par les décideurs auraient été bien supérieurs car le niveau d'information disponible aurait été insuffisant.

8.4 Innovations issues de la recherche

Le projet MINERVE se situe à l'avant-garde de la gestion des bassins versants dans différents domaines. Le premier domaine à avoir bénéficié de cette recherche est la collaboration entre l'Etat et les producteurs d'hydroélectricité. En effet, réussir à influencer de manière coordonnée la production hydroélectrique d'entreprises privées en situation de crue pour réduire les dommages est un défi que cette recherche a largement contribué à relever. Grâce aux outils de modélisation, d'analyse et d'optimisation de la gestion des retenues d'accumulation, une information objective a pu être communiquée à tous les partenaires,

pour lesquels la participation à l'effort de sécurité devenait du même coup une évidence. Ces nouveaux liens de confiance et de partenariat entre ces acteurs sont le résultat d'un travail de précurseur.

Le deuxième domaine touché par ce travail est la prévision hydrologique, dont le concept semi-distribué n'est pas complètement nouveau, mais dont l'application à un niveau de détail et de description fonctionnelle est très élevée et dont les performances sont remarquables. Ces développements ont permis de fournir au modèle d'aide à la décision l'information de quantité et de qualité suffisante pour son application en situation opérationnelle.

Enfin, le développement et la modélisation d'une stratégie de gestion des crues par opérations préventives des aménagements hydroélectriques ont été généralisés et ont été menés jusqu'au fond du problème. La démonstration théorique du potentiel de protection contre les crues selon les différents paramètres du bassin versant et des aménagements qui s'y trouvent est possible, tout comme l'application opérationnelle de cette stratégie au bassin versant du Rhône à l'amont du Léman. La méthodologie développée dans cette recherche permet en effet d'obtenir des résultats rapidement, de bénéficier d'une vision globale mais synthétique de la situation d'un bassin versant et de contrôler les décisions proposées pour l'outil d'aide à la décision.

8.5 Perspectives

Le domaine de l'**incertitude** est celui dans lequel réside le plus grand potentiel d'amélioration du système. A tous les niveaux, l'incertitude risque de mener à la perte de confiance dans ce modèle. Qu'il s'agisse de la **prévision météorologique**, du **modèle hydrologique** ou du **risque** lié aux opérations de vidange préventives des retenues, il subsiste actuellement un manque d'information et de traitement relatif aux inconnues du système.

Tout d'abord, les prévisions météorologiques peuvent depuis peu être fournies avec un indicateur de pertinence (prévisions probabilistes). Il sera donc bientôt possible de l'exploiter pour en tirer des prévisions hydrologiques probabilistes, elles-mêmes à la source de la décision de turbiner ou de ne pas turbiner. Le jour où chaque **décision** sera assortie d'un **indicateur de risque** associé fiable, le décideur pourra objectivement justifier ses choix et les communiquer à la population. Il en va donc de la survie d'un tel système, et l'intégration ou la quantification, à tous les niveaux de modélisation, de la notion d'incertitude devra impérativement être envisagée.

Les défis seront alors multiples : d'abord, assortir un indice de confiance au modèle météorologique, et éventuellement lui trouver des alternatives. Ensuite, réaliser des prévisions hydrologiques pour de nombreux scénarios hydro-météorologiques et en effectuer la synthèse, sans oublier de réduire les imprécisions dues au concept hydrologique, en particulier dans les régions de moyenne et basse altitude. Enfin, aller au-delà du concept d'optimisation déterministe pour tirer profit des opérations préventives communes aux multiples scénarios et en extraire celles qui sauront minimiser l'espérance du coût des dégâts.

Ensuite, certains aspects du système pourront également être améliorés. L'objet du paragraphe suivant n'est cependant pas de toutes les recenser, mais plutôt de proposer les pistes de recherche les plus profitables. Parmi celles-ci, en voici certaines qui mériteraient que l'on s'y promène :

Météorologie

- utilisation d'**approches météorologiques complémentaires** : méthodes de reconnaissance de scénarios, méthodes des analogues, combinaison avec une génération stochastique de scénarios météorologiques
- exploitation des mesures **radar** des précipitations et intégration de ces observations pour la modification des champs de précipitations observés ou prévus à court terme
- **densification du réseau de mesures** en temps réel des variables météorologiques
- exploitation de technologies de mesure alternatives telles que réseaux de **téléphonie mobile**

Hydrologie

- amélioration du **concept hydrologique** pour les régions de basse et moyenne altitude
- intégration dans les modèles de **fonte de neige** de processus liés à l'exposition des pentes ou à la sublimation

Gestion des aménagements hydroélectriques

- amélioration de l'**algorithme d'optimisation**
- définition plus précise des **fonctions de coût**

Il s'agira donc en priorité de s'attacher à améliorer la fiabilité du système (traitement de l'incertitude), avant d'en améliorer la performance pure (exactitude des prévisions). Au gré des nouvelles informations disponibles et des progrès des modèles météo, les développements devront toujours poursuivre le but de rassembler tous les indices permettant d'accéder en avance à une décision se révélant judicieuse après coup.

Les nombreuses pistes mentionnées ici pourront ainsi être explorées et offrir aux chercheurs des destinations mathématiques passionnantes, dans toute la chaîne de l'information d'un système de prévision et de gestion des crues, de l'atmosphère jusqu'à l'océan.

Remerciements

Ce travail de recherche a été réalisé sous la direction du Prof. Dr Anton Schleiss. En tant que chef d'orchestre, il m'a permis d'exprimer en toute confiance et liberté cette partition qui n'était pas encore écrite, et je le remercie chaleureusement pour son soutien sans faille. Ces années passées au laboratoire ont été un plaisir et une passion.

J'associe à ces remerciements le Dr. Jean-Louis Boillat, responsable du projet MINERVE, pour ses conseils et la confiance qu'il m'a toujours témoignée, me permettant de découvrir personnellement le microcosme de l'hydroélectricité.

Le projet MINERVE a été financé par l'Etat du Valais et par feu l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie, maintenant dénommé Office Fédéral de l'Environnement. Le soutien inconditionnel et les propositions de Pierre-Benoît Raboud du Service des Forces Hydrauliques, la confiance de Dominique Bérod du Service des Routes et Cours d'Eau ainsi que les remarques de Jean-Pierre Jordan ont toujours été écoutées et analysées dans ce travail et ont certainement contribué à sa réalisation.

Les prévisions météorologiques, sans lesquelles ce travail serait vain, ont été gracieusement fournies par MétéoSuisse et son délégué Didier Ulrich, toujours à l'aise pour proposer des pistes d'analyse des erreurs, qui par ailleurs ne provenaient pas toujours du concept hydrologique développé à l'HYDRAM par Yasser Hamdi et Benoît Hingray. Notre collaboration a été très agréable et productive, tout comme elle l'a été avec Jérôme Dubois, artiste du logiciel qui hanta mes nuits. Il convient d'ajouter encore ici Javier Garcia Hernandez qui, ne dormant pas non plus la nuit, s'est largement occupé de comprendre les prévisions de MétéoSuisse.

Je tiens à remercier encore ceux avec qui j'ai pu collaborer sur ce projet, qu'ils viennent de l'Etat, des producteurs d'hydroélectricité dont les données qu'il m'ont fournies furent un précieux sésame, ou de bureaux privés associés au projet.

Différents travaux de diplôme ou de semestre ont été effectués autour de ce projet et leurs auteurs ont toujours contribué à étendre la réflexion et apporter des idées nouvelles. Je remercie Annelise Meyenhofer, Rémi Martinerie, Pierre-Olivier Spagnol, Thomaz Fernandez, Claire Sauthier, Cédric Thévenaz et Javier Neves Da Silva pour leur travail.

Il y a de ceux qui m'ont supporté et côtoyé au Laboratoire, et avec qui les discussions ont été parfois animées, dont en particulier Stéphanie, Philippe, Sélim et Daniel avec qui un long bout de chemin a été accompli.

Enfin, je souhaite associer à mes plus chaleureuses pensées ceux qui ont permis que ce travail s'effectue dans un cocon protecteur, les grimpeurs pour l'évasion, ma famille et mes parents pour leurs valeurs, leur écoute, et leurs corrections...

Mais surtout, je veux remercier celle sans qui la faim et le froid m'auraient rongé, celle sans qui la passion m'aurait quitté, merci Emmanuelle pour ta confiance, ton soutien et ton aide inestimables, qui m'auront accompagnés chaque seconde.

Liste des tableaux

2.1	Systèmes de prévision de débit selon l'échelle et l'horizon	39
4.1	Liste des paramètres de calage	81
4.2	Liste des paramètres géométriques	82
4.3	Paramètres du modèle de neige	82
4.4	Périodes choisies pour le calage et la validation	88
4.5	Caractéristiques des sous-bassins versants choisis	96
4.6	Calage des sous-bassins versants non perturbés	100
4.7	Caractéristiques des sous-bassins versants perturbés	101
4.8	Calage des sous-bassins versants perturbés	101
4.9	Validation des sous-bassins versants non perturbés	106
4.10	Validation des sous-bassins versants perturbés	106
4.11	Performance du modèle lors des crues historiques	114
4.12	Tableau récapitulatif de l'incertitude modèle	115
4.13	Tableau récapitulatif des caractéristiques des zones de filtrage	117
5.1	Caractéristiques des principaux aménagements hydroélectriques du Valais . .	136
5.2	Caractéristiques techniques de 10 aménagements	141
5.3	Liste des données disponibles	145
6.1	Liste des paramètres du modèle de bassin versant idéal	182
6.2	Synthèse des résultats des optimisations	187
7.1	Indicateurs de performance de l'optimisation, crue 1993	207
7.2	Synthèse des résultats de l'optimisation, crue 1993	207
7.3	Récapitulatif des variables liées aux aménagements, crue 1993	213
7.4	Variables liées aux aménagements, crue 2000	224
7.5	Situation initiale des aménagements, alerte 2006	229

Table des figures

1.1	Description des besoins en recherche	8
2.1	Prévision de débit du Neckar à Heidelberg	12
2.2	Prévisions de débit à 10 jours sur la Meuse	13
2.3	Schéma de principe de la prévision de débit	14
2.4	Schéma d'un réseau de neurones artificiels	15
2.5	Schéma du neurone formel	16
2.6	Algorithme de rétropropagation	17
2.7	Comparaisons entre prévisions à 7 jours au Québec	18
2.8	Débits moyens journaliers entrants dans une retenue alpine	19
2.9	MMS sur 365 valeurs	21
2.10	Comparaison entre moyenne et écart journalier	22
2.11	Illustration de la méthode de décomposition	23
2.12	Mesures de débits, températures et précipitations	25
2.13	Comparaison entre débit mesuré et débit prévu	26
2.14	Prévision de débit moyen avec un modèle ARIMA	27
2.15	Prévision de débit à l'aide d'un modèle ARMAX	29
2.16	Modèle hydrologique HBV	33
2.17	Structure du modèle conceptuel PREVIS	33
2.18	Fonctionnement du modèle hydrologique TOPMODEL	34
2.19	Résultats de simulations sur le Kifissos	36
2.20	Schéma de fonctionnement des analogues	37
2.21	Prévisions à 2 h sur le Gardon d'Anduze	39
3.1	Modèle numérique de terrain de la région d'Aletsch	42
3.2	Schéma du réseau hydraulique SISOPT au Brésil	47
3.3	Optimisation d'un système de réservoirs de manière séquentielle	49
3.4	Schéma de fonctionnement d'un algorithme évolutif	51
3.5	Exemple de fonction d'appartenance	52
3.6	Schéma de fonctionnement d'un système expert	54
3.7	Performance relative des méthodes d'optimisation	56
4.1	Concept du modèle semi-distribué GSM-SOCONT	61
4.2	Modèle de fonte de neige	62
4.3	Comportement annuel du modèle de neige	65
4.4	Modèle SOCONT	66
4.5	Description schématique des paramètres	68
4.6	Profil en travers trapézoïdal	68
4.7	Comportement annuel d'un bassin versant à forte proportion glaciaire	73
4.8	Architecture simplifiée du logiciel Routing System II	76
4.9	Répartition spatiale des stations météorologiques	78
4.10	Répartition spatiale des points de calcul du modèle aLMo	80

4.11	Exemple de bassin versant d'ordre 3 selon Horton	84
4.12	Carte du bassin versant avec sa discrétisation	87
4.13	Carte du bassin versant avec les points de calage	88
4.14	Comparaison entre observations et simulations, Lonza	94
4.15	Comparaison entre observations et simulations, Trift	95
4.16	Calage des sous-bassins versants non perturbés	97
4.17	Erreur relative des sous-bassins versants non perturbés	98
4.18	Calage des sous-bassins versants perturbés	103
4.19	Erreur relative des sous-bassins versants perturbés	104
4.20	Validation des sous-bassins versants non perturbés	107
4.21	Erreur relative des sous-bassins non perturbés	108
4.22	Performances des sous-bassins non perturbés en calage et validation	108
4.23	Validation des sous-bassins versants perturbés	109
4.24	Erreur relative des sous-bassins perturbés	110
4.25	Performances des sous-bassins perturbés en calage et validation	111
4.26	Carte des coefficients de Nash	112
4.27	Hydrogrammes de crue à la Porte du Scex	113
4.28	Carte des niveaux de zones	116
4.29	Hydrogrammes de crue à la Porte du Scex	119
4.30	Synthèse des résultats des simulations	121
5.1	Processus de production d'hydroélectricité	124
5.2	Schéma des fonctions hydrauliques de base	125
5.3	Prix du marché spot au European Energy Exchange	126
5.4	Structure de l'offre en électricité	127
5.5	Schéma d'un aménagement hydroélectrique au fil de l'eau type	128
5.6	Exemple fictif de règlement d'exploitation	129
5.7	Schéma type d'aménagement à accumulation	131
5.8	Taux de remplissage moyen des retenues d'accumulation	132
5.9	Taux de puissance produit par un aménagement	133
5.10	Règlement d'urgence type	134
5.11	Situation des principaux aménagements hydroélectriques	135
5.12	Classement des vallées	139
5.13	Classement des aménagements par volume de stockage	140
5.14	Classement des aménagements par potentiel de dérivation	142
5.15	Situation des bassins versants non perturbés calés	144
5.16	Situation de l'aménagement Grande Dixence	146
5.17	Reconstitution des séries horaires à Cleuson	147
5.18	Reconstitution des séries horaires à Bieudron	148
5.19	Situation des aménagements Emosson et Salanfe	149
5.20	Désagrégation horaire du débit turbiné à la Bâtiaz	149
5.21	Situation des aménagements Mauvoisin et Pallazuit	150
5.22	Situation de l'aménagement de Mattmark	151
5.23	Situation des aménagements Gougra, Lienne et Lötschen	152
5.24	Reconstitution du débit turbiné horaire à Bitsch	155
5.25	Apports et production journaliers moyens	157
5.26	Production journalière normalisée	158
5.27	Comparaison entre écarts normalisés mesurés et estimés	159
5.28	Horaires typiques de turbinage	160

6.1	Schéma de l'aménagement de Mattmark	169
6.2	Feuille de calcul Excel utilisée pour le calcul des opérations préventives . . .	170
6.3	Schéma de la méthode d'estimation de l'hydrogramme	176
6.4	Schéma du fonctionnement de l'algorithme d'optimisation	179
6.5	Fonctionnement à bas niveau de l'algorithme d'optimisation	179
6.6	Modèle théorique de bassin versant	181
6.7	Débit à l'exutoire du bassin versant en fonction du débit équipé	183
6.8	Débit à l'exutoire du bassin versant en fonction du temps de transit	184
6.9	Débit à l'exutoire du bassin versant en fonction de la largeur du déversoir .	185
6.10	Espace des solutions pour 2 aménagements	186
6.11	Comparaison entre les débits turbinés totaux à l'exutoire	187
7.1	Fonctionnement du modèle de gestion des crues	192
7.2	Fonctionnement opérationnel du modèle de prévision hydrologique	193
7.3	Fonctionnement du modèle d'optimisation	194
7.4	Schéma du modèle du bassin versant du Rhône	196
7.5	Modèle de simulation Routing System II	197
7.6	Description des 7 objectifs de l'optimisation	199
7.7	Précipitations mesurées du 22 au 25 septembre 1993	200
7.8	Mesures de débit, 22-25 septembre 1993	200
7.9	Mesures de précipitations, 22-25 septembre 1993	201
7.10	Performance du modèle de prévision hydrologique pour la crue de 1993 . . .	202
7.11	Prévision hydrologique à la Porte du Scex, 1993	202
7.12	Comparaison entre volumes précipités prévus et observés	203
7.13	Répartition spatiale des différences	204
7.14	Performance du modèle de prévision, crue 1993	205
7.15	Prévision à la Porte du Scex, crue 1993, avec mise à jour	205
7.16	Hydrogrammes sans aménagements, crue 1993	206
7.17	Résultats de l'optimisation, crue 1993	208
7.18	Opérations de turbinage préventif, crue 1993	210
7.19	Hydrogrammes rejetés par les aménagements, crue 1993	210
7.20	Opérations de turbinage et vidange préventifs, crue 1993, sensibilité	211
7.21	Hydrogrammes rejetés par les aménagements avec vidanges, crue 1993 . . .	211
7.22	Performance opérationnelle, crue 1993	214
7.23	Précipitations totales, crue 2000	215
7.24	Mesures de débit, crue 2000	216
7.25	Mesures de précipitations et températures, crue 2000	216
7.26	Performance du modèle de prévision, crue 2000	217
7.27	Prévision hydrologique à la Porte du Scex, crue 2000	218
7.28	Comparaison entre volumes précipités prévus et observés, crue 2000	219
7.29	Répartition spatiale des différences, crue 2000	220
7.30	Répartition spatiale des différences (températures), crue 2000	221
7.31	Prévision à la Porte du Scex avec mise à jour, crue 2000	222
7.32	Performance avec mise à jour, crue 2000	222
7.33	Performance opérationnelle, crue 2000	225
7.34	Prévisions aLMo, alerte 2006	227
7.35	Températures observées, alerte 2006	228
7.36	Prévisions hydrologiques, alerte 2006	230
7.37	Rapports entre intensité nette totale prévue et observée, alerte 2006	231
7.38	Débits prévus et optimisés, alerte 2006	231

7.39 Images radar, alerte 2006	233
7.40 Prévisions Cosmo-Leps, alerte 2006	234

Notations

Les symboles ci-dessous sont utilisés dans ce document :

Symboles romains

A	surface mouillée (m^2)
a	pente de la droite d'ajustement
A_{GL}	facteur degré-jour de la glace ($m/^\circ C/s$)
A_N	facteur degré-jour de la neige ($m/^\circ C/s$)
a_s	paramètre de Log-Weibull II pour la période s
B	base de la section trapézoïdale (m)
B	largeur moyenne du plan incliné (m)
b	ordonnée à l'origine de la droite d'ajustement (m^3/s)
b_p	facteur d'augmentation de fonte de neige lors de précipitations liquides (s/m)
b_s	paramètre de Log-Weibull II pour la période s
c	coefficient de la fonction de coût ($CHF/m^3/s$)
c	célérité de l'onde (m/s)
C_{MAJ}	coefficient de correction des niveaux des réservoirs en procédure de filtrage
D	débitance (m^3/s)
$d_{i,s}$	distance projetée sur un plan horizontal entre une station de mesure i et une station virtuelle s (m)
dt	pas de temps (s)
$E_{add,max}$	efficacité d'adduction maximale
E_{add}	efficacité d'adduction
E_{disp}	efficacité de rétention du volume disponible
E_{el}	énergie électrique (kJ)
e_r	erreur relative de l'ajustement
E_{stock}	efficacité de rétention totale
E_{TP}	efficacité de rétention due au turbinage préventif
ETP	évapo-transpiration potentielle (m/s)
ETR	évapo-transpiration réelle (m/s)
FP	facteur de pointe de turbinage ou de vidange
g	accélération terrestre (m/s^2)
$Glacier$	modèle de fonte de glace
h	niveau du réservoir GR3 (m)
h_{GL}	niveau du réservoir linéaire de glace (m)
h_{max}	capacité de rétention du réservoir GR3 (m)
h_{NGL}	niveau du réservoir linéaire de neige (m)
H_N	stock de neige (m)

H_n	hauteur de chute nette (m)
h_r	hauteur d'eau sur le plan incliné (m)
I_1	coefficient de profil (m^3)
I_2	coefficient de variation de la section (m^2)
i_{net}	intensité nette (m/s)
i_r	intensité nette à l'exutoire du plan incliné (m/s)
J_0	pente de fond du cours d'eau
J_0	pente moyenne du plan incliné
J_f	pente de frottement
k	constante de vidange du réservoir-sol (s)
K_f	constante de vidange du réservoir d'eau dans la neige
K_{GL}	constante de vidange du réservoir linéaire de glace (s)
K_N	constante de vidange du réservoir linéaire de neige (s)
K_s	coefficient de frottement de Strickler ($m^{1/3}/s$)
L_p	périmètre mouillé (m)
m	fruit du talus
M_N	intensité de fonte ou regel (m/s)
M_s	production journalière moyenne en période s (m^3/s)
N	précipitation solide (m/s)
N_{max}	niveau maximum d'exploitation (m s.m.)
N_{min}	niveau minimum d'exploitation (m s.m.)
<i>Neige</i>	modèle de fonte de neige
P	intensité des précipitations (m/s)
P^*	précipitation liquide (m/s)
P_{eqGL}	pluie équivalente de fonte glaciaire (m/s)
P_{eq}	pluie équivalente (m/s)
Q	débit (m^3/s)
Q_{GL}	débit de fonte glaciaire (m^3/s)
Q_{in}	débit entrant dans la retenue (m^3/s)
Q_{lim}	débit à partir duquel des dégâts se produisent (m^3/s)
Q_{nat}	débit dans le cours d'eau sans les retenues (m^3/s)
Q_{NGL}	débit de fonte de neige sur glace (m^3/s)
Q_{obs}	débit observé (m^3/s)
Q_{out}	débit sortant de la retenue (m^3/s)
Q_r	débit ruisselé sortant de SWMM (m^3/s)
$q_{s,i}$	débit spécifique moyen du sous-bassin versant i ($m^3/s/km^2$)
Q_{sim}	débit simulé (m^3/s)
Q_s	débit sortant du réservoir-sol (m^3/s)
Q_{tot}	débit total à l'exutoire du bassin versant (m^3/s)
Q_{TP}	débit de turbinage ou vidange préventifs (m^3/s)
Q_T	débit turbiné (m^3/s)
QT_s	production moyenne journalière reconstituée pour la période s (m^3/s)
R_h	rayon hydraulique (m)
r_n	production journalière moyenne du jour n (m^3/s)

r_s	rayon de recherche attribué à la station virtuelle s (m)
RGL	réservoir linéaire de glace
RN	réservoir linéaire de neige
S	surface de la bande non-glaciaire (m ²)
S_{GL}	surface de la bande glaciaire (m ²)
Sol	modèle d'écoulement dans le sol
T	température de l'air (°C)
t	temps (s)
T_{cp1}	température critique inférieure de séparation pluie-neige (°C)
T_{cp2}	température critique supérieure de séparation pluie-neige (°C)
T_{cr}	température critique de fusion de la neige (°C)
t_{tot}	durée de l'horizon d'optimisation (s)
t_{TP}	durée du turbinage préventif (s)
V	volume d'eau dans la retenue (m ³)
V_i	volume d'eau à l'exutoire du sous-bassin versant i (m ³)
V_{obs}	volume observé sur la période d'évaluation (m ³)
V_{sim}	volume simulé sur la période d'évaluation (m ³)
V_{tot}	volume d'eau à l'exutoire du bassin versant (m ³)
W_N	contenu en eau de la neige (m)
X	nombre aléatoire entre 0 et 1 généré selon une loi uniforme
x	abscisse curviligne du cours d'eau (m)
x	coordonnée absolue x (m)
y	coordonnée absolue y (m)
z	coordonnée d'altitude absolue z (m)

Symboles grecs

α	proportion de précipitation liquide
β	coefficient de correction du volume capté
δ	coefficient de diffusion (m/s)
η	coefficient d'amortissement en procédure de filtrage
η_{el}	rendement des équipements électro-mécaniques
η_j	taux de remplissage de la retenue j
η_t	rendement de la turbine
γ	taux de fonctionnement d'un captage, d'un collecteur ou d'une station de pompage
γ_w	masse volumique de l'eau (kg/m ³)
σ	écart-type d'une distribution statistique
σ_r	écart-type relatif d'une distribution statistique
θ	proportion d'eau dans la neige
θ_{cr}	proportion critique d'eau dans la neige
θ_s	écart de production journalière en période s (m ³ /s)
$\varepsilon(t)$	erreur de l'ajustement (m ³ /s)

Liste des abréviations

AI	intelligence artificielle
ANETZ	réseau de mesures de MétéoSuisse
ARIMA	autoregressive integrated moving average
CECA	centrale d'engagement du canton du Valais
CERISE	cellule scientifique de crise du canton du Valais
DP	programmation dynamique
ECMWF	Ensemble Continental Meteorological Weather Forecast
EEX	European Energy eXchange
EPFL	Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
ETP	évapo-transpiration potentielle
ETR	évapo-transpiration réelle
FS	logique floue
GA	algorithme génétique
GP	goal programming
GR3	modèle de production à 3 paramètres
GSM-SOCONT	Glacier Snow Melt SOil CONTRibution model
HBV	hydrologiska byrans vattenbalansavdelning (Hydrological Bureau Water balance)
HYDRAM	Laboratoire d'Hydrologie et Aménagements
IMIS	Intercantonal Measurement and Information System
LCH	Laboratoire de Constructions Hydrauliques
LEX	lissage exponentiel
LP	programmation linéaire
MINERVE	Modélisation des Intempéries de Nature Extrême, des Rivières Valaisannes et de leurs Effets
MMC	moyenne mobile centrés
MMD	moyenne mobile double
MMS	moyenne mobile simple
MNT	modèle numérique de terrain
NLP	programmation non linéaire

OFEV	Office Fédéral de l'EnVironnement
QMOO	Queueing Multi-Objective Optimiser
QPF	prévisions quantitatives de précipitations
RNA	réseau de neurones artificiels
SFH	Service des Forces Hydrauliques, canton du Valais
SIG	système d'information géographique
SISOPT	SYStem for OPTimization
SLP	programmation linéaire séquentielle
SOCONT	SOil CONTRibution model
SRCE	Service des Routes et Cours d'Eau, canton du Valais
SWMM	Stormwater and Wastewater Management Model
TELEFLEUR	TELEmatics assisted handling of FLood Emergencies in URban areas

Bibliographie

- Abebe, A. J., Solomatine, D. P. and Venneker, R. G. W. (2000). Application of adaptative fuzzy rule-based models for reconstruction of missing precipitation events, *Hydrological sciences journal-Journal des sciences hydrologiques* **45**(3) : 425–430.
- Ahmad, S. and Simonovic, S. (2000). System dynamics modeling of reservoir operations for flood management, *Journal of Computing in Civil Engineering* **14**(3) : 190–198.
- Ahmad, S. and Simonovic, S. P. (2001). Integration of heuristic knowledge with analytical tools for the selection of flood damage reduction measures, *Canadian Journal of Civil Engineering* **28** : 208–221.
- André, S. and Boillat, J.-L. (2002). Schaffung eines Rückhaltevolumens im Stausee Mattmark für den Hochwasserschutz, *Mitteilung der Versuchsanstalt für Hydrologie und Glaziologie (VAW), N ° 175, Band 2, ETH, Zürich*, pp. 509–518.
- Andrade-Leal, R., M, M. B., Drabek, U., Gutknecht, D., Haiden, T., Holzmann, H., Hebens-treit, K., Kirnbauer, R., Nachtnebel, H. and Precht, J. (2002). Hydrologische Vorhersage-modelle im operationellen Betrieb der Wasserkraftwirtschaft, *Österreiche Wasser- und Abfallwirtschaft* **9-10**.
- Bachhiesl, M. (2002). Zuflussvorhersage für den Kraftwerkseinsatz als Grundlage des EPV - Energiewirtschaftliches Planungssystem Verbund, *Mitteilung der Versuchsanstalt für Hydrologie und Glaziologie (VAW), N ° 174, Band 1, ETH, Zürich*, pp. 261–270.
- Barros, M. T. L., Tsai, F. T. C., Yang, S. L., Lopes, J. E. G. and Yeh, W. W. G. (2003). Optimization of large-scale hydropower system operations, *Journal of Water Resources Planning and Management* **129**(3) : 178–188.
- Bazarra, M., Sherali, H. and Shetty, C. (1993). *Nonlinear programming : Theory and algorithms*, New York.
- Bedient, P. B., Hoblit, B. C., Gladwel, D. C. and Vieux, B. E. (2000). NEXRAD Radar for Flood Prediction in Houston, *Journal of Hydrologic Engineering* **5**(3) : 269–277.
- Bellman, R. E. (1957). *Dynamic Programming*, Princeton N.J.
- Bessler, F. T., Savic, D. A. and Walters, G. A. (2003). Water Reservoir Control with Data Mining, *Journal of Water Resources Planning and Management* **129**(1) : 26–34.
- Beven, K. and Kirby, M. (1979). A physically based, variable contributing area model of basin hydrology, *Hydrological sciences bulletin* **24**(1) : 43–69.
- Biedermann, R., Pougatsch, H., Darbre, G., Raboud, P.-B., Fux, C., Hagin, B. and Sander, B. (1996). Aménagements hydro-électriques à accumulation et protection contre les crues - Speicherkraftwerke und Hochwasserschutz, *Wasser Energie Luft - Eau Energie Air* **10** : 221–266.

- Birikundavyi, S., Labib, R., Trung, H. and Rousselle, J. (2002). Performance of Neural Network in Daily Streamflow Forecasting, *Journal of Hydrologic Engineering* **7**(5) : 392–398.
- Boillat, J.-L. (2005). L'influence des retenues valaisannes sur les crues Le projet MINERVE, *Communication LCH N°21, Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la 3e Correction du Rhône - Nouveaux développements dans la gestion des crues*, Martigny, pp. 87–101.
- Boillat, J.-L., Dubois, J. and Schleiss, A. (2000). Utilisation possible de la retenue de Mattmark pour la protection contre les crues et la production d'énergie, Proc., *XXe Congrès des Grands Barrages, CIGB/ICOLD*, Vol. Q.77 - R.23, Beijing, China, pp. 339–355.
- Boillat, J.-L., Dubois, J. and Schleiss, A. (2002). Flood Modeling and Prevention in the Rhone Basin upstream of Lake Geneva, Proc., *International Conference on Flood Estimation*, Bern.
- Box, G. E. and Jenkins, G. M. (1976). *Time-Series Analysis, Forecasting and Control*, Rev. ed. Holden Day, San Fransisco.
- Bürgi, T. (2002). Wasserstands- und Abflussvorhersagen für den Rhein, *Wasser Energie Luft - Eau Energie Air* **7/8** : 199–205.
- Bérod, D. (1994). *Contribution à l'estimation des crues rares à l'aide de méthodes déterministes. Apport de la description géomorphologique pour la simulation des processus d'écoulement*, Ph.D. Thesis N°1319, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Bérod, D. and Consuegra, D. (1995). Etude CONSECRU, Traitements statistiques des séries de débit, Unpubl. Technical Report, EPFL, Lausanne.
- Burke, L. I. (1991). Clustering Characterization of Adaptative Resonance, *Neural Networks* **4**(4) : 485–491.
- Can, E. K. and Houck, M. H. (1984). Real-time reservoir Operations by goal programming, *Journal of Water Resources Planning and Management* **110**(3) : 297–309.
- Cancelliere, A., Giuliano, G., Rossi, G. and Nicolosi, V. (2005). A Reservoir Operation DSS based on Optimization and Neuro-Fuzzy Techniques, Proc., *XXXI IAHR Congress, Water Engineering for the Future : Choices and Challenges*, Seoul, pp. 271–279.
- Chandramouli, V. and Raman, H. (2001). Multireservoir modeling with dynamic programming and neural networks, *Journal of Water Resources Planning and Management* **127**(2) : 89–98.
- Chang, F. J. and Hwang, Y. Y. (1999). A self-organization algorithm for real-time flood forecast, *Hydrological Processes* **13**(2) : 123–138.
- Charnes, A. and Cooper, W. W. (1961). *Management Models and Industrial Applications of Linear Programing*, Vol. 1, Wiley and Sons, New York.
- Cheng, C.-T. and Chau, K. (2004). Flood control management system for reservoirs, *Environmental Modelling and Software* **19** : 1141–1150.
- Chow, V. T., Maidment, D. R. and Mays, L. W. (1983). *Applied Hydrology*, McGraw-Hill, New York.

- Consuegra, D., Niggli, M. and Musy, A. (1998). Concepts méthodologiques pour le calcul des crues. Application au bassin versant supérieur du Rhône, *Wasser Energie Luft - Eau Energie Air* **9/10** : 223–231.
- Coulibaly, P., Anctil, F. and Bobée, B. (2001). Multivariate Reservoir Inflow Forecasting Using Temporal Neural Networks, *Journal of Hydraulic Engineering* **6(5)** : 367–376.
- Cunge, J. A. (1969). Au sujet d'une méthode de calcul de propagation des crues (Méthode Muskingum), *Journal of Hydraulic Research* **7(2)** : 205–230.
- Cunge, J. A. (1991). Polycopié, Simulation des écoulements non-permanents dans les rivières et canaux, Institut National Polytechnique de Grenoble, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique et de Mécanique de Grenoble.
- Dandy, G. and Maier, H. (1996). Use of artificial neural networks for real time forecasting of water quality, Proc., *International Conference on Water Resources and Environmental Research*, Vol. II, Kyoto.
- Dantzig, G. B. (1982). Reminiscences about the origins of linear programming, *Operational Research Letters* **1(2)** : 43–48.
- Dawson, C. W. and Wilby, R. (1998). An artificial neural network approach to rainfall-runoff modelling, *Hydrological sciences journal-Journal des sciences hydrologiques* **43(1)** : 47–66.
- DeRoo, A. P., Gouweleeuw, B., Thielen, J., Bartholmes, J., Bongioannini-Cerlini, P., Todini, E., Bates, P. D., Horritt, M., Hunter, N., Beven, K., Pappenberger, F., Heise, E., Rivin, G., Hils, M., Hollingsworth, A., Holst, B., Kwadijk, J., Reggiani, P., Dijk, M. V., Sattler, K. and Sprokkereef, E. (2003). Development of a European flood forecasting system, *International Journal of River Basin Management* **1(1)** : 49–59.
- Dietrich, J., Voss, F., Wang, Y., Lechthaler, E. and Schumann, A. (2006). Operational Flood Risk Management Based on Ensemble Predictions - The Mulde Case Study, Proc., *3rd Symposium on Integrated Water Resources Management*, Bochum.
- Dolciné, L., Andrieu, H., Sempere-Torres, D. and Creutin, D. (2001). Flash-Flood Forecasting with Coupled Precipitation Model in Mountainous Mediterranean Basin, *Journal of Hydrologic Engineering* **6(1)** : 1–10.
- Dolling, O. R. and Varas, E. A. (2003). Artificial neural network for streamflow prediction, *Journal of Hydraulic Research* **40(5)** : 547–554.
- Drabek, U., Kirnbauer, R., Gutknecht, D. and Andrade-Leal, R.-N. (2002). Das Durchflussprognosesystem HYSIM als Teil des EPV-Energiewirtschaftliches Planungssystem Verbund, *Mitteilung der Versuchsanstalt für Hydrologie und Glaziologie (VAW), N° 174, Band 1, ETH, Zürich*, pp. 301–311.
- Draper, A. J., Munévar, A., Arora, S. K., Reyes, E., Parker, N. L., Chung, F. I. and Peterson, L. E. (2004). CalSim : Generalized Model for Reservoir System Analysis, *Journal of Water Resources Planning and Management* **130(6)** : 480–489.
- DTEE (2000). 3e Correction du Rhône, Sécurité pour le futur, *Rapport de synthèse*, Etat du Valais - Département des transports, de l'équipement et de l'environnement.
- du Plessis, L. A. (2002). A review of effective flood forecasting, warning and response system for application in South Africa, *Water SA* **28(2)** : 129–137.

- Dubois, J. (1998). *Comportement hydraulique et modélisation des écoulements de surface*, Communications du Laboratoire de Constructions Hydrauliques N°8, Ed. A. Schleiss, Lausanne.
- Dubois, J. (2005). Simulation des systèmes hydrauliques et hydrologiques complexes : Routing System II, *Communication du Laboratoire de Constructions Hydrauliques N°21, Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la 3e Correction du Rhône - Nouveaux développements dans la gestion des crues*, Ed. A. Schleiss, Lausanne, pp. 133–145.
- Dubois, J. and Boillat, J.-L. (2000). *Routing System - Modélisation du routage des crues dans des systèmes hydrauliques à surface libre*, Communications du Laboratoire de Constructions Hydrauliques N°9, Ed. A. Schleiss, Lausanne.
- EER (2001). *Nos centrales hydroélectriques*, Les Electriciens Romands, Sion.
- Ehrsam, E. (1974). Exposé général des deux corrections des eaux du Jura, *Technical report*, Commission Intercantonale des Travaux.
- Eschenbach, E. A., Magee, T., Zagona, E., Goranflo, M. and Shane, R. (2001). Goal programming decision support system for multiobjective operation of reservoir systems, *Journal of Water Resources Planning and Management* **127**(2) : 108–120.
- Faivre, G. (2004). *Etude comparative de méthodes de spatialisation des précipitations en région montagneuse. Application à la région du Valais*, Master Thesis Report, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- French, M., Krajewski, W. and Cuykendall, R. (1992). Rainfall forecasting in space and time using neural network, *Journal of Hydrology* **137** : 1–31.
- Graf, W. H. and Altinakar, M. S. (1996). *Hydraulique fluviale, Tome 2, Traité de Génie civil*, Vol. 16, René Walther, Lausanne.
- Grebner, D., Aschwanden, H., Steinegger, U. and Zimmermann, M. (2000). Charakteristik des Hochwassers vom 9. bis 16. Oktober 2000 auf der Alpensüdseite und im Wallis, *Wasser Energie Luft - Eau Energie Air* **92**(11/12) : 369–377.
- Gurtz, J., Baltensweiler, A. and Lang, H. (1999). Spatially distributed hydrotopo-based modelling of evapotranspiration and runoff in mountainous basins, *Hydrological Processes* **13** : 2751–2768.
- Gurtz, J., Zappa, M., Jasper, K., Lang, H., Verbunt, M., Badoux, A. and Vitvar, T. (2003). A comparative study in modelling runoff and its components in two mountainous catchments, *Hydrological Processes* **17** : 297–311.
- Gustafsson, F. (2000). *Adaptive Filtering and Change Detection*, Wiley and Sons, Chichester.
- Gutknecht, D. (2003). Extreme runoff events in small catchments - the need for a proper modelling strategy for early warning systems, Proc., *Early Warning Systems for Natural Disaster Reductions*, Berlin, pp. 265 – 269.
- Haiden, T. (2006). Niederschlagsprognosen mit hoher zeitlicher und räumlicher Auflösung : Fortschritte und Probleme, *Hochwasservorhersage, Erfahrungen, Entwicklungen und Realität*, Wiener Mitteilungen, Band 199, TU Wien, pp. 199–207.

- Hall, M. and Minns, A. (1993). Rainfall-runoff modelling as a problem in artificial intelligence : experience with a neural network, *in* B. H. Society (ed.), *4th National Hydrology Symposium*, British Hydrological Society, Cardiff.
- Hamdi, Y., Hingray, B. and Musy, A. (2003). Projet MINERVE, rapport intermédiaire N°1, volet B : Modélisation hydrologique, Unpubl. Technical Report, HYDRAM-EPFL, Lausanne.
- Hamdi, Y., Hingray, B. and Musy, A. (2004). Projet MINERVE, rapport intermédiaire N°2, volet B : Modélisation hydrologique, Unpubl. Technical Report, HYDRAM-EPFL, Lausanne.
- Hamdi, Y., Hingray, B. and Musy, A. (2005a). Projet MINERVE, rapport intermédiaire N°3, volet B : Modélisation hydrologique, Unpubl. Technical Report, HYDRAM-EPFL, Lausanne.
- Hamdi, Y., Hingray, B. and Musy, A. (2005b). Un modèle de prévision hydro-météorologique pour les crues du Rhône supérieur en Suisse, Communication du Laboratoire de Constructions Hydrauliques N°21, Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la 3e Correction du Rhône - Nouveaux développements dans la gestion des crues, Ed. A. Schleiss, Martigny, pp. 103–116.
- Hauenstein, W. (1998). Talsperren und Hochwasserschutz in der Schweiz, *Wasser Energie Luft - Eau Energie Air* **9/10** : 241–245.
- Hebb, D. O. (1949). *The Organization of Behavior*, Wiley and Sons, New York.
- Heller, P., Bollaert, E., Schleiss, A. J., Pellaud, M. and Schlaepfer, R. (2006). Multi-purpose shallow reservoir : Synergies between ecology and energy production, Proc., *Riverflow 2006*, Lisbon.
- Hernandez, J. G. (2006). *Exploitation des prévisions météorologiques pour la prévision hydrologique opérationnelle du bassin versant du Rhône*, Master Thesis Report, Ecole Polytechnique Fédérale Lausanne.
- Hiew, K. (1987). *Optimization algorithms for large scale multi-reservoir hydropower systems*, PhD dissertation, Colorado State University.
- Hingray, B., Mezghani, A., Schaeffi, B., Niggli, M., Faivre, G., Guex, F., Hamdi, Y. and Musy, A. (2006). Projet CONSECRU2 - Estimation des débits de crue du Rhône à la Porte du Scex et autres points amont caractéristiques, Unpubl. Technical Report, *Technical report*, EPFL.
- Homagk, P. (1996). Hochwasserwarnsystem am Beispiel Baden-Württemberg, *Geowissenschaften* **14**(12).
- Homagk, P. and Ludwig, K. (1998). Operationeller Einsatz von Flussgebietsmodellen bei der Hochwasser-Vorhersage-Zentrale Baden-Württemberg, *Wasserwirtschaft* **88**(4) : 160–167.
- Jain, S., Das, A. and Srivastava, D. (1999). Application of ANN for Reservoir Inflow Prediction and Operation, *Journal of Water Resources Planning and Management* **125**(5) : 263–271.
- Jairaj, P. and Vedula, S. (2003). Modeling Reservoir Irrigation in Uncertain Hydrologic Environment, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* **129**(3) : 164–172.

- Jordan, F. (2005). *Gestion des crues par opérations préventives sur les aménagements hydroélectriques à accumulation*, Vol. 21, Communication du Laboratoire de Constructions Hydrauliques N°21, Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la 3e Correction du Rhône - Nouveaux développements dans la gestion des crues, Ed. A. Schleiss, Martigny.
- Jordan, F., Boillat, J.-L., Dubois, J. and Schleiss, A. (2004). MINERVE, a tool for flood prediction and management of the Rhone river catchment area, Proc., *Risks in Design and Management of Rivers and Reservoirs*, Vol. 17, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Technische Universität Dresden, pp. 227–236.
- Jordan, F., Boillat, J.-L., Dubois, J. and Schleiss, A. (2005a). A new model for real-time flood management by preventive operations on multiple hydropower schemes, Proc., *Hydro 2005 - Policy into practice, Sess. 5*, Hydropower and Dams, Villach.
- Jordan, F., Boillat, J.-L., Dubois, J. and Schleiss, A. (2005b). Real-time flood management by preventive operations on multiple alpine hydropower schemes, Proc., *31th IAHR Congress*, Seoul, pp. 3235–3245.
- Jordan, F., Boillat, J.-L., Dubois, J. and Schleiss, A. (2006a). Prévision et gestion des crues par opérations préventives sur les retenues alpines, Proc., *XXIIe Congrès des Grands Barrages, CIGB/ICOLD*, Barcelone, pp. 497–510.
- Jordan, F., Boillat, J.-L., Dubois, J., Schleiss, A. and Hingray, B. (2006b). Modell zur Hochwasservorhersage und Hochwassermanagement der Rhone, Proc., *Symposium : Stauhaltung und Speicher - von der Tradition zur Moderne*, Schriftenreihe zur Wasserkraft, 46/2, TU Graz, pp. 218–232.
- Kalman, R. E. (1960). A New Approach to Linear Filtering and Prediction Problems, *Journal of Basic Engineering* **D83**(March) : 95–107.
- Karaboga, D., Bagis, A. and Haktanir, T. (2004). Fuzzy Logic Based Operation of Spillway Gates of Reservoirs during Floods, *Journal of Hydrologic Engineering* **9**(6) : 544–549.
- Karamouz, M., Zahraie, B. and Araghinejad, S. (2005). Decision Support System for Monthly Operation of Hydropower Reservoirs : A Case Study, *Journal of Computing in Civil Engineering* **19**(2) : 194–207.
- Karbowski, A., Malinowski, K. and Niewiadomska-Szynkiewicz, E. (2005). A hybrid analytic/rule-based approach to reservoir system management during flood, *Decision Support Systems* **38**.
- Karunanithi, N., Genney, W. and Whitley, D. (1994). Neural networks for river flow prediction, *Journal of Computing in Civil Engineering* **8**(2) : 201–220.
- Kaufmann, P., Schubiger, F. and Binder, P. (2003). 2003 Precipitation forecasting by a mesoscale numerical weather prediction (NWP) model : eight years of experience, *Hydrology and Earth System Sciences* **7**(6) : 812–832.
- Koussis, A. D., Buzzi, A. and Malguzzi, P. (2003). Flood Forecasts for Urban Basin with Integrated Hydro-Meteorological Model, *Journal of Hydrologic Engineering* **8**(1) : 1–11.
- Krainer, R. and Hable, O. (2004). Bewertung von Hochwasserrückhaltebecken mit Hilfe eines Risikoorientierten Ansatzes, Proc., *Risks in Design and Management of Rivers and Reservoirs*, Mitteilung N°27, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, TU Dresden.

- Kumar, N. D., Prasad, D. and Raju, S. K. (2001). Optimal Reservoir Operation Using Fuzzy Approach, Proc., *Int. Conf. on Civil Engineering (ICCE-2001)*, pp. 377–384.
- Labadie, J. W. (2004). Optimal Operation of Multireservoir Systems : State-of-the-Art Review, *Journal of Water Resources Planning and Management* **130**(2) : 93–111.
- LCH (2002). Modélisation Interdisciplinaire Numérique de l'Effet des Retenues Valaisannes à but Energétique - Projet MINERVE, Rapport N°5/02, Unpubl. Technical Report, LCH-EPFL, Lausanne.
- LCH (2003). Modèle de prévision et de gestion des crues, Rapport intermédiaire N°1, Unpubl. Technical Report, LCH-EPFL, Lausanne.
- LCH (2004). Modèle de prévision et de gestion des crues, Rapport intermédiaire N°2, Unpubl. Technical Report, LCH-EPFL, Lausanne.
- LCH (2005). Modèle de prévision et de gestion des crues, Rapport intermédiaire N°3, Unpubl. Technical Report, LCH-EPFL, Lausanne.
- LCH (2006). Modèle de prévision et de gestion des crues, Rapport intermédiaire N°4, Unpubl. Technical Report, LCH-EPFL, Lausanne.
- León, C., Martín, S., Elena, J. and Luque, J. (2000). EXPLORE-hybrid expert system for water networks management, *Journal of Water Resources Planning and Management* **126**(2) : 65–74.
- Leyland, G. B. (2002). *Multi-objective optimisation applied to industrial energy problems*, PhD Thesis N°2572, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Little, J. D. C. (1955). The use of storage water in hydroélectric system, *Operationnal Research* **3**(2) : 187–197.
- Lobrecht, A. H., Dibike, Y. B. and Solomatine, D. P. (2005). Neural Networks and Fuzzy Systems in Model Based Control of the Overwaard Polder, *Journal of Water Resources Planning and Management* **131**(2) : 135–145.
- Maidment, D. R. (1993). *Handbook of Hydrology*, McGraw-Hill, New York.
- Makridakis, S., Wheelwright, S. C. and McGee, V. E. (1983). *Forecasting - Methods and Applications*, 2nd ed., John Wiley and Sons, New York.
- Manne, A. S. (1962). Product mix alternatives : Flood control, electric power and irrigation, *International Economical Revue* **8**(1) : 30–54.
- Marquardt, D. W. (1963). An Algorithm for Least Square Estimation of Nonlinear Parameters, *Journal of the Society for Industrial and Applied Mathematics* **11** : 431–441.
- McCuen, R. H., Knight, Z. and Cutter, A. G. (2006). Evaluation of the Nash-Sutcliffe Efficiency Index, *Journal of Hydrologic Engineering* **11**(6) : 597–602.
- McCulloch, W. and Pitts, W. (1943). A logical calculus of the ideas immanent in nervous activity, *Bulletin of mathematical biophysics* **5** : 115–133.
- Meile, T. (2002). *Prévision à court terme des débits de fonte des glaciers alpins à l'aide de réseaux de neurones artificiels*, Master Thesis Report, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Minsky, M. and Papert, S. (1969). *Perceptrons*, MIT Press, Cambridge.

- Molyneaux, A. K. (2002). *A Methodology for Optimizing Complex Systems with Time Dependant Demand Variations Applied to Real World Cases*, PhD Thesis N°2636, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Moore, I., Turner, A., Jenson, J. and Band, E. (1993). *GIS and land-surface-subsurface process modelling*, in Goodchild, M.F. et al. (Eds), *Environmental modeling with GIS*, Oxford University Press, New York.
- Nash, J. E. and Sutcliffe, J. V. (1970). River flow forecasting through conceptual models, part 1 - A discussion of principles, *Journal of Hydrology* **10**(3) : 282–290.
- Nikopoulos, C. (1997). *Expert Systems*, Marcel Dekker Inc., Basel.
- Obled, C. and Djerboua, A. (1999). *Mise en alerte météorologique par détection à échéance de 1,2,3 jours des pluies journalières intenses sur de petits bassins versants*, Rapport du Projet Interreg II France-Italie.
- Obled, C. and Zin, I. (2004). TOPMODEL : principes de fonctionnement et application, *La Houille Blanche* **1**(2004) : 65–77.
- OFEG (2001). Protection contre les crues des cours d'eau, *Technical Report , Directives de l'OFEG*, Office Fédéral des Eaux et de la Géologie.
- OFEG (2002). Les crues 2000 - Analyse des événements / cas exemplaires, *Technical Report Rapports de l'OFEG, Série Eaux, No2*, Office Fédéral des Eaux et de la Géologie.
- OFEG (2005). Bericht über die Hochwasserereignisse 2005, *Technical Report , Rapport au conseil fédéral du 21.12.05*, Office Fédéral des Eaux et de la Géologie.
- OFEN (2001). Statistique suisse de l'électricité, *Technical report*, Office Fédéral de l'Energie.
- Oliveira, R. and Loucks, D. (1997). Operating rules for multireservoir systems, *Water Resources Research* **33**(4) : 839–852.
- ONU (2002). Guidelines for reducing flood losses, *Rapport de synthèse*, Organisation des Nations Unies.
- Otero, J., Labadie, J. and Haunert, D. (1995). Optimization of managed runoff to the St. Lucie estuary, Proc., *First Int. Conf. of the Water Resources Engineering Division*, San Antonio.
- Pareto, V. (1896). *Cours d'Economie Politique, Vol. I et II*, F. Rouge, Lausanne.
- Peng, C.-S. and Buras, N. (2000). Practical estimation of inflows into multireservoir system, *Journal of Water Resources Planning and Management* **126**(5) : 331–334.
- Philbrick, C. and Kitanidis, P. (1999). Limitations of deterministic optimization applied to reservoir operations, *Journal of Water Resources Planning and Management* **125**(3) : 135–142.
- Porporato, A. and Ridolfi, L. (2001). Multivariate nonlinear prediction of river flows, *Journal of Hydrology* **248**(1-4) : 109–122.
- Pougatsch, H. and Raboud, P.-B. (2002). Analyse de l'effet de rétention des ouvrages d'accumulation valaisans et tessinois pendant les crues d'octobre 2000, *Wasser Energie Luft - Eau Energie Air* **5/6**(2002) : 165–171.

- Raboud, P.-B., Dubois, J., Boillat, J.-L., Costa, S. and Pitteloud, P.-Y. (2001). Projet MINERVE-Modélisation de la contribution des bassins d'accumulation lors des crues en Valais, *Wasser Energie Luft - Eau Energie Air* **11/12** : 313–317.
- Raman, H. and Chandramouli, V. (1996). Deriving a general operating policy for reservoirs using neural network, *Journal of Water Resources Planning and Management* **122**(5) : 342–347.
- Rao, Z., Moore, I., O'Connell, P. and Jamieson, D. (2001). An interactive management system for operational control of Kirazdere reservoir (Turkey), *Water resources management* **15**(4) : 223–234.
- Rechenberg, I. (1973). *Evolutionsstrategie : Optimierung technischer Systeme nach Prinzipien der biologischen Evolution*, Frommann-Holzboog, Stuttgart.
- ReVelle, C., Joeres, E. and Kirby, W. (1969). The linear decision rule in reservoir management and design, 1, Development of the stochastic model, *Water Resources Research* **5**(4) : 767–777.
- Ribeiro, J., Lauzon, N., Rousselle, J., Trung, H. and Salas, J. (1998). Comparaison de deux modèles pour la prévision journalière en temps réel des apports naturels, *Canadian Journal of Civil Engineering* **25** : 291–304.
- Rosenblatt, F. (1958). The Perceptron : A Probabilistic Model for Information Storage and Organization in the Brain, *Psychological Review* **65**(6) : 386–408.
- Rosenthal, R. E. (1980). The status of optimization models for the operation of multi-reservoir systems with stochastic inflows and nonseparable benefits, *Research Report 75*, Tennessee Water Resources Research Center.
- Rumelhart, D., Hinton, G. and Williams, R. (1986). *Learning Internal Representations by Error Propagation*, Vol. I of *Parallel Distributed Processing : Explorations in the Microstructures of Cognition*, MIT Press, Cambridge.
- Russel, S. O. and Campbell, P. F. (1996). Reservoir Operating Rules with Fuzzy Programming, *Journal of Water Resources Planning and Management* **122**(3) : 165–170.
- Sander, B. and Haefliger, P. (2002). Umbau der Stauanlage Mattmark für den Hochwasserschutz, *Tec21* **36**(2002) : 20–26.
- Sarlos, G., Haldi, P.-A. and Verstraete, P. (2003). *Systèmes énergétiques*, Vol. 21, *Traité de Génie Civil*, Lausanne.
- Schäfli, B. (2005). *Quantification of Modelling Uncertainties in Climate Change Impact Studies on Water Resources : Application to a Glacier-fed Hydropower Production System in the Swiss Alps*, Th. Report N°3225, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Schäfli, B., Hingray, B., Niggli, M. and Musy, A. (2005). A conceptual glacio-hydrological model for high mountainous catchments, *Hydrology and Earth System Sciences Discussions* **2** : 73–117.
- Schleiss, A. (2004). Augmentation du risque de dégâts liés aux inondations, *Tracés - Risques naturels* **19** : 13–16.
- Schleiss, A. (2005). Siedlungsdruck erhöht Risiko für Hochwasserschäden, *SVG-Schweizerische Vereinigung für Gesundheits- und Umwelttechnik* **4** : 47–48.

- Schmid, F., Fraefel, M. and Hegg, C. (2004). Unwetterschäden in der Schweiz 1972-2002 : Verurteilung, Ursachen, Entwicklung, *Wasser Energie Luft - Eau Energie Air* **1/2**.
- Schultz, M. and Steinebach, G. (2002). Two-dimensional modelling of the river Rhine, *Journal of Computational and Applied Mathematics* **145** : 11–20.
- Schumann, A. (2004). Das Hydrologische Risiko bei der Bemessung und der Bewirtschaftungsplanung von Talsperren, Proc., *Risks in Design and Management of Rivers and Reservoirs*, Vol. 27, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, TU Dresden.
- Schwefel, H.-P. (1965). *Kybernetische Evolution als Strategie der experimentellen Forschung in der Strömungstechnik*, Master Thesis Report, Technische Universität Berlin.
- Sharif, M. and Wardlaw, R. (2000). Multireservoir systems optimization using genetic algorithms : Case study, *Journal of Computing in Civil Engineering* **14**(4) : 255–263.
- Shepard, D. (1968). A two-dimensionnal interpolation function for irregularly-spaced data, Proc., *23th Conference ACM*, pp. 517–524.
- Shrestha, B. P., Duckstein, L. and Stakhiv, E. Z. (1996). Fuzzy Rule-Based Modeling of Reservoir Operation, *Journal of Water Resources Planning and Management* **122**(4) : 262–269.
- Sivapalan, M., Blöschl, G., Zhang, L. and Vertessy, R. (2003). Downward approach to hydrological prediction, *HYDROLOGICAL PROCESSES* **17** : 2101–2111.
- Spokkereef, E. (2001). Extension of the Flood Forecasting Model FloRIJN, *Final Report N°12-2001*, Institute for Inland Water Management and Waste Water Treatment, Lelystad, Netherlands.
- Stam, A., Salewicz, K. and Aronson, J. (1998). An interactive reservoir management system for lake Kariba, *European journal of operational research* **107**(1) : 119–136.
- Steinebach, G. and Wilke, K. (2000). Flood forecasting and warning on the River Rhine, *Journal of the Chartered Institution of Water and Environmental Management* **14**(1) : 39–44.
- Tejada-Guibert, J., Stedinger, J. and Staschus, K. (1990). Optimization of the value of CVP's hydropower production, *Journal of Water Resources Planning and Management* **116**(1) : 52–70.
- Thu, P. T. M. (2002). *A Hydrodynamic-Numerical Model of the Rhine River*, PhD Thesis Report, Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe (TH).
- Toth, E., Montanari, A. and Brath, A. (1999). Real-time flood forecasting via combined use of conceptual and stochastic models, *Physics and Chemistry of the Earth Part B-Hydrology Oceans and Atmosphere* **24**(7) : 793–798.
- Unver, O. and Mays, L. (1990). Model for real-time optimal flood control operation of a reservoir system, *Water Resources Management* **4** : 21–46.
- Vis, M., Klijn, F., Bruijn, K. D. and Buuren, M. V. (2003). Resilience strategies for flood risk management in the Netherlands, *International Journal of River Basin Management* **1**(1) : 33–40.

- Vivoni, E., Entekhabi, D., Bras, R., Ivanov, V., Horne, M. V., Grassotti, C. and Hoffman, R. (2006). Extending the predictability of hydrometeorological flood events using radar rainfall nowcasting, *Journal of Hydrometeorology* **7**(4) : 660–677.
- Walker, A. M. (1931). On the Periodicity in Series of Related Terms, Vol. 131 pp. 518-532, Royal Society of London.
- Walser, A., Arpagaus, M. and Liniger, M. (2005b). Regionale Wetterprognosen mit Wahrscheinlichkeiten - Jahresbericht der MeteoSchweiz 2004, *Technical report*, MeteoSwiss, Zurich.
- Walser, A., Rotach, M. W., Arpagaus, M., Appenzeller, C., Marsigli, C. and Montani, A. (2005a). A Limited-Area Ensemble Prediction System, *Technical report*, MeteoSwiss, Zurich.
- Westphal, K., Vogel, R., Kirshen, P. and Chapra, S. (2003). Decision support system for adaptative water supply management, *Journal of Water Resources Planning and Management* **129**(3) : 165–177.
- Yates, D., Warner, T., Brandes, E., Leavesley, G., Sun, J. and Mueller, C. (2001). Evaluation of Flash-Flood Discharge Forecasts in Complex Terrain Using Precipitation, *Journal of Hydrologic Engineering* **6**(4) : 265–274.
- Yeh, W. W.-G. (1985). Reservoir Management and Operations Models : A State-of-the-Art Review, *Water Resources Research* **21**(12) : 1797–1818.
- Yeh, W. W.-G. and Becker, L. (1982). Multiobjective analysis of multireservoir operations, *Water Resources Research* **18**(5) : 1326–1336.
- Yeh, W. W.-G., Becker, L. and Chu, W.-S. (1979). Real-Time Hourly Reservoir Operation, *Journal of the Water Resources Planning and Management Division* **105**(WR2) : 187–203.
- Young, P. C. (2002). Advances in real-time flood forecasting, *Philosophical Transactions of the Royal Society of London Series a-Mathematical Physical and Engineering Sciences* **360**(1796) : 1433–1450.
- Yule, G. U. (1926). Why do we sometimes get non-sense-correlations between time-series? a study in sampling and the nature of time series, *Journal of the Royal Statistical Society* **89** : 1–64.
- Zadeh, L. A. (1965). Fuzzy sets, *Information and Control* **8** : 338–353.
- Zaugg, M. (2003). Mehr Raum den Fliessgewässern - Der Weg zu einem nachhaltigen Hochwasserschutz, *GAIA* **3** : 201–207.
- Zealand, C. M., Burn, D. H. and Simonovic, S. P. (1999). Short Term Streamflow Forecasting using Artificial Neural Networks, *Journal of Hydrology* **214** : 32–48.
- Zurada, J. (1992). *Introduction to Artificial Neural Networks - Application of a neural network technique to rainfall-runoff modelling*, West Publishing Co, New York.

- N° 21 2005 Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la troisième correction du Rhône - Nouveaux développements dans la gestion des crues
- N° 22 2005 INTERREG IIIB - Projet ALPRESERV. Conférence sur la problématique de la sédimentation dans les réservoirs - Gestion durable des sédiments dans les réservoirs alpins
- N° 23 2005 Master of Advanced Studies (MAS) in hydraulic schemes
Collection des articles des travaux de diplôme
- N° 24 2006 S. Sayah
Efficiency of brushwood fences in shore protection against wind-wave induced erosion
- N° 25 2006 P. Manso
The influence of pool geometry and induced flow patterns in rock scour by high-velocity plunging jets
- N° 26 2006 M. Andaroodi
Standardization of civil engineering works of small high-head hydropower plants and development of an optimization tool
- N° 27 2006 Symposium érosion et protection des rives lacustres
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres
- N° 28 2007 A. Vela Giró
Bank protection at the outer side of curved channels by an undulated concrete wall
- N° 29 2007 F. Jordan
Modèle de prévision et de gestion des crues - Optimisation des opérations des aménagements hydroélectriques à accumulation pour la réduction des débits de crue



ISSN 1661-1179

Prof. Dr A. Schleiss
Laboratoire de constructions hydrauliques - LCH
EPFL, Bât. GC, Station 18, CH-1015 Lausanne
<http://lchwww.epfl.ch>
e-mail: secretariat.lch@epfl.ch