

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

LA SURVEILLANCE DU RISQUE HYDROLOGIQUE POUR LA GESTION
D'UN RÉSERVOIR HYDRIQUE

YANN BERTON
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
DECEMBRE 2006



Library and
Archives Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Published Heritage
Branch

Direction du
Patrimoine de l'édition

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 978-0-494-25529-2

Our file Notre référence

ISBN: 978-0-494-25529-2

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.


Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

LA SURVEILLANCE DU RISQUE HYDROLOGIQUE
POUR LA GESTION D'UN RÉSERVOIR HYDRIQUE

présenté par : BERTON Yann

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise és sciences appliquées

a dûment été accepté par un jury d'examen constitué de :

M. LECLERC, Guy, Ph.D., Président du jury

M. MARCHE Claude, D.Sc.A., Directeur de recherche et membre du jury

M. FUAMBA, Musandji, Ph.D., Membre du jury

À mes parents,

À ma tendre Caroline,

Et à tout ceux qui comptent pour moi.

REMERCIEMENT

Je tiens premièrement à remercier le professeur Claude Marche qui m'a proposé ce projet, qui m'y a guidé tout du long et avec qui j'espère continuer le développement des concepts que j'ai commencé à effleurer dans cette étude. Je tiens à remercier le Centre Recherche Scientifique National en Génie Civil pour le financement qui m'a été apporté. Je tiens aussi à remercier mes parents et ma famille qui m'ont supporté tout au long de mes études, et de ma vie. Finalement je tiens à remercier ma Caroline qui a su me supporter, me motiver et me botter le derrière pour me faire avancer lorsque la motivation venait à manquer.

RÉSUMÉ

Ce mémoire de maîtrise présente une démarche de faisabilité d'outil de calcul du risque hydrologique de défaillance des systèmes hydriques. Cet outil a pour but d'illustrer et de démontrer la faisabilité d'une nouvelle démarche de gestion de retenues hydraulique en développement à l'École Polytechnique de Montréal. Il s'agit d'une approche par état de risque qui permet au gestionnaire de connaître le risque actuel et futur de son système. Ceci lui permet d'agir préventivement en cas de risque élevé et de sortir du cadre normal d'opération avec confiance pour maximiser sa capacité de turbinage en cas de risque faible.

Le principe de cet outil est de calculer la récurrence de défaillances caractéristiques du système (sortie du cadre d'opération, déversement, etc.). Il s'agit d'un problème inverse car on cherche l'aléa à partir de l'enjeu. Ce calcul se fait au travers d'une application combinée de la théorie de l'hydrogramme unitaire, du modèle d'infiltration de Horton, de la loi de continuité et d'une méthode numérique de tir pour trouver la pluie de défaillance, puis sa récurrence à l'aide de courbes IDF. Ce calcul se fait en tenant compte des conditions présentes et antécédentes du système, tel la saturation des sols, la cote, l'état des ouvrages ou encore les pluies antécédentes. De plus l'outil pose les ébauches d'une prévision à court terme au travers de la prévision de l'état de risque avec 24 heures d'avance.

L'outil mis en application sur le réservoir Kénogami lors des saisons de printemps-été 1995 et 1996 a mis en évidence l'état de risque élevé du système hydrique du réservoir Kénogami à cette époque.

ABSTRACT

This master thesis presents a tool intended to assess the hydrological risk of malfunction of a hydrologic system. It was meant as an illustration and a feasibility study of a new water management approach currently in development at École Polytechnique de Montréal. This approach intends to introduce the concept of 'risk index' in the panoply of tools available to reservoir operators. The knowledge of the risk index allows the manager to act pre-emptively when his system is at risk and can give him sufficient confidence to take the system outside the normal boundaries of operation and maximize his power output when the risk is low.

This tool proposes to calculate the return period of reservoir malfunctions (non-compliance to normal operating procedures, overflow, etc.). This represents a reverse problem as we are looking to find the cause from the consequence. This goal is achieved through the combined application of the unit hydrograph theory, Horton's infiltration model, and the continuity equation as well as a numerical shooting method. This allows finding the rain that will cause the malfunction and IDF curves permit us to assign it a return period. The calculation takes into account the instantaneous state of the system (saturation of the soil, water levels, state of the spillways) as well as antecedent conditions such as rains. Furthermore the presented tool introduces the premise of a short term prevision of the risk index through a 24 hour prediction.

The calculation tool was put in application on reservoir Kénogami during the spring/summer seasons of 1995 and 1996. It illustrates the high state of risk associated with the reservoir at these periods.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENT.....	V
RÉSUMÉ.....	VI
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIERES.....	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
LISTE DES FIGURES	XII
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS	XIV
LISTES DES ANNEXES.....	XV
CHAPITRE 1: INTRODUCTION	1
CHAPITRE 2: REVUE DE LITTÉRATURE	5
2.1 L'étude du risque.....	5
2.1.1 Définitions et bases	5
2.1.2 Modèles existants de prévision et de calcul du risque.	7
2.2 Hydrologie des bassins versants.....	8
2.3 Les phénomènes de pluie-ruissellement.....	10
2.3.1 Précipitation	10
2.3.2 Interception	11
2.3.3 Évapotranspiration	11
2.3.4 Rétention de surface.....	12
2.3.5 Infiltration	12
2.3.6 La pluie excédentaire	13

2.3.7	Ruissellement	14
2.3.8	Écoulement hypodermique et de base.....	15
2.4	Modèles pluie-ruissellement	16
2.4.1	Hydrogramme unitaire	16
2.5	Conclusion de la revue de littérature	18
CHAPITRE 3: LE CALCUL DE L'ÉTAT DE RISQUE.....		19
3.1	Objectifs et état de risque	19
3.2	Sélection d'une technique d'analyse du risque	20
3.3	Sélection des méthodes hydrologiques	22
3.3.1	Modèles de pluie-ruissellement.....	26
3.3.2	Modèles de calcul des pertes.....	30
3.4	Outil de prévision du risque	31
3.4.1	Rappel des objectifs et de la définition du problème	31
3.4.2	Hypothèses	31
3.4.3	Approche globale	33
3.4.4	Étape 1 : Calcul de l'état	34
3.4.5	Étape 2 : Calcul de l'intensité excédentaire de défaillance.....	35
3.4.6	Étape 3 : Calcul de l'intensité de défaillance	39
3.4.7	Étape 4 : Calcul de la récurrence.....	39
3.4.8	Étape 5 : Calcul relatif aux prévisions météorologiques.....	39
3.4.9	Étape 6 : Expression des indicateurs.....	39
3.4.10	Explication des indicateurs sortis.....	40
3.4.11	Données.....	40
3.4.12	Analyse de sensibilité.....	42
CHAPITRE 4: CAS D'ÉTUDE		44
4.1	Études préalables.....	44
4.2	Système hydrologique du réservoir Kénogami	45
4.3	Données du système	48

4.3.1	Règles d'évacuations.....	48
4.3.2	Données du réservoir.....	49
4.3.3	Hydrogrammes unitaires	50
4.3.4	Courbes IDF	51
4.3.5	Données d'infiltration	54
4.3.6	Débit de base	57
4.3.7	Données des deux périodes d'étude	58
4.3.8	Défaillances.....	58
4.3.9	Pluies antécédentes et prévues	59
4.4	Validation du calcul des apports et des évacuations.	59
4.5	Résultats	62
4.5.1	Chaîne de calcul et interprétation.....	62
4.5.2	Étude de la période d'eau libre en 1995.....	63
4.5.3	Étude de la période d'eau libre en 1996.....	73
4.5.4	Risque prévisible.....	76
4.5.5	Discussion des résultats	77
CHAPITRE 5: CONCLUSION		80
REFERENCES.....		82
ANNEXES.....		87

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1: Critères de sélection visant la méthode d'analyse du risque	21
Tableau 3.2 : Critères de sélection visant les méthodes d'hydrologie.	24
Tableau 3.3 : Choix des méthodes	29
Tableau 3.4 : Données du système actuel	41
Tableau 3.5 : Données quotidiennes	42
Tableau 4.1: Règles de gestion du réservoir Kénogami en 1996 (CIMA+, 1999).....	48
Tableau 4.2 : Définition des défaillances	59

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1: Phénomènes hydrologiques sur le bassin versant ; figure adapté de Gray (1972)	9
Figure 2.2: Conceptualisation du bassin versant ; figure adaptée de Viessman (2003)...	10
Figure 2.3: Types d'hydrogrammes de crues	15
Figure 3.1 : Étapes de résolution.....	34
Figure 3.2 : Méthode de tir (sécante)	37
Figure 4.1: Le réservoir Kénogami (Commission, 1997)	46
Figure 4.2: Profil des exutoires et des contributaires (Commission, 1997).....	46
Figure 4.3: Bassin versant du réservoir Kénogami (Commission, 1997)	47
Figure 4.4: Capacité d'évacuation maximale en fonction de la cote	49
Figure 4.5: Courbe volume-élévation	50
Figure 4.6: Hydrogramme en S et hydrogrammes unitaires dérivés.....	51
Figure 4.7: Courbes IDF de Bagotville (service météorologique du canada, 2005).....	52
Figure 4.8: Courbes IDF de Québec modifiées par l'atlas (Fisheries and Environment Canada, 1978 ; Brière, 1994)	53
Figure 4.9 ARF(Howell et al. 2003)	54
Figure 4.10: Pluies et I_sat pour 1995	56
Figure 4.11: Pluies et I_sat pour 1996	56
Figure 4.12: Écoulement de base	57
Figure 4.13: Cote du réservoir Kénogami.....	58
Figure 4.14: Précipitations horaires du 17 au 22 juillet 1996	61
Figure 4.15: Prévision du débit le 19 juillet 1996 à 12h	61
Figure 4.16: Prévision du débit le 20 juillet à 12h	62
Figure 4.17: Cas de référence.....	64
Figure 4.18: Moyenne mobile des récurrences (sur 15 jours).....	65
Figure 4.19: Récurrence du déversement en limitant les évacuations au seuil majeur d'inondation	68

Figure 4.20: Récurrence de la défaillance 2 en 1995	69
Figure 4.21: Récurrence minimum des défaillances pour 1995.....	70
Figure 4.22: Récurrence de la défaillance 4 en 1995 avec les pluies de Bagotville	71
Figure 4.23: Récurrence de la défaillance 4 pour les pluies de Bagotville et une infiltration faible.....	72
Figure 4.24: Récurrence de la défaillance 4 pour les pluies de Québec/Atlas et une infiltration faible.....	73
Figure 4.25: Récurrence pour la défaillance 4 en 1996	74
Figure 4.26: Récurrence du déversement en 1996	74
Figure 4.27: Récurrence du déversement, zoom sur juillet 1996.....	75
Figure 4.28 : Prévisions de la récurrence en 1996	77

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

ARF :	Areal Reduction Factor
CN:	Curve Number
HU :	Hydrogramme unitaire
IDF :	Intensité Durée Fréquence
MASL :	Meter Above Sea Level
SCS :	Soil Conservation Service
SUHG :	Hydrogramme unitaire en S
UHG :	Hydrogramme unitaire

LISTES DES ANNEXES

Annexe 1 : Méthode rationnelle	87
Annexe 2 : Méthode du <i>Curve number</i>	90
Annexe 3 : Méthode du Gradex	91
Annexe 4 : Utilisation d'un modèle commercial.....	92
Annexe 5 : Méthode du réservoir non-linéaire.....	94
Annexe 6 : Méthode de l'onde cinématique.....	96
Annexe 7 : Analyse de sensibilité.....	97

CHAPITRE 1: INTRODUCTION

L'eau est un élément essentiel de notre monde et l'un des plus présent. Elle est fondamentale dans notre cycle de vie, mais aussi dans notre manière de vivre. Elle est indispensable à notre société, que cela soit une question de santé, de transports ou d'énergie. L'Homme a appris à la maîtriser et à la harnacher, mais il ne pourra jamais la contrôler totalement ; nul ne peut commander le temps et nul ne peut empêcher la pluie de tomber ou encore l'eau de couler. On peut bien sûr essayer de l'interrompre à l'aide de barrages ou de canaux, mais l'eau finira toujours par retrouver son chemin. L'Homme ne peut totalement contrôler son cycle, mais il peut l'utiliser, le prévoir et agir en conséquence.

Ce cycle, même si prévisible, est loin d'être exact. Il implique une certaine incertitude et comme pour tout problème aléatoire, il implique des risques. Quelques unes des plus grandes sources de cette incertitude sont la fréquence, intensité, durée et volume des précipitations qui retombent sur notre planète. C'est cette incertitude qui est le plus souvent à la base de l'étude du risque hydrologique dans le domaine des réservoirs hydrauliques.

Pour ces réservoirs, le risque est principalement généré par l'incertitude des apports. En effet ces apports, ainsi que les règles de gestion, contrôlent la cote du réservoir et les débits d'évacuation : deux des facteurs les plus importants dans les conséquences d'événements impliquant un réservoir. La gestion de ces réservoirs se base donc sur une gestion des évacuations en fonction des apports dans un cadre économique et, de plus en plus, dans un cadre sécuritaire. Les incertitudes dans les précipitations sont l'une des contraintes les plus importantes dans la gestion des réservoirs, et dans l'établissement de leur état de risque. De plus, même si un réservoir ne génère pas une crue par lui-même (sauf rupture), sa capacité à laminer est un élément important qui dépend de l'état du réservoir et est considéré comme source de protection contre le risque d'inondation.

Les principales conséquences d'événements hydrologiques sont les inondations dues aux intempéries et aux ruptures d'ouvrages hydrauliques. On estime le nombre de

victimes d'inondations à plus des deux tiers du nombre total des sinistrés et 15 % des victimes de catastrophes naturelles (United Nations Environment Program, 2001). Ces inondations peuvent arriver aussi bien dans les pays en développement que dans des pays développés ayant les moyens de lutter contre de tels événements, tel que démontré par le cas de la Nouvelle-Orléans en 2005. L'importance de la maîtrise des crues et de la sécurité hydraulique des ouvrages de retenue est donc claire.

Les retenues d'eau sont à la fois source de protection contre les crues, mais aussi sources de risques, de par le volume d'eau en réserve. Les raisons d'être principales de ces retenues d'eau sont multiples : production hydroélectrique, parcs récréo-touristiques ou encore irrigation. Il faut noter que le laminage des crues est un aspect essentiel qui se greffe aux missions de tout réservoir. Au Québec, la majorité des retenues hydrauliques servent à la production hydroélectrique. L'hydroélectricité représente 20% de la production mondiale d'électricité et 97% de l'électricité en circulation sur le réseau québécois (Commission internationale des grands Barrages, 2002; Ministère des ressources naturelles et de la faune, 2004). La densité des réservoirs au Québec en fait une zone à risque et souligne l'importance de l'étude du risque hydrologique dans cette province.

Il s'agit donc de minimiser le risque et de maximiser la protection dans un contexte socio-économique parfois contradictoire. En effet, il s'agit de trouver un équilibre entre les contraintes économiques qui tendent, en général, à augmenter les risques, et les contraintes sociales qui ont tendance à les minimiser.

Les contraintes économiques, que cela soit pour l'irrigation, la production électrique ou les activités récréo-touristiques ont tendance à encourager un volume de stockage important pour pallier aux saisons sèches. Un volume important, et donc une côte importante, augmente le risque de défaillance et réduit considérablement la capacité d'un réservoir à laminer une crue.

D'un autre côté, les contraintes sociales ont tendance à diminuer le risque et cela se fait par une réduction du volume de stockage. Ces contraintes sociales prennent de plus en plus de place dans la gestion des réservoirs. En effet la société est de moins en moins

prête à accepter le risque, surtout lorsque cela concerne la perte potentielle de vies humaines. Ces inquiétudes se reflètent dans les actions légales que les gouvernements adoptent. Au Québec cela a résulté dans l'élaboration de la loi 93 sur la sécurité des barrages (Marche, 2004).

La problématique à la base de cette étude s'exprime au travers de cette contradiction. Il s'agit d'essayer de concilier des objectifs économiques et sécuritaires parfois contradictoires en proposant une approche par « État de risque » qui vise à introduire un état instantané dans les processus de gestion. En effet, les méthodes de gestion hydrique en cours peuvent s'avérer inutilement pénalisantes pour la production. La gestion peut ne pas être adaptée à un état instantané d'un système hydrologique, par exemple en obligeant un largage d'eau en cas d'apport exceptionnel même si le risque réel ne le justifie pas.

Ce mémoire présente la première étape d'une démarche de développement sur l'intégration d'indicateurs de risque dans la gestion des réservoirs. Il a pour but de fournir une démonstration de faisabilité d'un outil d'aide à la gestion sécuritaire des barrages en fournissant en temps réel, et à court terme, des indicateurs caractérisants l'état de risque d'un système. Un tel outil permettrait au gestionnaire d'impliquer le calcul du risque dans son plan de gestion. De plus il permettrait, le cas échéant, de servir de système d'alarme pour prévenir les populations en aval et pour mettre en route son plan d'urgence. Un tel outil pourrait permettre à un gestionnaire de mieux gérer son réservoir en essayant de répondre aux attentes économiques et sociales. En effet un gestionnaire peut augmenter le volume stocké lorsque il est conscient que son risque est faible et réagir préventivement lorsque son risque est élevé.

Ce mémoire démontre la faisabilité d'une approche par état de risque au travers d'un outil de calcul de l'état de risque instantané et à court terme d'un système hydrique. Il se base sur l'association d'une mesure de l'aléa (pluies) à des paliers de défaillances qui ne sont pas forcément catastrophiques. C'est donc un problème inverse reliant un aléa à un enjeu, une pluie à une défaillance. C'est en cela que réside l'originalité principale du projet.

Cette relation se fait au travers de la résolution numérique d'une application couplée de la théorie de l'hydrogramme unitaire, de Horton et de la loi de continuité appliquée au réservoir. La mesure de l'aléa se fait au travers de courbes intensité-durée-fréquence (IDF).

En premier lieu, une revue de littérature des modèles hydrologiques et de l'étude de l'évaluation du risque sera menée (chapitre 2). Suivront les processus de choix des méthodes et la manière dont ils s'intègrent ensemble (chapitre 3). Une analyse de sensibilité sera menée vis-à-vis des paramètres critiques. Une fois la sensibilité validée, le modèle sera appliqué aux saisons de printemps-été de 1995 et 1996 dans le cadre du système hydrique du réservoir Kénogami (chapitre 4). Finalement une synthèse des forces et des faiblesses de l'approche sera menée.

CHAPITRE 2: REVUE DE LITTÉRATURE

Alors que les mentalités et les sociétés évoluent, la problématique du risque prend de plus en plus d'importance ; il est de moins en moins toléré et de plus en plus surveillé. Le domaine de l'étude du risque a connu un grand développement au cours de ces dernières décennies mais ce n'est que récemment qu'il a vraiment explosé. La recherche dans ce domaine est de plus en plus avancée et de nouvelles idées continuent d'apparaître régulièrement. Mais, même si la recherche avance, il reste encore beaucoup de travail, que cela soit pour l'intégration du risque dans la gestion ou pour son calcul.

En hydrologie et en hydraulique, le risque a là aussi pris une place importante. Ceci est surtout vrai dans l'étude du risque d'inondation naturelle ou anthropique et récemment, du risque de défaillance de systèmes hydriques. Cette revue de littérature fait un tour non exhaustif du domaine de l'étude du risque hydrologique dans le cadre de la gestion des retenues d'eau. Il s'agit d'abord de définir les bases et les définitions utilisées dans le domaine du risque hydrologique et de rappeler les modèles et procédés à la base de tout calcul hydrologique.

2.1 L'étude du risque

2.1.1 Définitions et bases

Le risque connaît un très grand nombre de définitions. Le Larousse (1987) le définit comme « possibilité, probabilité 'un fait considéré comme mal ou dommageable» et nombre d'autres sources le définissent aussi en fonction d'incertitudes et de conséquences (Robert, 1999 ; Encyclopedia Universalis, 2002). Dans un contexte technique, il est important de quantifier ce risque et l'on se retrouve le plus souvent avec une fonction des probabilités et des conséquences. L'une des définitions les plus communes est la somme des produits des probabilités et conséquences des scénarios possibles.

$$\text{Risque} = \sum (\text{Probabilité} * \text{Conséquences}) \quad (2.1)$$

Cette définition, même si largement utilisée, a le désavantage de marier, pour des événements graves, de grandes valeurs de conséquences avec des très petites valeurs de probabilité, noyant ainsi les conséquences catastrophiques (Seidou, 2002).

Nombre de chercheurs ont proposé leur propre définition pour le calcul du risque et l'on peut en retrouver une compilation succincte dans Seidou (2002). Certaines de ces définitions impliquent les concepts de vraisemblance, d'aléa, de vulnérabilité et d'enjeux, pour tenter de quantifier le risque en évitant les problèmes engendrés par le calcul d'événements rares aux conséquences importantes. Après synthèse de toutes ces définitions, l'on peut réduire la définition technique du risque à l'expression 2.2, où l'aléa prend en compte tous les aspects aléatoires des éléments déclencheurs et l'enjeu tous les aspects de la conséquence.

$$\text{Risque} = f(\text{aléa}, \text{enjeux}) \quad (2.2)$$

Dans le domaine hydrologique, le risque est souvent exprimé uniquement en terme d'occurrence. Awadallah et al. (1999) définissent le risque hydrologique comme : « la probabilité d'occurrence, à une année quelconque, d'une crue d'amplitude donnée... ». Cette définition a l'avantage d'exclure les conséquences et la vulnérabilité; ce qui permet d'éviter les problèmes liés aux événements rares. Le problème réside dans le fait qu'une telle définition ne donne pas un risque global mais uniquement celui associé à une défaillance prédéfinie. C'est-à-dire qu'un certain nombre de mode de défaillances devront être étudiées si l'on cherche l'état de risque d'un système. La probabilité d'occurrence qui permet de quantifier le risque de défaillance est définie comme l'inverse de la période de récurrence de la défaillance.

$$\text{Risque hydrologique}_{\text{défaillance } i} = \frac{1}{T_{\text{recurrence}, i}} \quad (2.3)$$

2.1.2 Modèles existants de prévision et de calcul du risque.

Il existe déjà un certain nombre de modèles et méthodes de prédiction du risque hydrologique sous une forme ou une autre. Il est important de noter que la grande majorité de ces modèles se basent sur une approche statistique de séries historiques. Il faut noter aussi qu'une grande partie des modèles de prédiction se basent sur une approche par récurrence. C'est-à-dire qu'ils s'emploient à trouver la crue qui correspond à une période de retour donnée. Roy (2000) utilise le modèle hydrologique HEC-1 couplé au modèle hydraulique DAMBRK pour trouver les crues correspondant aux pluies de récurrence prédéfinies. Ces pluies sont, dans ce cas, trouvées à l'aide de courbes IDF, soit une approche statistique. Il existe un grand nombre de modèles pour ce type d'approche et ils peuvent devenir assez complexes, comme dans la méthode proposée par Blazkova et Beven (2003). Ces derniers modélisent les pluies à l'aide d'un générateur stochastique de pluies, évitant ainsi de se baser sur les séries historiques. Le calcul hydrologique est effectué à l'aide de la méthode de GLUE (Generalized likelihood Uncertainty estimation) appliquée au modèle TOPMODEL.

Il est aussi possible de trouver des modèles statistiques qui utilisent une approche par conséquence. C'est-à-dire qu'ils trouvent la récurrence d'événements en aval plutôt que l'inverse. Seidou (2002) a proposé une approche par arbre d'apports à un réservoir en se basant sur les séries historiques de débits. Cette méthode permet de prédire à moyen terme la distribution statistique des débits à un point donné. Ceci permet de connaître la récurrence de chaque débit et ainsi de connaître la récurrence des défaillances d'un système hydrique.

Toutes les méthodes ne se basent pas sur des séries historiques ou des périodes de récurrence. Il existe aussi un grand nombre de méthodes qui se basent sur des indices et qui permettent une conceptualisation du risque. Toutefois ces méthodes se limitent

souvent au risque de rupture, tel es le cas de la méthode hq-poly-indice développée par Marche (2004).

Finalement il existe des modèles de prédictions basés sur les prévisions météorologiques. Le modèle proposé par Lavallée et al. (2000) couple les modèles HEC-1 et DAMBRK et prend en compte l'état de saturation du système et la prévision météo pour obtenir les prévisions de débit à court terme.

Il n'existe donc pas de modèle, ou tout du moins il n'en a pas été trouvé durant la recherche bibliographique, qui propose non seulement une approche par conséquence, mais aussi la prévision basée à la fois sur des séries historiques et sur les prévisions météo, tout cela en prenant en compte l'état instantané du système. Un tel outil est un atout majeur dans la gestion sécuritaire des systèmes hydriques et c'est en cela que la présente recherche montre son utilité.

2.2 Hydrologie des bassins versants

Pour pouvoir répondre aux besoins de la prévision du risque hydrologique, il est nécessaire de comprendre le cycle de l'eau, ou tout du moins la partie concernant les bassins versants. En effet le cœur du problème du calcul du risque hydrologique basé sur les distributions historiques de précipitation réside dans la modélisation des phénomènes de pluie-ruissellement. La conceptualisation du bassin versant est souvent interprétée comme dans la figure 2.1 présentée dans Gray (1972).

L'eau évaporée retombe sous forme de précipitation (pluie, neige, grêle, rosée). Toute cette eau ne rejoint pas l'exutoire directement. Une partie de cette eau est interceptée par le couvert végétal et est ultérieurement évaporée. Une autre partie de cette eau va être retenue dans les dépressions de la surface pour être ultérieurement évaporée ou infiltrée dans le sol. Une autre partie va être perdue par évapotranspiration, c'est-à-dire par évaporation et par absorption dans la végétation. Finalement, et il s'agit de la plus grande perte dans le cas de bassin naturel, une partie va être perdue par infiltration dans le sol. Le reste des précipitations, que l'on nomme précipitation

excédentaire, formera le ruissellement de surface. Il faut noter qu'une partie de l'eau infiltrée se retrouvera dans le débit à l'exutoire d'un bassin versant sous forme d'écoulement hypodermique. Le reste de l'eau infiltrée viendra remplir les nappes phréatiques qui alimentent elles aussi les cours d'eau au travers des écoulements dits de base.

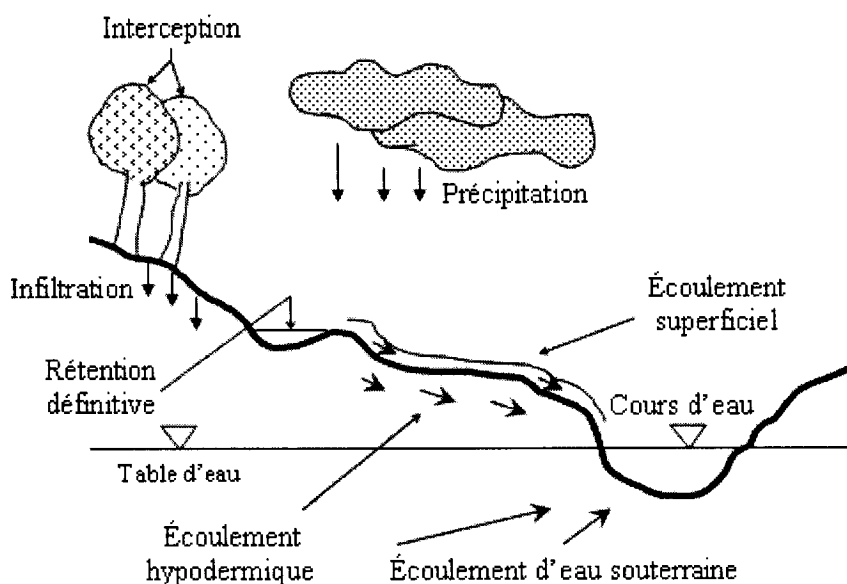


Figure 2.1: Phénomènes hydrologiques sur le bassin versant ; figure adapté de Gray (1972)

L'étude hydrologique d'un bassin versant se base sur ces procédés hydrologiques et sur une application de la loi de continuité, sous une forme ou une autre, aux quantités d'eau en transit. L'on peut se représenter l'organisation de ces procédés hydrologiques sur un bassin versant comme une série d'événements qui se déroulent simultanément ou à la suite les uns des autres, tel que décrit à la figure 2.2 adaptée de Viessman (2003).

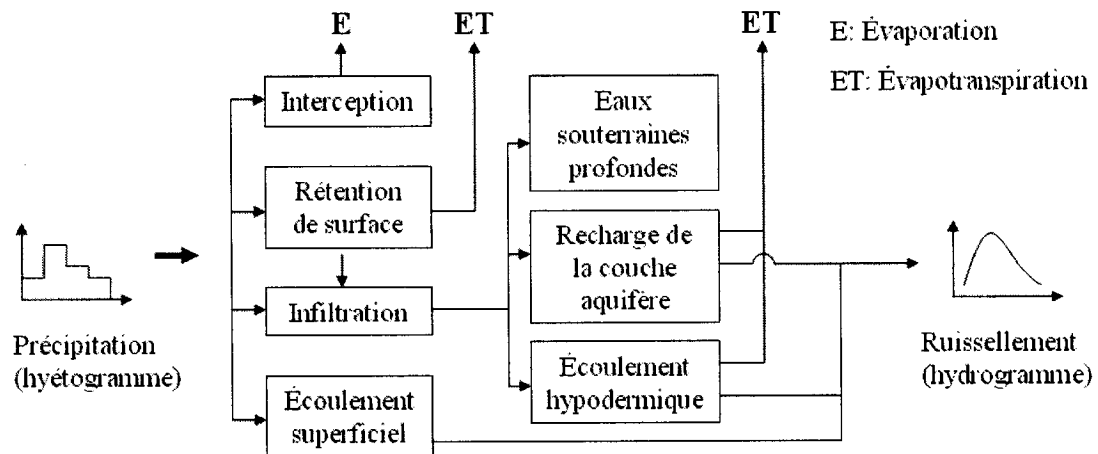


Figure 2.2: Conceptualisation du bassin versant ; figure adaptée de Viessman (2003)

2.3 Les phénomènes de pluie-ruissellement

2.3.1 Précipitation

La précipitation est la donnée de base de tout calcul hydrologique pour un bassin versant. Elle se mesure à l'aide de nombre d'instruments, que cela soit de simples pluviomètres ou l'utilisation d'images satellites. Elle quantifie la quantité d'eau qui entre dans le système. Il existe un grand nombre de méthodes pour calculer la précipitation totale sur une surface à partir de données prises aux stations de mesure, tels les polygones de Thiessen ou les courbes isohyetales qui permettent de calculer la distribution de pluie sur un bassin versant (Viessman, 2003). Il faut aussi noter la méthode par facteurs de réduction pour transformer une pluie en un point en une pluie sur une surface (Asquith & Famiglietti, 2000).

Une des représentations les plus communes des séries historiques de précipitations sont les courbes IDF qui seront étudiées plus en détail dans la suite de

cette étude et qui sont basées sur les séries historiques des précipitations aux stations de mesures.

2.3.2 Interception

Les précipitations représentent la quantité d'eau qui tombe sur un bassin versant, mais toute cette eau ne touche pas le sol. Une partie est interceptée par le couvert végétal avant d'être évaporée ou absorbée par les végétaux. « Pour les études des averses et des inondations importantes l'interception est fréquemment négligée. » (Gray, 1972) En effet, la quantité d'interception est minime et ne joue un rôle important que pour des précipitations de faible intensité qui sont d'utilité minimale dans les études du risque hydrologique. Il faut toutefois noter que l'interception peut atteindre jusqu'à 20% des précipitations annuelles dans une région broussailleuse. Un certain nombre de méthodes ont été développées pour tenter de calculer la valeur de cette interception, telles que les méthodes proposées par Horton, Meriam et Clark qui sont reprises dans Gray (1972) ou Viessman (2003).

2.3.3 Évapotranspiration

En plus de l'interception, une partie de la pluie sera perdue par évapotranspiration dans l'atmosphère, soit directement par évaporation, soit au travers des plantes par transpiration, « à l'échelle continentale cela représente 75% de la précipitation annuelle » (Gray, 1972). Mais, comme dans le cas de l'interception, l'évapotranspiration est surtout cruciale lors des pluies de faible intensité et lors des périodes sèches. Dans le cas de pluies de forte intensité, elle perd son poids important dans le calcul hydrologique mais elle peut, dans certains cas de hautes températures et de grands vents, jouer un rôle non négligeable. Un certain nombre de méthodes ont été développées pour calculer l'évapotranspiration tels le budget d'eau, d'énergie où les méthodes par bacs. Ces méthodes se retrouvent compilées et bien expliquées dans les nombreux manuels d'hydrologie qui existent (Gray 1972; Viessman 2003; Brooks2003...). Bennis (2003) propose aussi la solution du taux arbitraire entre 1 et 10 mm/j dépendamment des conditions du système.

2.3.4 Rétention de surface

Une autre perte sur la quantité d'eau qui ruisselle est la rétention de surface. Ceci représente l'eau qui s'accumule dans les dépressions et bassins de la surface. D'après Linsley et al. (Viessman, 2003, p 136), la rétention peut s'approximer par l'équation 2.4, où Sd et k sont des variables du système et P_{ex} est la précipitation excédentaire. En général cette perte est considérée négligeable, mais dans le cas de bassins versants urbains, il est important de la prendre en compte (Brooks, 2003).

$$V = Sd(1 - e^{-kP_{ex}}) \quad (2.4)$$

2.3.5 Infiltration

Finalement, la dernière réduction, et sûrement la plus importante dans le cas de bassins versants naturels, se fait par infiltration. Durant la pluie, l'eau s'infiltre dans le sol pour recharger les nappes phréatiques et produire un écoulement de base pour le bassin. À la base des processus d'infiltration sont les phénomènes de gravité et des forces capillaires. Ce sont donc les caractéristiques du sol ainsi que son état de saturation en eau qui régissent la quantité d'infiltration et leur taux durant les périodes de pluie. Il existe des méthodes expérimentales pour déterminer les caractéristiques des sols en matière d'infiltration, mais ce sont les méthodes empiriques qui dominent ce domaine. Notons particulièrement le modèle d'infiltration de Horton qui est une des premières références et qui propose une décroissance exponentielle du taux d'infiltration vers un taux d'infiltration stable qui correspond à un sol saturé et qui sera explorée plus en détail au long de cette étude.

$$f(t) = f_{\infty} + (f_o - f_{\infty})e^{-kt} \quad (2.5)$$

D'autres chercheurs, tel Philips, ont eux aussi proposé des modèles décroissants. Le modèle de Green-Ampt, originellement proposé en 1911, et modifié par nombre de chercheurs depuis, a connu un grand succès dans son application pour les pluies non uniformes. Il est grandement utilisé dans les modèles informatiques commerciaux. Un très grand nombre d'autres méthodes existent, notons particulièrement les méthodes de Holtan ou de Huggins-Monke. Finalement, une méthode très utilisée pour les petits bassins versants est la méthode par Curve Number du Soil Conservation Service (Viessman, 2003).

2.3.6 La pluie excédentaire

Ces quatre composantes de la perte hydrologique : interception, évapotranspiration, rétention de surface et infiltration, permettent de calculer la perte totale et la pluie excédentaire. Cette pluie excédentaire correspond, dans un contexte hortonien, au volume de ruissellement de surface. En effet un contexte hortonien prend pour hypothèse que le ruissellement est généré par la pluie excédentaire alors qu'en réalité, une composante de ce ruissellement se passe sous forme d'écoulement hypodermique et souterrain. Malgré cela, le contexte hortonien produit de bons résultats et est largement utilisé. Le calcul de cette pluie excédentaire permet de générer l'hydrogramme de ruissellement qui vient s'ajouter à l'écoulement de base dû à l'écoulement souterrain. L'interception et la rétention sont considérées en général comme des pertes initiales. Elles sont retirées de la pluie avant que les autres pertes et le ruissellement ne commencent. Ensuite l'infiltration commence et au fur à mesure que le sol s'humidifie, l'infiltration diminue jusqu'à atteindre un état d'équilibre. C'est-à-dire qu'une fois de plus, les pertes sont plus importantes lors du début de la pluie. L'évapotranspiration, par contraste s'étale plus ou moins uniformément dans le temps dépendamment de l'humidité de l'air, de la température et du vent. Un certain nombre de méthodes peuvent être utilisées pour prendre en compte ces pertes. Il est possible par exemple de simplement les additionner.

Une méthode simple, mais utilisée fréquemment, est la méthode des indices (tel que l'indice ϕ) qui fait l'hypothèse que les pertes sont étalées uniformément durant toute la pluie. Ainsi il suffit de soustraire l'indice ϕ à la pluie pour connaître la pluie excédentaire. Si la pluie est plus faible que l'indice alors, l'on prend l'intensité de la pluie plutôt que l'indice comme taux de pertes. Il est en effet impossible de perdre plus d'eau qu'il n'en rentre. Ces indices sont généralement calculés à partir d'observations historiques sur le bassin versant et d'un calcul du budget hydraulique. Malheureusement ces indices ne prennent pas en compte l'état de saturation du système lors de l'averse. Il est intéressant de noter que plus la pluie est longue, moins l'hypothèse d'uniformité des pertes est limitante. En effet après un certain temps, les pertes seront de toute façon plus ou moins stables (Viessman, 2003).

2.3.7 Ruissellement

Quelle que soit la méthode utilisée pour calculer la pluie excédentaire, il faut ensuite trouver l'hydrogramme caractérisant le ruissellement généré par cette pluie.

Un hydrogramme de crue généré par une pluie uniforme a généralement une forme de l'un des deux hydrogrammes de la figure 2.3. Si la pluie est plus longue que le temps de concentration du bassin, c'est-à-dire que tous les points du bassin versant ont eu le temps de participer simultanément au débit de vidange, alors le système atteint un point d'équilibre. Il existe un grand nombre de méthodes pour générer ces hydrogrammes, que cela soit des méthodes empiriques ou basées sur des observations historiques. Une des familles de méthodes la plus utilisée est l'approche par hydrogramme unitaire (Beven, 2000).

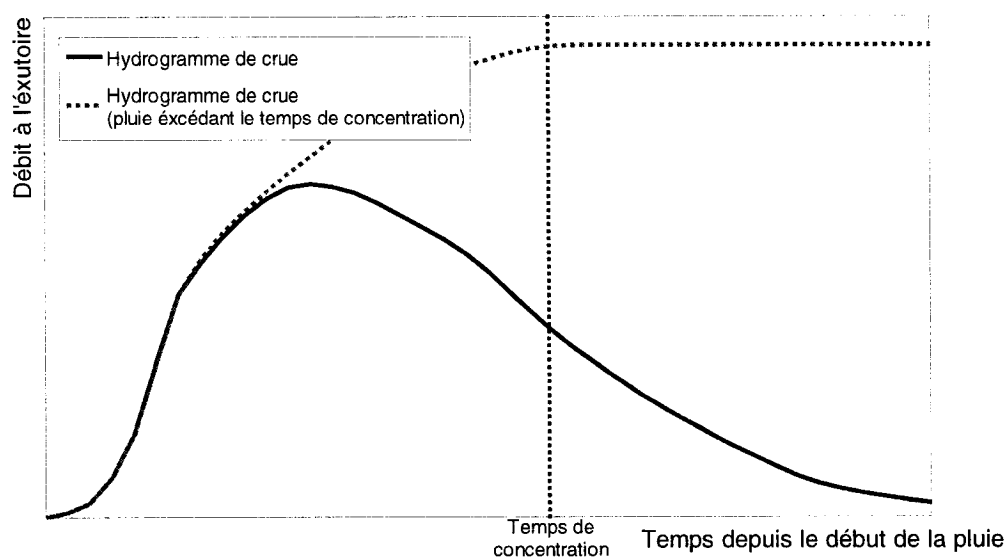


Figure 2.3: Types d'hydrogrammes de crues

2.3.8 Écoulement hypodermique et de base

Il est important de noter que le ruissellement de surface n'est pas le seul à contribuer au débit à l'exutoire d'un bassin versant. En effet une partie de l'eau infiltrée dans le sol s'y retrouvera aussi au travers des écoulements de base et hypodermiques.

L'écoulement hypodermique est le mouvement latéral de l'eau au sein même de la couche perméable. Ces écoulements sont surtout présents dans des sols stratifiés qui gênent, et même parfois empêchent, un écoulement vertical. Ces écoulements sont aussi dus aux effets capillaires et gravitationnels. Il est important de noter que ces écoulements sont beaucoup plus lents que le ruissellement de surface.

Les écoulements dits de base sont les écoulements qui sortent d'un bassin versant même en période sèche. Ce sont des écoulements alimentés par les nappes phréatiques. Ces nappes sont elles-mêmes rechargées par l'eau infiltrée dans le sol. Ces écoulements sont généralement très lents à réagir aux précipitations.

2.4 Modèles pluie-ruissellement

Il existe un nombre important de modèles et méthodes reliant la pluie au ruissellement. Toutes ces méthodes et modèles n'ont pas le même but, pas les mêmes limites ni les mêmes avantages. Certains sont plus adaptés au design qu'à la gestion; d'autres réagissent mieux à un environnement urbain que naturel. Il est donc important d'explorer un certain nombre de méthodes pour pouvoir les comparer et choisir le modèle ou la méthode la plus adaptée au présent problème. Seule l'approche par hydrogramme unitaire est décrite dans le corps du texte car elle est la méthode qui a été retenue. Les autres méthodes se trouvent en annexe :

- annexe 1 : Méthode rationnelle
- annexe 2 : Méthode du *Curve number*
- annexe 3 : Méthode du Gradex
- annexe 4 : Utilisation d'un modèle commercial
- annexe 5 : Méthode du réservoir non-linéaire
- annexe 6 : Méthode de l'onde cinématique

2.4.1 Hydrogramme unitaire

La théorie de l'Hydrogramme Unitaire (HU) est due à L.K. Sherman en 1932. C'est une méthode répandue en hydrologie pour tenter de quantifier la distribution du ruissellement. Un HU est un hydrogramme de crue généré par une pluie excédentaire d'une unité (généralement 1 pouce ou 1cm) d'eau distribuée uniformément sur la totalité d'un bassin versant durant une durée donnée. Il est ensuite possible d'utiliser cet HU pour générer un hydrogramme pour n'importe quelle précipitation excédentaire (Gray, 1972; Beven, 2000).

La théorie de l'hydrogramme unitaire se base sur quelques hypothèses que l'on peut retrouver dans Gray (1972) :

- Pour un même bassin, les pluies produisant des pluies excédentaires de mêmes durées produiront une crue qui aura à peu près le même temps de base;

- La valeur des ordonnées de l'hydrogramme de crue est proportionnelle à l'intensité de la pluie;
- L'intensité de la pluie n'affecte pas la forme de l'hydrogramme mais seulement sa magnitude.

Ces hypothèses, une fois posées, permettent d'utiliser le principe de superposition pour obtenir l'hydrogramme de n'importe quelles crues en juxtaposant et superposant les hydrogrammes unitaires.

Il faut bien sûr noter les limites de ces hypothèses. L'hypothèse d'uniformité du temps de base n'est pas entièrement correcte à cause des effets de stockage et de résistance à l'écoulement. Mais ce n'est pas une hypothèse trop limitante car l'hydrogramme est asymptotique sur l'écoulement de base dans sa descente. L'hypothèse de proportionnalité des ordonnées est jugée correcte par Sherman cité dans Gray (1972). L'hypothèse de constance de la forme est certainement la plus limitante. En effet, les effets de stockage et l'état de saturation du système influencent la forme de l'hydrogramme et devrait entrer en compte. Mais, même si la théorie de l'HU n'est pas parfaite, elle permet toutefois d'obtenir des résultats satisfaisants. Elle reste utilisée en hydrologie (Beven, 2000). La méthode par hydrogramme unitaire est une méthode linéaire et cette simplification peut s'avérer limitante lorsque l'on cherche à modéliser des événements hydrologiques extrêmes et des pluies faibles avec le même hydrogramme.

Les difficultés principales de la méthode de l'hydrogramme unitaire sont la détermination de l'HU et le calcul de la pluie excédentaire. Il existe un très grand nombre de méthodes pour déterminer un HU. Ces méthodes se répartissent en deux grandes familles : les HU dérivés d'observations sur un échantillon de pluie-ruissellement connus et les HU synthétiques. Ces méthodes sont bien documentées dans la littérature. De toutes ces méthodes notons particulièrement les hydrogrammes en S qui permettent de créer un HU de n'importe quelle durée et l'hydrogramme adimensionnel du Soil Conservation Service (SCS). Ce dernier est dérivé de l'étude d'un grand nombre

de bassins versants en Amérique du nord et peut servir dans le cas des bassins versants dont l'on ne connaît que peu de choses (Viessman, 2003).

Le calcul de la pluie excédentaire est quant à lui beaucoup plus compliqué et hautement non linéaire. Il y a un grand nombre de méthodes pour résoudre ce problème, que cela soit un modèle compliqué basé sur les événements physiques, une simplification tel l'indice ϕ ou encore une méthode empirique telle que la procédure du *curve number* du SCS.

La technique de l'hydrogramme unitaire a l'avantage d'être applicable aux petits et moyens bassins versants. Pour de grands bassins versants, l'hypothèse de pluie uniforme peut être limitante. Dans le cadre de cette étude, cette hypothèse est justifiée par le fait que les grands volumes de pluies associés à des défaillances graves sont généralement issus de systèmes dépressionnaires relativement stables. Si la grandeur du bassin pose un problème dans la génération de l'HU ou dans les hypothèses de la méthode tel l'uniformité des pluies, alors il peut être nécessaire de sous-diviser le bassin.

2.5 Conclusion de la revue de littérature

La revue de littérature a montré qu'il existe de multiples méthodes d'estimation du risque hydrologique mais aucune ne satisfait aux exigences du projet. La modélisation hydrologique du bassin versant dans un contexte de ruissellement est l'élément clé du calcul et de la quantification du risque. Elle devra être développée en se basant sur des concepts existants, telles que les courbes IDF ou la définition du risque hydrologique. La définition de la méthode d'analyse du risque est décrite dans la première partie du chapitre 3 et sera suivie du choix des méthodes hydrologiques et leur intégration en un outil de surveillance du risque hydrologique.

CHAPITRE 3: LE CALCUL DE L'ÉTAT DE RISQUE

La revue de littérature a porté sur les bases de l'étude du risque ainsi que les bases des principes hydrologiques en jeux. Ces méthodes sont variées et proposent un certain nombre d'approches différentes. Il est donc nécessaire de limiter le choix et de faire ressortir une méthode, ou combinaison de méthodes, qui rencontre les exigences requises. Ensuite, il faut les adapter au présent problème, les intégrer ensemble et analyser la validité du modèle obtenu.

Il s'agit d'abord de définir le problème à l'étude, de faire ressortir les critères de sélection des méthodes et les attentes que l'on en a. Il s'agit ensuite d'évaluer les méthodes présentées dans la revue de la littérature en fonction de ces critères et d'en ressortir les méthodes les plus adaptées.

Une fois ces méthodes choisies, il devient possible de décrire l'outil de calcul proposé et les méthodes qui le composent ainsi que la manière dont les différents modules de calcul interagissent.

Finalement une analyse de sensibilité peut être conduite pour différents paramètres du modèle intégré afin de s'assurer que le modèle ne présente pas de comportement chaotique ni de sensibilité exagérée.

3.1 Objectifs et état de risque

L'objectif de ce projet est la démonstration et l'étude de faisabilité du concept d'état de risque et ce au travers d'un outil de surveillance d'une retenue d'eau. Cet état de risque s'exprime à l'aide d'une mesure de l'incertitude de différents paliers de défaillance caractéristiques en fonction de l'état du système hydrologique.

L'état de risque est donc une série d'indicateurs de risque basée sur les conditions actuelles et prévues d'un système hydrologique. Cet état de risque a pour but de fournir à un gestionnaire en temps réel un indicateur du risque sur son réservoir. Ces indicateurs ne donnent pas une image complète du risque mais ils peuvent suffire à fournir une

information utile dans les processus décisionnels de gestion des réservoirs. Ces indicateurs devront être mis en contexte à l'aide d'une étude historique pour bien les apprécier.

Ces indicateurs sont basés sur des défaillances prédéfinies utiles au gestionnaire tel une sortie du cadre légal d'opération ou un déversement. Le risque est associé à une mesure de l'aléa et ces indicateurs vont devoir associer un aléa à ces défaillances. De plus on veut être sûr de cibler ces défaillances d'où l'utilité d'un problème inverse. En effet, les défaillances ne sont pas de variables continues mais des paliers; l'on est, ou pas, en défaillance. Il est donc nécessaire de poser un problème inverse pour associer une mesure d'aléa aux défaillances.

3.2 Sélection d'une technique d'analyse du risque

Il est important d'étudier l'analyse du risque en premier car c'est de celle-ci que dépendent les exigences et le choix des modèles hydrologiques. En effet les concepts hydrologiques ne sont utilisés que dans un contexte de soutien à l'analyse du risque.

La sélection des critères visant à choisir une méthode d'analyse du risque ne peut se faire qu'en gardant en tête l'objectif de cette étude. Il d'établir la faisabilité d'un outil qui calcule, à tout moment, l'état de risque d'un système hydrique. C'est donc un outil qui doit être assez souple pour s'adapter à différents systèmes hydriques. C'est un outil qui doit être utilisable par des gens n'ayant pas nécessairement une connaissance poussée de l'étude du risque. Le modèle doit être simple dans la mesure de la validité des résultats. Vu que l'on vise un état instantané du système, la prédiction doit se faire à court terme et doit prendre en compte les conditions instantanées du système, les conditions antécédentes ainsi que les prévisions météorologiques. De plus l'outil visé a pour but principal une applicabilité vers l'amont, c'est-à-dire un calcul de l'aléa en partant d'un enjeu. Finalement il est important que le modèle puisse trouver l'état de risque à tout instant soit au moyen d'un modèle continu, soit au moyen d'un modèle semi événementiel. Ces critères sont repris dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1: Critères de sélection visant la méthode d'analyse du risque

Critères
Simplicité
Souplesse (adaptabilité à différents systèmes hydriques)
Prédiction à court terme
Prise en compte de l'état instantané
Prise en compte des conditions antécédentes
Prise en compte des prédictions météorologiques
Applicabilité vers l'amont

La revue de littérature a montré qu'il n'existait pas, tout du moins pas de manière publique, de modèle d'analyse du risque qui répondait à tous ces critères. Il va donc être nécessaire de le développer en se basant sur des travaux déjà effectués. Ce qui différencie principalement les méthodes d'analyse du risque sont les indicateurs de risque qu'elles génèrent. C'est-à-dire la manière d'exprimer le risque.

Les méthodes par indices offrent une solution intéressante par leur flexibilité mais sont difficiles à cerner. En effet ces méthodes restent assez abstraites et peuvent s'avérer difficile à développer et à interpréter. Par contre elles peuvent permettre d'éviter de se baser sur des processus hydrologiques et ainsi d'éviter les erreurs induites par une calibration erronée. Ces méthodes nécessitent des observations historiques pour leur développement ce qui réduit leur portabilité.

La deuxième grande famille de méthodes est la famille des méthodes statistiques. Ces méthodes se basent sur les séries historiques de débit ou de pluies. Ce sont les modèles d'analyse du risque les plus utilisés en hydrologie et un certain nombre de ces modèles sont décrits dans la revue de littérature. Aucun de ces modèles ne satisfait toutes les exigences. Roy (2000) par exemple ne prend pas en compte les précipitations passées ou futures. De plus il part de l'aléa pour arriver à l'enjeu, le contraire de la présente démarche. Avec leur modèle couplé HEC/DAMBRK Lavallée et al. (2000) s'approchent un peu plus de la démarche recherchée; mais leur démarche souffre du

même problème que Roy du fait qu'ils l'appliquent vers l'aval. En fait seul Seidou (2002) propose un modèle qui puisse être utilisé en partant de l'enjeu, cependant son modèle est lourd à opérer. Malgré tout, les méthodes statistiques semblent fournir un contexte favorable à la résolution du problème de cette étude.

Si aucune des techniques d'analyse du risque présentée dans la revue de littérature ne satisfait aux exigences, alors une technique spécifique va devoir être développée. C'est l'approche statistique qui a été retenue. Elle plus simple à développer de par le fait qu'elle se base sur des procédés hydrologiques modélisable même si cela peut induire des erreurs de calibration. La définition du risque hydrologique proposé par Awadallah et al. (1999); « probabilité d'occurrence, à une année quelconque, d'une crue d'amplitude donnée »; a l'avantage de la simplicité ainsi que d'une compréhension facile. De plus cette définition s'applique bien au contexte de cette étude même si elle ne sera pas utilisée tel quel. Ce risque hydrologique paraît être un assez bon indicateur de risque mais ne sera pas utilisé sous sa forme inverse. Cet indicateur pour être transformé ensuite en probabilité ou autre indicateur.

La méthode d'analyse du risque retenue est donc d'associer une mesure de récurrence à des défaillances caractéristiques. Le risque est donc défini comme : Récurrence d'occurrence annuelles maximum d'une défaillance dans les conditions actuelles du système. Cela permet ensuite de sortir des indicateurs de risques fonction des aléas (récurrences) et des enjeux (défaillances). Ces indicateurs fourniront un risque de défaillance minimum car seuls certains aléas et quelques enjeux sont considérés.

3.3 Sélection des méthodes hydrologiques

Une fois les bases de la méthode d'analyse de risque posées, il est possible d'établir les critères de sélection des modèles hydrologiques. Un certain nombre de contraintes issues des contraintes de l'analyse du risque se retrouvent transférées ici et un certain nombre de contraintes typiques au choix des modèles hydrologiques apparaissent.

Un modèle simple à utiliser est toujours un avantage, surtout s'il faut qu'il soit utilisé par des personnes sans connaissances hydrologiques avancées. Il faut donc

essayer de réduire et simplifier l'entrée des données tout en maintenant la qualité des résultats. La simplicité de calibration est moins cruciale car la calibration peut être faite par quelqu'un ayant des connaissances reconnues dans le domaine. Mais il faut aussi noter qu'il est important de limiter le nombre de paramètres calibrables pour limiter les erreurs de calibration. De plus, si le modèle est simple, le calibreur aura plus de facilité à comprendre le modèle et donc à le calibrer correctement. Cette philosophie est celle du modèle TOPMODEL et sera suivie ici aussi (Singh, 1995).

Les méthodes hydrologiques retenues doivent être capables de s'adapter à différents systèmes hydriques et capables de répondre adéquatement à différents systèmes climatiques. Les méthodes doivent aussi prendre en compte l'état du système, les conditions antécédentes ainsi que les prévisions météorologiques.

De plus même si la dimension temporelle n'est pas la plus importante quand au risque, elle devient importante lorsque l'on inclut des facteurs tel que la gestion des évacuations.

Finalement, les méthodes retenues devront être capables de supporter une utilisation de l'enjeu vers l'alea, que cela se fasse de manière directe soit au travers de méthodes numériques.

Enfin, la rapidité de calcul est un critère qui n'est pas essentiel dans l'absolu mais qui est important en fonction de moyens techniques actuels du projet. En effet, ce n'est pas un problème pour le modèle de mettre un certain temps à calculer l'état de risque d'un système considérant le fait qu'un tel calcul ne sera fait qu'un nombre limité de fois par jour. Par contre, l'appréciation et la validation historique d'un tel modèle sur des périodes de plusieurs mois et la projection du risque à moyen terme demanderaient alors des moyens techniques importants.

Tableau 3.2 : Critères de sélection visant les méthodes d'hydrologie.

Critères	Issu des critères de l'analyse du risque
Supporte les techniques d'analyse du risque retenu	Oui
Simplicité d'utilisation	Oui
Souplesse (adaptabilité a différent systèmes hydriques et différentes pluies)	Oui
Prédiction a court terme	Oui
Prise en compte de l'état instantané	Oui
Prise en compte des conditions antécédentes	Oui
Prise en comte des prédictions météorologiques	Oui
Applicabilité vers l'amont	Oui
Simplicité de calibration	Non
Distribution temporelle du débit à l'exutoire	Non
Rapidité de calcul	Non

Une fois les critères définis, il est important d'évaluer les méthodes hydrologiques existantes qui permettraient de supporter le modèle d'analyse du risque choisi en fonction des critères de sélection. Avant de passer aux méthodes spécifiques, il est important de dégager certaines grandes lignes dans l'approche qui va être suivie.

En vue du choix de la méthode d'analyse de risque, il est possible de limiter les méthodes hydrologiques à étudier. De manière simplifiée, le but est de relier une récurrence à une défaillance donnée et cela en prenant en compte l'état du instantané du système, l'état passé ainsi que futur. Ceci est donc une approche statistique et l'on doit donc soit se baser sur des séries historiques, soit passer par des simulations stochastiques. Les simulations stochastiques peuvent proposer une option intéressante mais elles nécessitent une grande puissance de calcul, de par le nombre important de simulations nécessaires pour produire une distribution statistique. On relève aussi

certains problèmes de développement, notamment dans l'attribution des paramètres variables.

Les séries historiques nous permettent de trouver les récurrences facilement, au travers de courbes IDF par exemple. Bien sur, ces méthodes ne sont pas sans faille. Un des problèmes réside dans le fait que tous les systèmes n'ont pas forcément des séries historiques disponibles. Ceci peut être contourné à l'aide de similitudes ou de relations avec des zones où les séries historiques sont connues. Il faut aussi noter que les séries historiques, surtout si elles sont basées sur de courtes périodes d'observations, peuvent induire des erreurs. En effet, il est difficile d'estimer la période de récurrence d'événements rares, tel que les événements millénaires, à partir d'observations au maximum centenaires. De plus un événement majeur va pouvoir modifier les récurrences établies. Cette approche est donc loin d'être parfaite mais elle a été très souvent utilisée et peut être considérée comme acceptable pour les événements à faible et moyenne récurrence qui sont cruciaux dans le contexte de cette étude.

Puisque les défaillances, ou enjeux, sont exprimées en fonction de la cote et des évacuations du réservoir à l'étude, il devient évident que l'analyse hydrologique va porter sur les apports au réservoir. Dans un cadre statistique, il existe deux principales approches. Il est d'abord possible de se baser sur les séries historiques de débit. Ceci a l'avantage d'éviter les erreurs introduites par la modélisation du bassin versant mais il est difficile d'y incorporer directement l'état antécédent, l'état instantané ou encore les prévisions météo.

Une autre approche possible est de se baser sur les séries historiques d'apports et de pluviométrie pour établir une corrélation entre la récurrence, l'état du système et les apports. Une telle méthode demande un grand travail de calibration mais peut permettre une relation simple applicable directement vers l'amont sans passer par des méthodes numériques. Ces bénéfices rendent une telle approche attirante mais sa portabilité est nulle. Le travail de corrélation est à recommencer pour chaque bassin versant. Finalement, cette approche ne s'applique que pour des bassins dont on a une connaissance historique des pluies et des apports.

La dernière méthode se base sur les séries historiques de précipitation, au travers de courbes IDF par exemple. Cette méthode nécessite une modélisation du bassin versant et donc engendre une plus grande complexité du modèle et une la possibilité d'erreur de calibration. Elle permet par contre d'inclure l'état antécédent, instantané et prévu. De plus vu qu'elle se base sur des processus modélisables elle est plus facile à comprendre et à adapter. Principalement pour sa capacité à prendre en compte l'état du système, c'est cette méthode qui a été choisie. Un certain nombre de méthodes hydrologiques sont nécessaires, ces méthodes vont devoir être capables de relier une pluie aux apports qu'elle génère. Il est important de noter que ces méthodes restent interchangeables pour adapter l'outil aux systèmes hydrologiques étudiés ou aux préférences de l'hydrologue.

3.3.1 Modèles de pluie-ruissellement

La méthode rationnelle a certainement l'avantage de la simplicité mais il s'agit d'une méthode qui sert à estimer les débits de pointe qui n'arrivent que lors des pluies de longue durée. Les pertes y sont directement proportionnelles à l'intensité des pluies. Elle s'avère donc inadaptée pour couvrir une grande gamme d'intensités de pluies.

La méthode du Gradex subit les mêmes désavantages que la méthode rationnelle si ce n'est qu'en plus la méthode se spécialise dans le calcul de débit pour une récurrence donnée; ce qui va à l'encontre du problème à l'étude.

La méthode du SCS-CN n'est pas appropriée pour générer le ruissellement. Elle peut par contre servir en conjonction avec d'autres méthodes pour le calcul des pertes. Son problème majeur réside dans le fait qu'elle a été développée pour de petits bassins et n'est pas applicable pour de grands bassins versants. Elle demanderait donc une division en sous bassins.

L'utilisation d'un modèle commercial complet n'est pas non plus une option valide. En effet ces modèles, tels HEC ou TOPMODEL, demandent un grand travail de calibration et surtout ne s'appliquent pas bien à un cheminement vers l'amont, et ce même au travers de méthodes numériques tel que le tir, du fait du temps de calcul important.

La méthode de l'onde cinématique ne justifie pas elle non plus son utilisation en comparaison avec d'autres méthodes. Tout d'abord elle demande une sous division importante pour de moyens et grands bassins. De plus, celle-ci nécessite une utilisation des méthodes numériques pour sa résolution et ce même lors d'une résolution vers l'aval. Elle demande une trop grande capacité de calcul et ne sera pas retenue.

La méthode du réservoir non linéaire a l'avantage de la simplicité de visualisation et de calibration. Par contre la méthode est mathématiquement lourde et requiert l'utilisation de méthodes numériques, qui alourdissent le programme par la nécessité de petits pas de temps.

Finalement, la méthode de l'hydrogramme unitaire (HU) semble posséder un certain nombre d'avantages. C'est une méthode simple et efficace qui a fait ses preuves. C'est aussi une méthode assez souple. Les principaux problèmes sont le calcul des pertes qui nécessite le couplage avec d'autres méthodes, l'établissement de l'HU et une source d'erreur de par sa nature linéaire et ce surtout pour des pluies extrêmes.

De toutes ces méthodes la méthode qui est la plus pratique pour ce problème est donc la méthode par hydrogramme unitaire (HU). C'est une méthode simple et facile à implémenter et à visualiser. La méthode est souple, c'est-à-dire qu'elle peut s'adapter à différents types de bassins et de pluies. Bien sûr, elle nécessite l'application d'autres méthodes pour le calcul des pertes et pour la génération de l'HU. Ce problème n'en est pas vraiment un pour les barrages existants pour lesquels on a beaucoup de données sur les apports et les pluies. Pour des bassins peu connus, cela pose un problème même s'il est possible d'utiliser des techniques comme l'HU adimensionnel du SCS temporairement en attendant d'avoir assez de données pour établir un HU spécifique au bassin. De plus l'hypothèse de réponse linéaire qui est posée peut s'avérer limitante et une étude de l'impacte de la forme de l'hydrogramme devra être menée lors de l'analyse de sensibilité.

Le Tableau 3.3 représente une matrice de décision quant au choix des méthodes. Les différentes possibilités sont notées en fonction de critères pour en faire ressortir les

méthodes les plus adaptées. Il est utile de rappeler que les choix des modules hydrologiques restent dépendants de la vision de l'hydrologue et sont interchangeables.

Les désavantages de la méthode par hydrogramme unitaire s'avèrent contournables et ses avantages, surtout sa simplicité et sa rapidité, la classe au dessus des autres techniques. C'est donc celle-ci qui sera utilisée dans l'outil proposé.

Tableau 3.3 : Choix des méthodes

poids														34
	3	2	2	2	2	1	2	2	3	3	4	4	3	3
Travail de calibration	Facilité d'usage	Rapidité de calcul	Applicabilité vers l'amont	Validité			Forme de l'hydrogramme	État instantané	Météo	écoulements de base et résiduels	moyenne			
				petit bassin	moyen bassin	grand bassin								
Hydrogramme unitaire	2	4	3	3	4	4	2	4	4	3	3.5			
Méthode rationnelle	3	4	4	3	4	3	3	1	3	2	2.362353			
SCS curve number	4	4	4	4	4	3	2	2	4	3	2.647059			
Model Complet	1	1	1	2	4	4	4	4	4	4	2.794118			
Relation dérivée	0	3	4	4	3	3	3	3	3	2	2.294118			
Kinematic wave	2	1	2	2	4	2	2	3	3	3	2.235294			
non-linéar réservoir	3	2	2	2	4	3	3	3	3	3	2.5			
gradex	3	3	3	2	3	3	3	3	1	1	2.068235			

1 = faible

2 = moyen

3 = bon

= excellent

1 = faible
2 = moyen
3 = bon
4 = excellent

3.3.2 Modèles de calcul des pertes

La plupart des méthodes, dont la théorie de l'hydrogramme unitaire (HU), ne suffisent pas à elles seules pour exprimer une relation entre la pluie et le ruissellement. Elles doivent être couplées à un modèle de pertes. Par exemple un HU se base sur le concept de pluie excédentaire, soit la pluie tombée à laquelle on a soustrait les pertes. Il est donc nécessaire de trouver un moyen de calculer les pertes.

Les pertes sur un bassin versant naturel sont principalement dues à l'infiltration dans le sol. En fait pour la majorité des bassins versants naturels, les autres pertes sont faibles dans un contexte de pluies intenses.

Plusieurs méthodes se prêtent plus ou moins bien au calcul global des pertes, tel la méthode rationnelle. Elle n'est pas très adaptée à un tel calcul des pertes. En effet de par sa définition, les pertes sont proportionnelles à l'intensité des pluies. Ceci résulte en une surestimation des pertes pour les fortes pluies et une sous-estimation des pertes pour les faibles pluies. La méthode par *curve number* du SCS pourrait paraître avantageuse si elle s'avérait valide pour des moyens et grands bassins versants.

Il est aussi possible de prendre les différents processus de pertes séparément et de les additionner soit en gardant une dimension temporelle soit en étalant les pertes uniformément tel la méthode de l'indice ϕ ou W . Cette dernière méthode se prête bien à la théorie de l'hydrogramme unitaire. En effet la théorie de l'HU se base sur des superpositions de pluies uniformes et les pluies exprimées dans les courbes IDF sont des pluies uniformes. L'utilisation d'un indice de pertes permet de maintenir cette uniformité dans l'intensité.

Seules pertes considérées seront les pertes par infiltration que l'on pourra augmenter de manière artificielle pour y inclure les autres pertes. De nombreuses méthodes existent pour calculer les pertes par infiltration, mais c'est la méthode de Horton qui a été retenue. En effet, elle est physiquement représentative et permet facilement de calculer le volume de pertes pour permettre le calcul d'un indice ϕ ou W . Les autres pertes, si l'on cherche à les introduire, pourront être prises en compte facilement en majorant certains paramètres utilisés dans la méthode de Horton.

3.4 Outil de prévision du risque

3.4.1 Rappel des objectifs et de la définition du problème

L'objectif de cette étude est de démontrer la validité, la faisabilité et l'utilité du concept d'état de risque, de son calcul et de sa surveillance. Ceci se fait au travers d'un outil de calcul de la récurrence minimum de défaillances d'un système. Le problème est donc un problème inverse, de l'enjeu vers l'aléa. Ce problème possède une infinité de solutions car il y a une infinité de causes à chaque défaillance. Il nécessite donc certaines hypothèses pour en rendre la résolution possible.

3.4.2 Hypothèses

Les hypothèses nécessaires pour résoudre le problème inverse résident principalement dans la définition de l'aléa et de l'enjeu.

Hypothèses relatives à l'aléa

- 1 Défaillances uniquement dues aux pluies
- 2 Uniformité temporelle des pluies
- 3 Uniformité spatiale des pluies
- 4 Indépendance des pluies vis-à-vis des pluies antécédentes et de la saison

Hypothèses relatives à l'enjeu

- 5 Défaillances uniquement dues à la cote et aux évacuations

Hypothèse sur les pertes

- 6 Pluie excédentaire
- 7 Uniformité des pertes sur la durée de pluie
- 8 Perte uniquement par infiltration

Le problème inverse possède une infinité de solution et pour le rendre résoluble il est nécessaire d'en limiter les solutions. Cela se fait grâce à certaines relatives à l'aléa, c'est dire aux causes des défaillances. La seule cause retenue est la précipitation. En effet, les apports exceptionnels dus aux précipitations sont la cause principale de défaillance et surtout ce sont les plus sensibles aux variations de l'état du bassin versant

et donc ceux qu'il est important de surveiller. De plus l'outil ne considère pas la fonte des neiges ni les précipitations autres que la pluie. Les vagues aussi peuvent générer une défaillance mais elles ne sont pas considérées dans cette étude.

Pour limiter les solutions, deux autres hypothèses sont posées. Il s'agit de la double hypothèse d'uniformité des pluies dans le temps et dans l'espace. Ces deux hypothèses sont justifiées par le fait que les grands volumes de pluies associés à des défaillances graves sont généralement issus de systèmes dépressionnaires stables. Malgré cela l'hypothèse d'uniformité spatiale des pluies peut s'avérer limitante pour de très grands bassins versants.

Une autre hypothèse est l'indépendance du régime de pluie, au travers des courbes IDF, à certains paramètres telles que les pluies antécédentes, et la saison. Ces hypothèses sont utilisées sans justification et il est clair qu'une étude plus poussée des impacts de ces hypothèses sera nécessaire pour un développement plus concret du concept d'état de risque.

Les autres hypothèses nécessaires pour limiter le nombre de solutions possibles se trouvent dans la définition de la défaillance. Cette défaillance est uniquement due aux débits d'évacuation et à la cote dans le réservoir. En effet ce sont les paramètres les plus cruciaux pour le calcul des conséquences d'événements hydrologiques et ce sont ces paramètres qui sont utilisés dans la définition des seuils légaux en gestion des réservoirs.

Finalement un certain nombre d'hypothèses sont aussi posées sur la prise en compte des pertes. Il s'agit d'hypothèses visant à simplifier le calcul. Premièrement on fait l'hypothèse d'une vision hortonienne, c'est-à-dire que les apports dus à une pluie sont uniquement issus du ruissellement de surface. C'est une approche par pluie excédentaire, qui est une vision hydrologique répandue et nécessaire à l'application de la théorie de l'hydrogramme unitaire. De plus, pour des raisons de simplification des calculs, les pertes sont étalées de façon uniforme sur la durée de la pluie. Cela permet de maintenir l'uniformité des pluies et de simplifier grandement la résolution pour la récurrence.

Finalement on pose l'hypothèse que seules les pertes par infiltration sont considérées. Sur un bassin versant naturel ce sont les pertes les plus importantes lors d'épisodes de pluies importantes, et cruciales à l'étude du risque de défaillance.

Il faut noter que ces hypothèses ne permettent pas de sortir la récurrence d'une défaillance mais une récurrence minimum. En effet, les causes de défaillance ne se limitent pas en réalité aux causes définies ci-dessus.

3.4.3 Approche globale

Avant de pouvoir décrire le fonctionnement général des calculs, il est nécessaire de définir la défaillance. Elle est définie comme l'atteinte de la cote de défaillance en limitant les évacuations aux évacuations de défaillance. C'est-à-dire que les apports, avec des évacuations limitées aux évacuations de défaillance, engendreront un rehaussement maximum de la cote qui correspondra à la cote défaillance. Ce volume d'apports net maximum qui correspond à la défaillance est nommé volume de défaillance.

Dans le cadre des hypothèses posées, il existe une intensité de pluie unique par durée de pluies qui engendrera une défaillance. Il s'agit de l'intensité minimum à partir de laquelle le système sera en défaillance et l'on la nomme pluie de défaillance. Malgré cela, il existe encore une infinité de solutions; une par durée de pluie. Ces solutions peuvent s'exprimer au travers de courbes Intensité-Durée-Conséquences (IDC) qui, superposées aux courbes IDF permettent de donner la récurrence minimale et donc le risque maximal. Dans le cadre de cette étude, seules 4 durées sont étudiées pour alléger la charge de calcul de l'outil.

Plutôt que d'essayer de faire un cheminement global, il est possible de procéder par étapes de résolution progressive du problème que l'on retrouve dans la figure 3.1. Les étapes 2 à 4 sont répétées pour chaque durée de pluies et chaque défaillance.

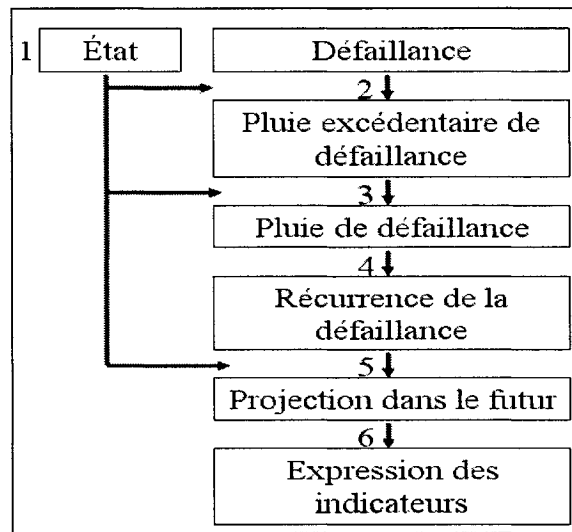


Figure 3.1 : Étapes de résolution

3.4.4 Étape 1 : Calcul de l'état

La première étape consiste à définir l'état du système. Il s'agit d'établir l'état des bassins versants et du réservoir, soit :

1. État de saturation des sols
2. Valeur des pertes
3. Écoulements de base
4. Écoulements résiduels
5. Volumes de défaillance

L'état de saturation représente la teneur en eau des sols. Un certain nombre de méthodes sont envisageables tel qu'une loi de calcul basée sur les pluies antécédentes ou encore des mesures actualisées. Une telle loi a été développée pour le cas d'étude et elle y est décrite plus en détail (chapitre 4.3.5). Il s'agit d'une moyenne pondérée de la valeur des pluies sur différentes périodes à une capacité de rétention des sols. Quelque soit la méthode retenue, il est possible de déterminer un indice de saturation.

Le calcul de la valeur des pertes se base sur le calcul de cet indice de saturation. Le calcul des pertes se fait au travers de la méthode de Horton. C'est une méthode de calcul des pertes par infiltration mais une prise en compte des autres types de pertes peut se

faire au travers d'une inflation artificielle des termes de Horton. La formule de Horton dans sa forme volumétrique est reprise dans l'équation 3.1 où F_D représente le volume de pertes sur une durée D , f_c représente le taux d'infiltration stable d'un sol saturé, f_o le taux d'infiltration au début de la pluie et k une constante de décroissance.

$$F_D = f_c D + \frac{f_o - f_c}{k} (1 - e^{-kD}) \quad (3.1)$$

Pour conserver l'uniformité des pluies et simplifier le calcul, les pertes doivent être étalées uniformément sur la durée de pluie, D , à la manière d'un indice W .

$$W_D = \frac{F_D}{D} \quad (3.2)$$

Les écoulements de base doivent aussi être entrés même s'ils jouent un rôle mineur lors des crues importantes liées à des défaillances. Encore une fois un certain nombre de méthodes sont applicables. Dans le cadre de cette étude une moyenne journalière est utilisée mais un module plus développé pourrait être défini au besoin.

Les écoulements résiduels représentent le ruissellement issue des pluies antécédentes. Ils sont calculés à l'aide du même module de calcul de ruissellement utilisé lors du calcul de la pluie de défaillance. Il s'agit d'appliquer la théorie de l'hydrogramme unitaire aux pluies antécédentes.

Le volume de défaillance, soit le volume net d'apport qui fera entrer le système en défaillance, est obtenu en soustrayant le volume correspondant à la cote du réservoir au moment du calcul à celui correspondant à la cote de défaillance.

3.4.5 Étape 2 : Calcul de l'intensité excédentaire de défaillance

Le calcul de l'intensité excédentaire, associée à une défaillance et une durée de pluie est le cœur du modèle en développement. Ceci se fait à l'aide de la théorie de

l'hydrogramme unitaire et de la loi de continuité appliquée au volume du réservoir couplées à un système de tir. Trouver l'intensité excédentaire de défaillance revient à résoudre l'équation 3.3 pour I_x où T le temps nécessaire pour atteindre la cote maximale, Q_{base} , les écoulements de base, $Q_{residuel}$ les écoulements résiduels, Q_{evac} la valeur des évacuations de défaillance et Q_{crue} est l'hydrogramme issus des pluies de défaillance. Ceci est difficile à résoudre sans l'utilisation de méthodes numériques.

$$V_{def} = \int_0^T [Q_{base} + Q_{residuel}(t) + Q_{crue}(I_x, t) - Q_{evac}] dt \quad (3.3)$$

Pour permettre de trouver un résultat vers l'amont, on applique une méthode numérique à des calculs hydrologiques appliqués vers l'aval. Trois tir sur la valeur de l'intensité excédentaire des pluie de défaillances sont effectués. Après ceci l'utilisation de la méthode de la sécante permet de trouver les tirs suivants jusqu'à ce que l'intensité estimée produise tout juste le volume d'apport net de défaillance donnant ainsi l'intensité excédentaire minimum requise pour que le système entre en défaillance.

La méthode numérique choisie, soit la méthode de la sécante, dans sa forme discrète et appliquée à notre cas produit l'équation 3.4, où V est le volume maximum d'apport net associé à une intensité excédentaire I_x et V_{def} le volume cible. Pour s'assurer de la convergence rapide, les deux valeurs de V sont prises comme étant les plus proches au dessus et en dessous de la valeur cible. Il faut noter que cette convergence est possible car la relation entre I_x et V est continue et constamment croissante sans pics locaux. L'illustration graphique de la procédure se trouve dans la figure 3.2.

$$I_{x_{n+1}} = I_{x_{n-1}} + \frac{V_{def} - V_{n-1}}{V_n - V_{n-1}} (I_{x_n} - I_{x_{n-1}}) \quad (3.4)$$

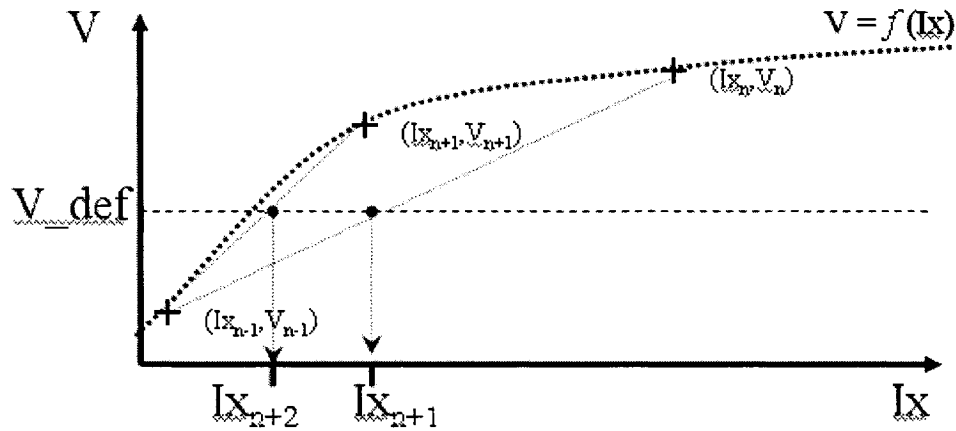


Figure 3.2 : Méthode de tir (sécante)

La loi de continuité appliquée au réservoir permet de relier l'intensité des pluies au volume d'apport net maximal au réservoir. Il s'agit simplement de calculer les apports moins les évacuations, ce qui permet de trouver les apports nets, et donc les changements dans le volume du réservoir. Le calcul se fait à chaque pas de temps de une heure. Ceci permet de connaître l'évolution du volume de stockage et donc de trouver le volume maximum que l'on comparera au volume de défaillance. Ce volume, V_n , peut s'exprimer selon l'équation 3.5 où selon sa formulation discrète dans l'équation 3.6 ou l'indice i représente le pas de temps horaire, n l'itération de tir, I_x l'intensité excédentaire pour un tir, Q_{base} le débit de base, Q_{resi} les écoulements résiduels, Q_{crue} les écoulements dus à la pluie hypothétique du tir, et Q_{evac} représente les évacuations.

$$V_n = \int_0^{T_n} (Q_{base} + Q_{resi} + Q_{crue} - Q_{evac}) dt \quad (3.5)$$

T_n = Temps requis pour atteindre la cote maximale pour I_{x_n}

$$dV_{i+1} = dV_i + \left\{ \frac{[Q_{base} + Q_{resi} + Q_{crue} - Q_{evac}]_i + [Q_{base} + Q_{resi} + Q_{crue} - Q_{evac}]_{i+1}}{2} \right\} dt$$

$$V_n = \max[dV_1, dV_2, dV_3, \dots] \quad (3.6)$$

Cette formule est proche de celle que l'on a utilisée sauf pour une modification dans l'introduction des évacuations. En effet dans la forme ci-dessus, on se retrouve avec une méthode implicite car les évacuations à un pas de temps quelconque dépendent de la cote et donc du volume d'apport que l'on cherche. Pour simplifier et accélérer les calculs, l'hypothèse a été retenue que les évacuations dépendaient uniquement de la cote antécédente. Les effets d'une telle hypothèse sont étudiés dans l'analyse de sensibilité.

$$dV_{i+1} = dV_i + \left(\left\{ \frac{[Q_{base} + Q_{resi} + Q_{crue}]_i + [Q_{base} + Q_{resi} + Q_{crue}]_{i+1}}{2} \right\} - Q_{evac,i} \right) dt$$

$$V_n = \max[dV_1, dV_2, dV_3, \dots] \quad (3.7)$$

Ceci permet de trouver le volume net maximum d'apport et donc de trouver, à l'aide du system de tir, l'intensité excédentaire de défaillance.

Les écoulements résiduels (Q_{resi}) et de base (Q_{base}) sont issus de la définition de l'état du système. Le débit de crue issu des pluies potentielles est calculé à l'aide de la théorie de l'hydrogramme unitaire. Les évacuations sont limitées aux évacuations de défaillance. Pour obtenir un risque minimum les évacuations sont fixées à cette valeur en tout temps. En réalité, il est plus probable que les évacuations soient plus faibles que ces valeurs et que le risque soit donc plus élevé. De plus ces évacuations sont aussi limitées par la capacité d'évacuation disponible, en cas de défaillance des évacuateurs par exemple.

Le couplage de la méthode de tir et des méthodes hydrologiques classiques (hydrogramme unitaires et continuité appliquée au réservoir) permet donc de trouver une intensité excédentaire associée à une défaillance et à une durée de pluie.

3.4.6 Étape 3 : Calcul de l'intensité de défaillance

L'intensité excédentaire de défaillance a été trouvée, or il faut y ajouter les pertes pour obtenir la pluie de défaillance. Ces pertes ont été calculées et une addition est faite. A l'aide des hypothèses posées, on peut sortir l'équation 3.8 où I est l'intensité, I_x l'intensité excédentaire de défaillance et W_D l'indice de pertes.

$$I_{def,Duree} = I_{x_{def,Duree}} + W_D \quad (3.8)$$

3.4.7 Étape 4 : Calcul de la récurrence

La récurrence d'une pluie de durée et d'intensité donnée est assez facile à obtenir à partir des courbes IDF. Ceci se fait par simple interpolation. Il est aussi important de modifier les courbes IDF par un facteur de correction qui permet de transformer la pluie en un point en une pluie sur un bassin versant. Ces facteurs de correction sont liés à l'aire du bassin versant et à la durée de pluie étudiée. Des valeurs typiques de ces facteurs de réduction sont illustrées dans le cas d'études à la figure 4.9.

3.4.8 Étape 5 : Calcul relatif aux prévisions météorologiques

Les calculs relatifs aux prévisions météorologiques se font dans deux optiques; la projection du risque et la prise en compte d'un état futur dans le calcul du risque instantané. Dans le cadre de cette étude seule la projection du risque est approfondie. Il s'agit d'utiliser les prévisions météorologiques pour prédire l'état avec 24 heures d'avance et en sortir l'état de risque correspondant. Cette prévision de l'état se fait en posant l'hypothèse que les prédictions météorologiques sont exactes et les précipitations prévues sont utilisées pour le calcul de la saturation, des écoulement résiduels et de base et de la cote.

3.4.9 Étape 6 : Expression des indicateurs

L'expression des indicateurs de risque dépend surtout de l'utilisation du calcul de l'état de risque. L'outil produit des couples récurrence/défaillance, soit une mesure de l'aléa et de l'enjeu. La transformation en indicateur de risque peut par exemple devenir

la probabilité (dérivée de la récurrence) multipliée par la valeur de la conséquence (dérivée de la défaillance). Dans le cadre de cette étude les indicateurs de risque se limiteront à la récurrence maximum de la défaillance.

3.4.10 Explication des indicateurs sortis

Cette chaîne de calcul nous fournit un indicateur de risque, sous forme de récurrence, par durée de pluie et par défaillance. Pour chaque défaillance ce sont les pluies de défaillance les plus récurrentes qui définissent le risque maximum.

De plus cette récurrence calculée correspond à la valeur maximum de la récurrence de la défaillance. En effet seules certaines causes sont étudiées, il y a donc d'autres causes ou combinaisons de causes qui sont potentiellement plus récurrentes.

. Nous avons donc des indicateurs définis comme récurrence maximum, donc risque minimum, de défaillance. Ces indicateurs ne sont pas liés à la probabilité d'occurrence de la défaillance mais à la probabilité qu'une pluie dans l'année fasse entrer le système en défaillance si le système restait dans sa condition actuelle.

Cet indicateur doit être mis en contexte à l'aide d'une analyse historique pour pouvoir l'apprécier correctement. C'est-à-dire que sur une période d'étude il va falloir analyser les indicateurs de risques en fonction des événements hydrologiques et des décisions de gestion pour cibler les zones à risque critiques, les zones sécuritaires et pouvoir apprécier les tendance du risque, par rapport à une moyenne des indicateurs sur les périodes étudiées par exemple.

3.4.11 Données

Le modèle de calcul développé pour appliquer cette procédure a besoin des données générales du système ainsi que des données sur son état instantané. Les deux principales données permanentes du système sont les courbes IDF et les hydrogrammes unitaires basés sur une pluie de 15 mm. La courbe IDF doit être modifiée à l'aide de facteurs de correction qui permettent de transformer la pluie en un point à la pluie sur la totalité du bassin versant. Les hydrogrammes unitaires sont développés à partir d'un hydrogramme en S. De plus l'utilisateur devra fournir l'aire du bassin pour permettre de corriger les

hydrogrammes de façon à ce que le volume de pluie excédentaire soit égal au volume de ruissellement. Un certain nombre d'autres paramètres ont besoin d'être définis et sont résumés dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4 : Données du système actuel

paramètre	unité	description
SUHG	m ³ /s	Valeur de débit de l'hydrogramme unitaire en S.
duree_s	h	Durée de pluie de l'hydrogramme unitaire utilisé pour générer SUHG.
Duree	h	Durée des pluies de défaillances étudiées.
freq_IDF	ans	Valeurs des fréquences sur les courbes IDF.
IDF	mm/h	Valeurs des intensités des courbes IDF.
aire	km ²	Aire du bassin versant pour correction des HU.
k_gamme	1/h	Valeurs de la constante de déclin, dans Horton, associées aux indices de saturations (I_sat) de 1 à 5.
fc_gamme	mm/h	Valeurs de l'infiltration finale, dans Horton, associées aux indices de saturations (I_sat) de 1 à 5.
fo_gamme	mm/h	Valeurs de l'infiltration initiale, dans Horton associées, aux indices de saturations (I_sat) de 1 à 5.
evacdef	m ³ /s	Évacuations de défaillances associées aux quatre défaillances étudiées.
hdef	masl	Cotes de défaillances associées aux quatre défaillances étudiées.
evacpossible_ev	m ³ /s	Composante évacuation de la courbe des évacuations possibles en fonction de la cote
augmentation_max	m ³ /s	Augmentation maximale légale des évacuations sur une heure.
seuil_h	m	Composante cote des seuils de gestion des évacuations

Tableau 3.4 : Données du système actuel (suite)

paramètre	unité	description
seuil_ev	m ³ /s	Composante évacuation des seuils de gestion des évacuations
V1	E ⁶ m ³	Composante volume de la courbe volume élévation
H1	masl	Composante cote de la courbe volume élévation

De plus un certain nombre de paramètres ont besoin d'être définis à chaque utilisation du programme. Ce sont les données qui indiquent l'état instantané du système. Ces paramètres sont résumés dans le tableau 3.5.

Tableau 3.5 : Données quotidiennes

paramètre	unité	description
I_sat		Indice de saturation variant de 1 à 5.
h	masl	Cote du réservoir.
evac_dispo	m ³ /s	Évacuation maximale disponible.
Qbase	m ³ /s	Écoulement de base.
hauteur_resi	mm	Hauteur de la pluie antécédente.
duree_resi	h	Durée de la pluie antécédente; 6, 12, 24 ou 48h.
hauteur_prevue	mm	Hauteur des pluies prévues pour les prochaines 6, 12, 24 et 48h.

3.4.12 Analyse de sensibilité

Une analyse de sensibilité a été menée pour déterminer les paramètres critiques ainsi vérifier le comportement du modèle. Elle se trouve dans l'annexe 7 et est résumé ici. L'étude de sensibilité a montré que la sensibilité était présente surtout pour les pluies associées à de haute récurrence. Ceci est explicable par le fait qu'un changement d'intensité a nettement plus d'impact sur les hautes récurrences ou dans le cas de pluies de longues durées. Pour les systèmes à risque, auxquels sont associés des pluies de

défaillance récurrentes, la sensibilité sera donc faible et les résultats resteront relativement fiables. Pour les systèmes sécuritaires, auxquels sont associés des pluies de défaillance rares, alors la sensibilité risque d'être assez forte et les résultats doivent être utilisés avec prudence, même si le risque y est moi critique.

Les deux paramètres cruciaux qui sont ressortis de l'analyse de sensibilité sont les courbes IDF et les données régissant l'infiltration. Une attention toute particulière devra être apporté à leur calibration.

CHAPITRE 4: CAS D'ÉTUDE

Pour illustrer le modèle et démontrer son utilité, il est nécessaire de l'appliquer à un cas connu. Le choix du cas d'étude est le réservoir Kénogami pour les périodes de avril à octobre 1995 et de mars à août 1996. Le réservoir Kénogami a été choisi car il illustre bien les méthodes de gestion en cours lors des inondations du Saguenay et les risques qui leurs sont associés. De plus, son bassin versant a un temps de réaction rapide et un faible taux d'infiltration ce qui en fait un système hydrologique à risque. L'étude a porté sur une année normale ainsi que sur l'année des inondations du Saguenay.

Il est important de souligner la difficulté d'obtenir de l'information sur ce bassin versant compte tenu des événements qui s'y sont déroulés. En effet, les études et les procédures judiciaires visant à déterminer la responsabilité des différents acteurs du dossier sont encore en cours. Un certain nombre de ces acteurs ont été contactés mais n'ont pas donné suite aux demandes d'information. Seuls les organismes responsables des stations météorologiques et hydrométriques gouvernementales (provinciales et fédérales) ont montré un réel support. Ce manque de données propres au bassin versant a pu être contourné en partie entre autre grâce aux documents publics de la Commission Scientifique et Technique sur la Sécurité des Barrages ainsi que des versions préliminaires des rapports d'expertise de CIMA+ sur les crues de la rivière Aux Sables (Comission, 1997; CIMA+, 1999). Un grand nombre des variables utilisées dans le cas d'étude ont dû être synthétisées artificiellement à partir de données générales.

4.1 Études préalables

Un certain nombre d'études pertinentes à notre développement ont été menées que cela soit avant ou après les inondations du Saguenay. Parmi elles, les études de rupture menées par Hydro-Québec et le MEF en 1990 visant le barrage de Portages-des-roches. En 1994, Tecsub et le Groupe-conseil Saguenay ont mené une étude de rupture sur le barrage de Pibarc est (CIMA+). Un certain nombre d'études plus centrées sur

l'hydrologie du bassin versant ont aussi été menées par Poulin en 1998 en vue de l'évaluation de la crue décennale et par Hoang en 1990 pour l'évaluation de la crue maximale probable (Commission, 1997).

Après les inondations du Saguenay d'autres études complémentaires ont été menées. L'une des principales études a conduit au rapport de la commission scientifique et technique sur la sécurité des barrages (1997), supporté par le rapport d'INRS-eau (1997). Un certain nombre d'études ont aussi été menées en vue de procédures légales.

Il faut noter qu'un grand nombre de ces études portent sur les zones en aval du réservoir Kénogami et non sur son bassin versant. Les études portant sur les bassins versants, telle l'étude menée par INRS-eau ou encore les estimations des crues maximales n'ont pas été obtenues.

4.2 Système hydrologique du réservoir Kénogami

L'exutoire du système hydrologique du réservoir Kénogami est situé dans la ville de Saguenay, au sud-est du lac St Jean. « Les eaux du réservoir Kénogami sont retenues par 13 barrages et digues dont le ministère de l'Environnement et de la Faune assure l'entretien et la gestion. » (Commission, 1997). Les digues du réservoir sont agencées comme montré dans la figure 4.1. Le réservoir draine un bassin versant de 3390 km². Le bassin versant du lac Kénogami est caractérisé d'une part par un réseau hydrographique dense et à pente forte sans plateau important pour ralentir l'écoulement comme l'on peut le voir dans les figure 4.2 et 4.3 et d'autre part par des sols peu perméables (CIMA+, 1999).

Les rivières affluentes au réservoir Kénogami sont la Cyriac, la Aux Écorces à laquelle contribue la rivière Chicoutimi ainsi que le ruisseau McDonald. Les exutoires sont la rivière aux sables par les barrages Pibrac est et ouest ainsi que la rivière Chicoutimi par le barrage de Portage-des-roches (Commission, 1997).

4.3 Données du système

4.3.1 Règles d'évacuations

Les règles d'évacuation du réservoir Kénogami en temps normal sont rassemblées dans le tableau 4.1 et définissent les évacuations en fonction des apports et de la cote. De plus, les règles d'évacuation interdisent de plus que doubler les évacuations par manœuvre, soit toute les quatre heures. Les évacuations maximales du réservoir sont données par la figure 4.4 en fonction de la cote (CIMA+, 1999).

Tableau 4.1: Règles de gestion du réservoir Kénogami en 1996 (CIMA+, 1999)

RÈGLES DE GESTION DU NIVEAU DU RÉSERVOIR KÉNOGAMI :		
Niveau (m)	Apport (m ³ /s)	Débit évacué (m ³ /s)
Au-dessus de 163,70		68,0
Entre 163,70 et 163,45	plus de 50	68,0
	entre 50 et 42	60,0
	entre 42 et 32	51,0
	moins de 32	42,5
Entre 163,45 et 163,30	plus de 42	51,0
	moins de 42	42,5

Source : MEF, 1996

Sous le niveau 163,30 m, le débit minimal garanti à évacuer est 42,5 m³/s.

Dans notre étude, les évacuations seront simplement posées comme les évacuations de défaillance ce qui permet d'obtenir la récurrence maximale. Car il fait l'hypothèse d'évacuation maximale dans les limites de la défaillance. Le module de calcul des évacuations peut prendre en compte l'évacuation de défaillance, la capacité d'évacuation disponible, la capacité d'évacuation en fonction de la cote et des règles de gestion normale sans niveau d'alerte. Il faut noter que les règles de gestion seront prises uniquement en fonction de la cote et ce sans tenir compte des apports. Cette hypothèse

n'est pas très limitante compte tenu des volumes d'eau en question. La limite quand au doublement des évacuations a été simplifiée en une augmentation maximale de $50\text{m}^3/\text{s}$ par quatre heures. Finalement, l'hypothèse a été posée que les évacuateurs fonctionnaient entièrement et que toute la capacité d'évacuation était disponible.

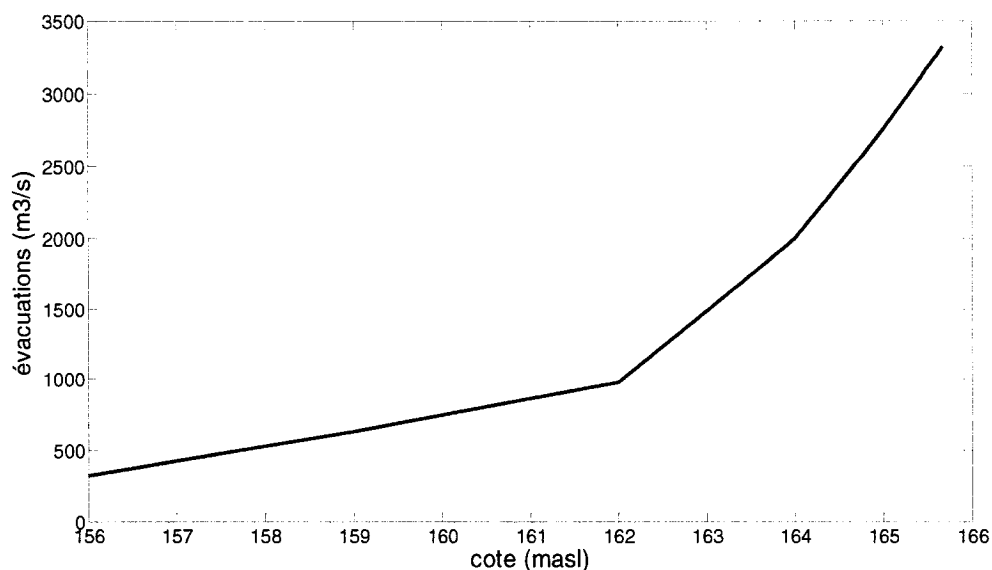


Figure 4.4: Capacité d'évacuation maximale en fonction de la cote

4.3.2 Données du réservoir

Le réservoir est principalement défini par sa courbe volumétrique qui exprime sa contenance en fonction de la cote. Cette courbe est présentée dans la figure 4.5. La cote maximale du réservoir avant déversement est 165.67 masl (meter above sea level).

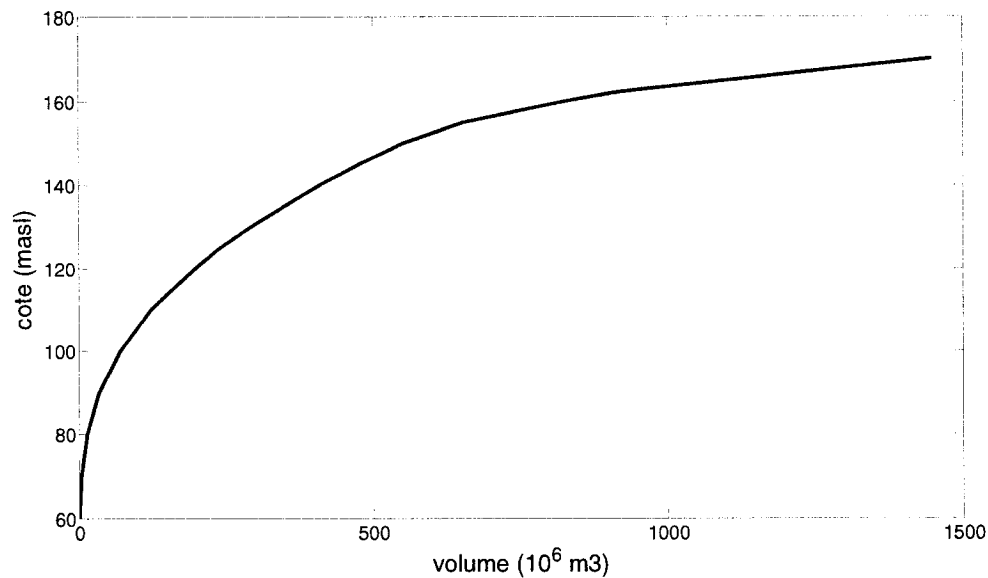


Figure 4.5: Courbe volume-élévation

4.3.3 Hydrogrammes unitaires

La génération des hydrogrammes unitaires se fait à partir d'hydrogramme en S. Il faut donc générer celui du bassin versant. N'ayant pu obtenir un hydrogramme unitaire du bassin versant, un hydrogramme synthétique a dû être développé. Tout d'abord les hydrogrammes unitaires basés sur l'hydrogramme adimensionnel du SCS et sur la méthode de Snyder ont été développés. Or le bassin versant du réservoir Kénogami est beaucoup plus rapide que la moyenne des bassins versants et ces deux méthodes se sont avérées inadaptées. C'est un hydrogramme synthétique qui a été retenu. Nous connaissons deux points sur l'hydrogramme unitaire en S; le point de départ, et le point de concentration. Le point de départ est de 0 m³/s à 0 heures, le point de concentration est à 27 heures et d'une valeur proche de 2354 m³/s si l'on se base sur une pluie de 6h et d'un total de 15mm.

L'analyse de sensibilité a montré que les résultats ne sont pas particulièrement sensibles à la forme de l'hydrogramme en S du moment que l'on reste dans une certaine gamme de formes, principalement vis-à-vis du temps de concentration. Or les deux

points que l'on connaît permettent de limiter assez cette gamme pour que les résultats restent corrects. L'hydrogramme unitaire été généré en choisissant un certain nombre de points dont le point de 90% du débit maximum au temps de concentration et ce pour ralentir la fin de l'écoulement. De plus la forme a été établie pour que l'hydrogramme unitaire ne démarre et ne finisse pas trop rapidement. En effet le bassin versant est en long ce qui a pour effet de ralentir les apports au départ. L'hydrogramme en S ainsi que les hydrogrammes unitaires de 6h, 12h, 24h et 48h sont illustrés dans la figure 4.6.

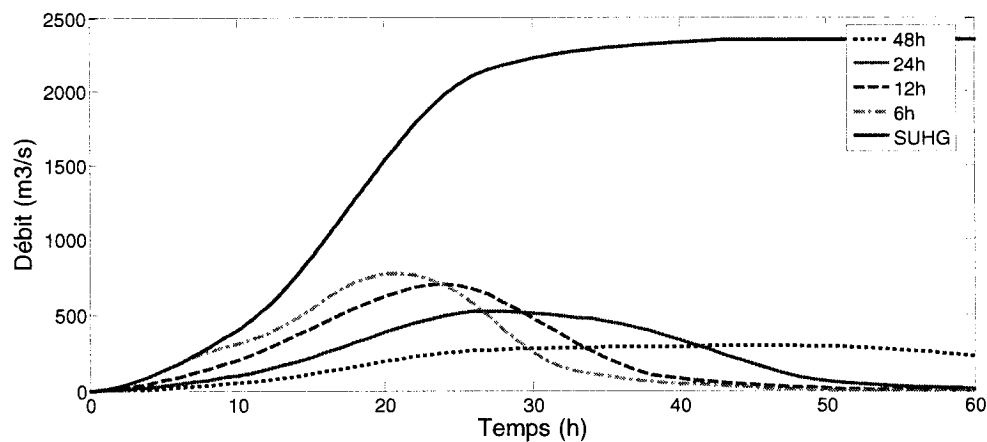


Figure 4.6: Hydrogramme en S et hydrogrammes unitaires dérivés

4.3.4 Courbes IDF

Les courbes IDF sont peut être les variables les plus cruciales dans le calcul de la récurrence. Elles ont un grand impact et peuvent s'avérer difficiles à calibrer. Pour le cas d'étude, les courbes de Bagotville (service météorologique du canada, 2005), de Québec (Brière, 1994) et les pluies de 24 heures de Chicoutimi étaient disponibles. De plus l'Atlas hydrologique du Canada (Fisheries and Environment Canada, 1978) nous donne aussi les moyennes de précipitation ce qui nous permet de rapporter ces courbes à la zone d'étude.

La première chose que l'on remarque est que les courbes de Québec sont presque deux fois plus intenses que celles de Bagotville. La courbe de Chicoutimi est, quand à elle, semblable à celle de Québec. Si on observe une telle différence dans les courbes,

alors leur choix n'en est que plus délicat. Pour pallier à ce problème, deux tests vont être menés; l'un avec les courbes de Bagotville, et l'autre avec les courbes de Québec ramenées au réservoir Kénogami à l'aide de l'atlas hydrologique du Canada. Les précipitations de 1996 ont changé les valeurs de ces courbes IDF et ce de manière assez drastique, or ces courbes datent d'avant 1996 et n'ont pas été mises à jour (Commission, 1997). Les courbes IDF devraient donc être en général plus intenses. Il est donc possible que les courbes de Québec-modifiées soient plus représentatives du régime météorologique. Il faut noter aussi que lors des inondations du Saguenay, un gestionnaire n'aurait pas eu accès aux courbes modifiées, les événements n'ayant pas eu lieu.

De plus n'ayant pas assez données, les courbes IDF on été extrapolées avec une loi logarithmique et non avec une loi de distribution statistique telle que la loi de log-normale ou celle de log-pearson type III.

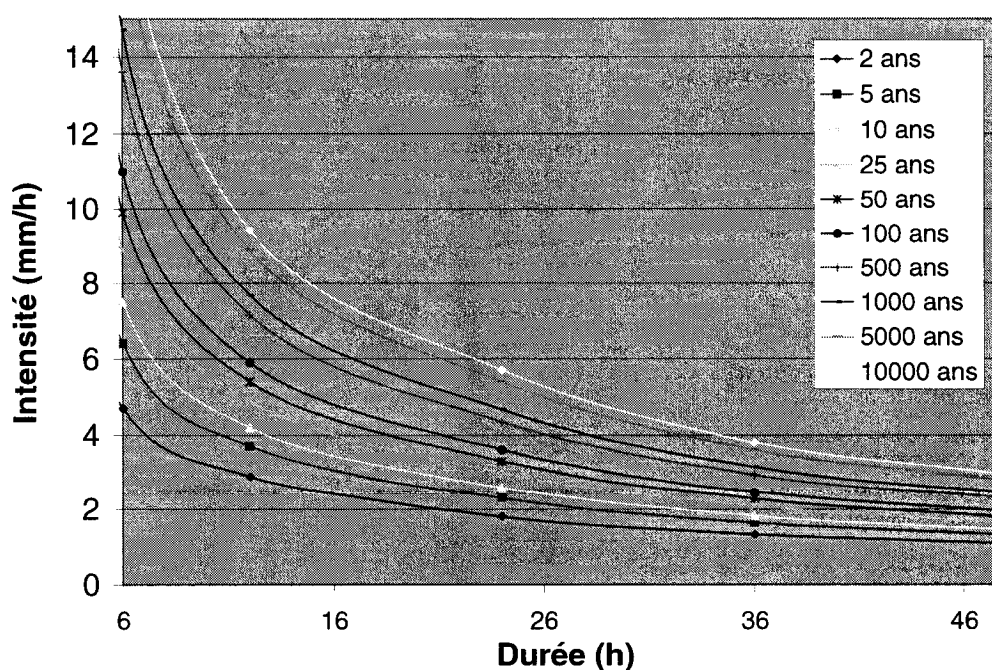


Figure 4.7: Courbes IDF de Bagotville (service météorologique du Canada, 2005)

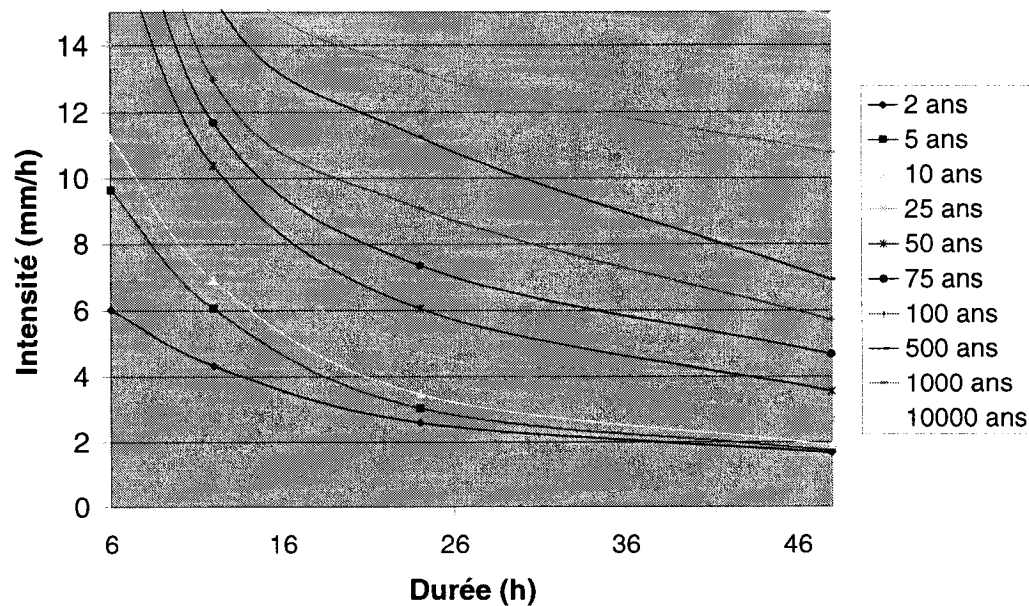


Figure 4.8: Courbes IDF de Québec modifiées par l'atlas (Fisheries and Environment Canada, 1978 ; Brière, 1994)

Les courbes IDF doivent aussi être modifiées pour tenir compte de la surface totale du bassin à l'aide des ARF (areal reduction factor). La figure 4.9 nous donne une indication des ARF à utiliser. Les courbes du US Weather Bureau ont été retenues même si elles s'arrêtent à 1000 km². Ces dernières nous donnent un ARF de 0.8 pour les pluies de 6 heures et de 0.9 pour les pluies de 24 heures. Les courbes de *Australian rainfall and runoff*, prises dans Howell (2003), nous indiquent une valeur pour les pluies de 12h à mi-chemin entre celles de 6h et 24h. On a donc utilisé une valeur de 0.85 pour l'ARF des pluies de 12h. Pour les pluies des 48h, la tendance a été maintenue pour produire un ARF de 0.95.

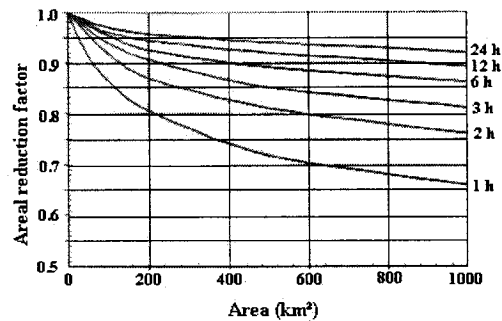


Figure 4.9 ARF(Howell et al. 2003)

4.3.5 Données d'infiltration

Les données d'infiltration sont elles aussi cruciales dans le calcul de la récurrence et sont difficiles à évaluer. N'ayant pu obtenir de valeurs caractérisant le sol du système du réservoir Kénogami, des valeurs artificielles ont été développées. Les sols de la région sont « principalement de type gneiss granitique au sud du lac ». Ces sols sont généralement « très peu perméables ». « Le socle rocheux est recouvert de mort terrain d'épaisseur plutôt faibles... il s'agit de dépôts glaciaires, auxquels la granulométrie bien étalée confère une grande imperméabilité. » (CIMA+, 1999; Commission, 1997). Les taux d'infiltration seront donc faibles et la réponse sera rapide. Viessman présente un échantillon de valeurs d'infiltrations issu de *l'ASCE manual of engineering practice*, des valeurs typiques issues du *handbook of hydrology* ont aussi été utilisées (Maidment, 1993; Viesman, 2003). Ceci nous permet de faire une estimation locale des taux d'infiltration. Pour l'infiltration initiale, une gamme de 20 à 4 mm/h a été choisie. De plus une infiltration minimale de 4 mm/h a été retenue. Ces valeurs sont peut être légèrement supérieures à la réalité mais cela permet de compenser pour la négligence des pertes autres que par infiltration.

D'un autre côté, k est plus difficile à estimer. De par la nature des sols, on sait que ceux-ci réagissent rapidement mais une évaluation plus précise est difficile sans données empiriques. La valeur arbitraire de 0.15 a été retenue, indépendamment de l'état de saturation du sol. Cette valeur est sûrement faible plus faible que la réalité. Elle permet

par contre d'étaler les autres pertes, tel le couvert végétal ou la rétention de surface qui ont été introduites en maximisant les taux d'infiltrations utilisés dans Horton.

Pour le cas d'étude, une relation a été développée pour estimer une valeur de I_{sat} . Elle s'exprime par la relation 4.1.

$$I_{sat} = \frac{5}{\sum_{i=1}^n w_i} \sum_{i=1}^n (w_i \frac{h_i}{h_c}), [\max = 5, \min = 1]$$

h_i = hauteur de pluie sur une période donnée

h_c = capacité de rétention du sol (4.1)

w_i = poids associé à une période donnée

i représente des périodes de 12h, 24h, 72h, 1 semaines et 2 semaines

Il s'agit d'une moyenne pondérée du ratio de la hauteur de pluie sur certaines périodes à une capacité d'infiltration. Cette moyenne pondérée est multipliée par cinq pour la ramener à la gamme de I_{sat} . De plus, cette valeur est bornée entre 1 et 5. Les poids retenus sont 4, 3, 2, 2 et 1 pour mettre l'emphasis sur les pluies récentes. Mais l'étude de sensibilité a montré que ces poids n'ont pas une importance trop élevée. Finalement notons que la capacité de rétention du sol a été établie à 20mm ce qui est une valeur arbitraire raisonnable. Les valeurs de I_{sat} ainsi que les pluies sont présentés dans les figures 4.10 et 4.11.

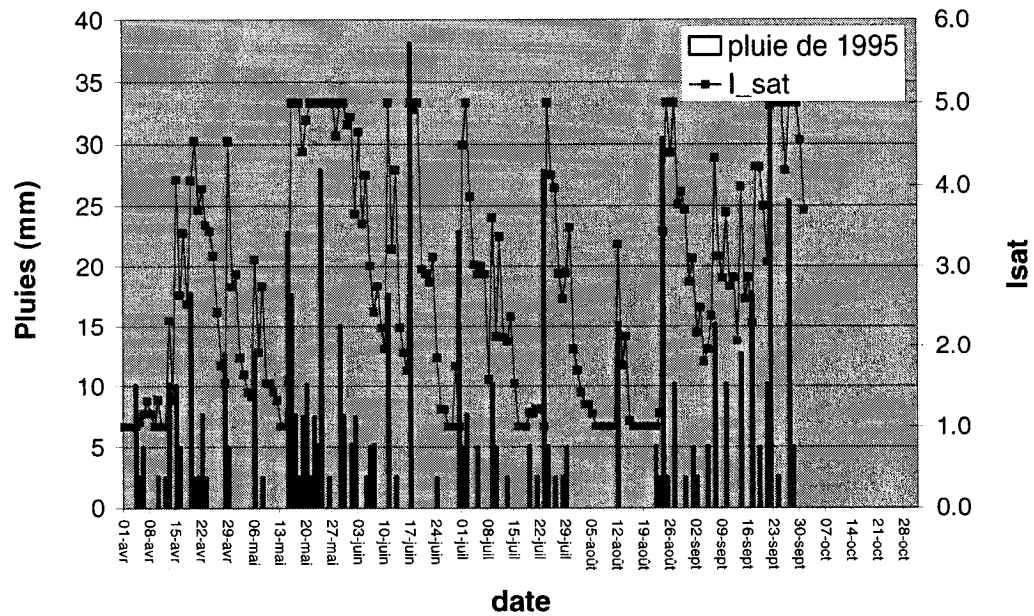


Figure 4.10: Pluies et I_{sat} pour 1995

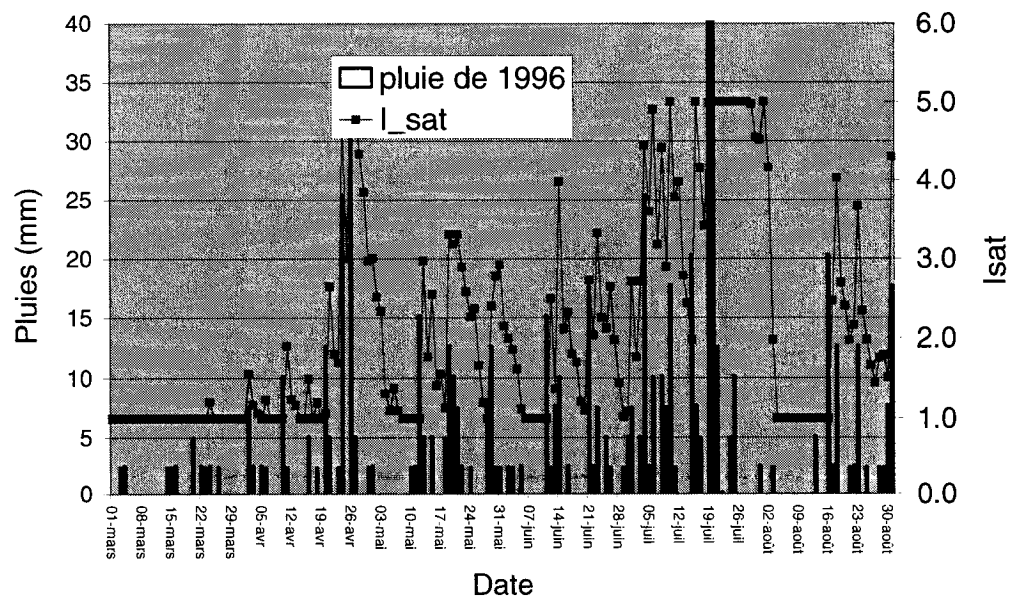


Figure 4.11: Pluies et I_{sat} pour 1996

4.3.6 Débit de base

Le débit de base est le débit d'apport qui ne provient pas des écoulements de surface. Pour établir la valeur des débits de base journaliers, les hauteurs d'eau sur les rivières Aux Écorces et Pikauba durant la période d'étude ainsi que les valeurs moyennes des débits sur ces mêmes rivières étaient disponibles. Les hauteurs d'eau ont les désavantages d'inclure les écoulements issus du ruissellement et de nécessiter une relation entre la hauteur d'eau et le débit. Les moyennes seront donc retenues et serviront de mesure de l'écoulement de base. Ces moyennes sont offertes en libre accès sur Internet par le Centre d'Expertise Hydrique du Québec (Centre Expertise Hydrique du Québec 2003a, 2003b). Notons qu'il a été montré que la sensibilité à l'apport de base était faible. Dans un premier temps les débits moyens aux deux stations (061022 et 061020) ont été additionnés puis cette somme a été multipliée par le ratio de l'aire du bassin versant à la surface que ces deux rivières drainent pour donner une estimation des débits sur tout le bassin versant. Cette courbe a été générée avec la valeur au 1^{er} de chaque mois et une interpolation linéaire entre chaque valeur.

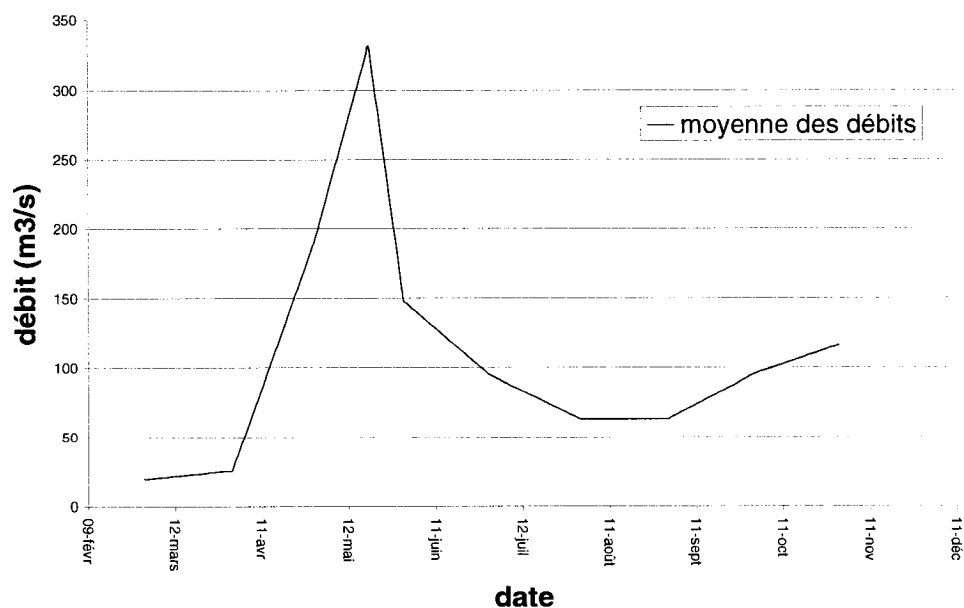


Figure 4.12: Écoulement de base

4.3.7 Données des deux périodes d'étude

La cote du réservoir Kénogami a été fournie par le Centre d'Expertise Hydrique du Québec (CEHQ) et représente la cote journalière sur la période d'étude. Cette cote est disponible à deux emplacements sur le lac, les stations 61001 (Portage-des-roches) et 61002 (Pibrac). La moyenne des deux valeurs a été retenue comme cote du réservoir (CEHQ, 2005).

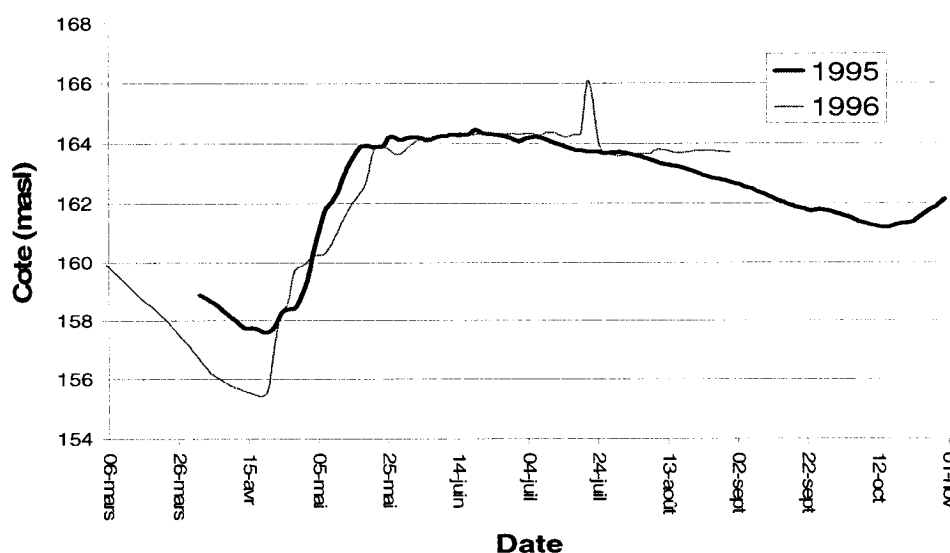


Figure 4.13: Cote du réservoir Kénogami

Les données météorologiques ont été fournies par le Ministère du Développement Durable, de l'Environnement et des Parcs et concerne la station 061022 (Pikauba). Cette station est située dans la partie nord du bassin versant mais reste relativement centrale. Les figures 4.11 et 4.12 montrent les précipitations journalières à cette station (Ministère du développement durable, de l'environnement et des parcs, 2005).

4.3.8 Défaillances

Les défaillances sont définies par une cote et une évacuation maximale. Deux cotes et deux valeurs d'évacuation ont été retenues. Il s'agit de la cote maximale

d'exploitation de 164.16 masl, de la cote maximale extrême à 165.07 masl et des seuils d'inondations mineur et majeur soit 400m³/s et 480m³/s. (CIMA+, 1999)

Tableau 4.2 : Définition des défaillances

défaillance	Cote (masl)	Évacuation (m ³ /s)
1	164.16	400
2	164.16	480
3	165.07	400
4	165.07	480

4.3.9 Pluies antécédentes et prévues

Les pluies antécédentes sont définies en fonction du volume de précipitation modifié pour les pertes. Seules les durées de 6h, 12h, 24h et 48h sont considérées. La hauteur de pluie totale sur ces durées est calculée et on en soustrait la durée multipliée par le taux de perte minimum. On prend ensuite la hauteur de pluie maximum. C'est cette pluie antécédente qui est considérée dans le calcul du risque.

Pour les pluies prévues, on fait l'hypothèse d'une prévision météo exacte, c'est-à-dire que les prévisions des pluies sur 6h, 12h, 24h et 48h sont exactement égales aux pluies qui sont tombées. Par contre pour compléter l'étude, une simulation avec des prévisions telles que fournies par Environnement Canada devrait être menée. Ce sont ces pluies qui sont utilisées pour établir la projection d'état nécessaire à la projection du risque sur 24 heures.

4.4 Validation du calcul des apports et des évacuations.

Il est nécessaire de valider les résultats, malheureusement toutes les données requises ne sont pas disponibles. Les apports au réservoir Kénogami sur la période

d'étude sont inconnus. Seules les valeurs d'apport sur la période des inondations du Saguenay sont disponibles. Ces valeurs ont été prises dans le rapport Nicolet et avaient été calculées par le modèle CEQUEAU. La figure 4.14 nous montre la distribution des pluies réelles telles qu'utilisées par le modèle CEQUEAU ainsi que les pluies prévues utilisées dans l'outil de calcul. On remarque que pour bien simuler les pluies réelles, une pluie de 36 heures aurait dû être considérée. Les figures 4.15 et 4.16 montrent les prévisions du modèle le 19 et 20 Juillet à 12h00 ainsi qu'une version extrêmement simplifiée des résultats produit par CEQUEAU. On remarque que c'est la pluie de 24 heures qui représente le mieux la pluie réelle. La pluie de 48 heures souffre du fait qu'elle est minimisée par la période peu pluvieuse du 21 juillet.

Pour les calculs des apports le 19 juillet à 12h00, c'est aussi la pluie de 24h qui s'approche le plus des résultats de CEQUEAU. Notons tout de même qu'elle ne suit pas les résultats après le 20 à 18h00 et ce pour la bonne raison que les pluies réelles ont duré 36 heures et non 24h. Pour les calculs du 20 juillet à 12h, la pluie de 12 heures est la plus représentative. Les apports prévus par la pluie de 12h sont aussi ceux qui s'approchent le plus des apports calculés par CEQUEAU.

Cette validation est certainement incomplète car il est impossible de juger de la validité en toutes situations et de la dépendance à certains facteurs à l'aide d'un seul cas. Ainsi, si l'on descend le taux minimal d'infiltration de 4 à 2 mm/h, nos résultats dépassent les prévisions de CEQUEAU par plus de 20%. Il faut toutefois se souvenir que la prévision de risque n'est pas un domaine exact. De plus, la sensibilité aux hydrogrammes unitaires a été montrée comme peu importante dans l'étude de sensibilité du calcul du risque.

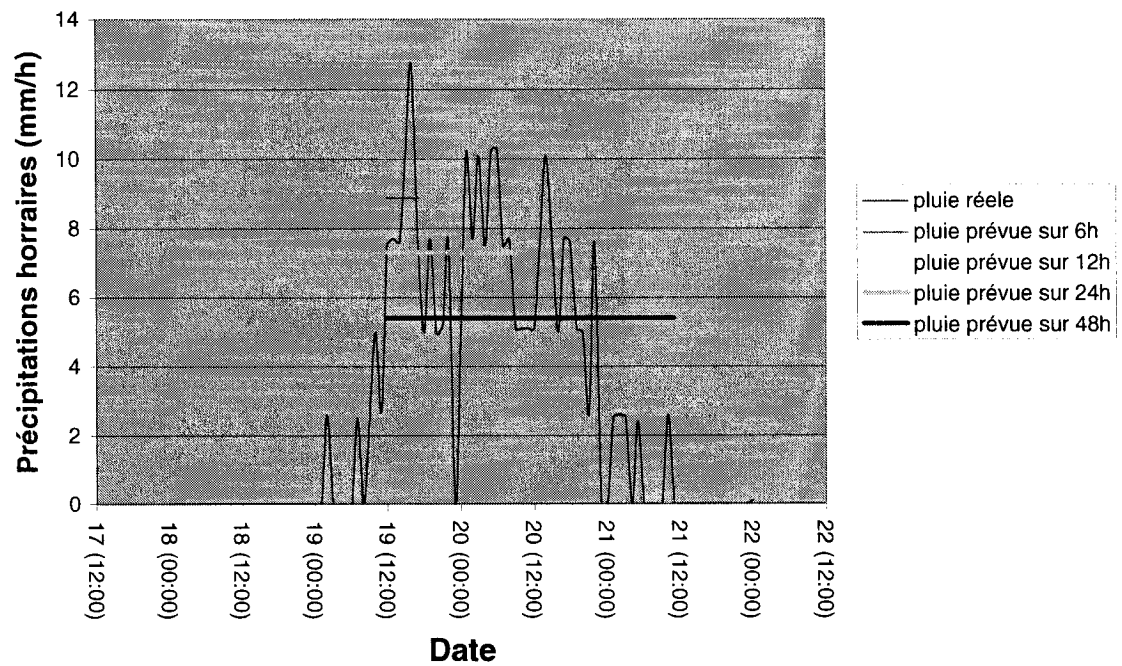


Figure 4.14: Précipitations horaires du 17 au 22 juillet 1996

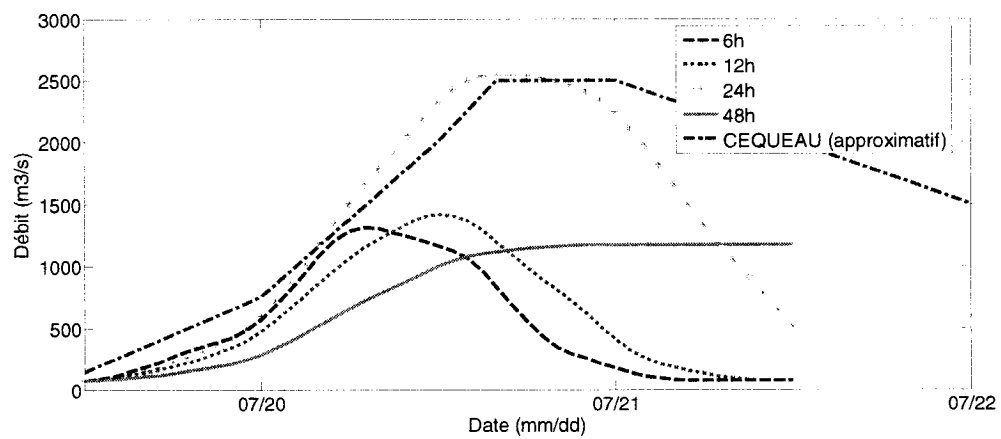


Figure 4.15: Prédiction du débit le 19 juillet 1996 à 12h

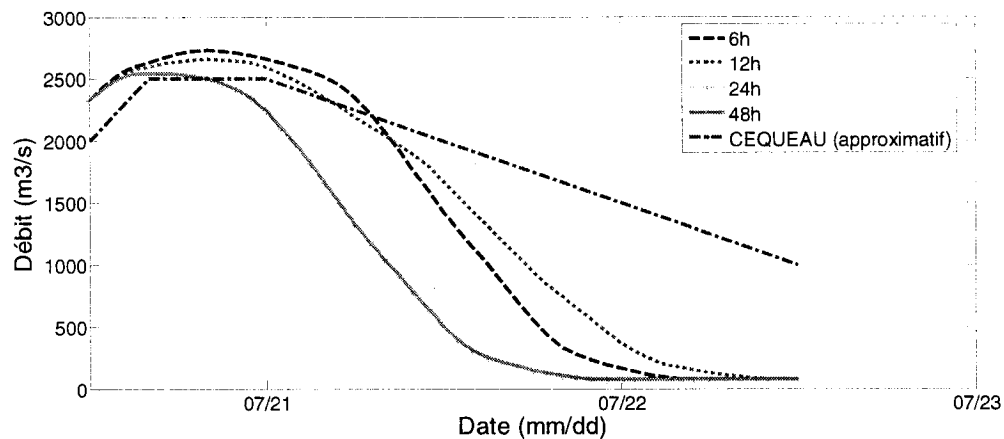


Figure 4.16: Prédiction du débit le 20 juillet à 12h

4.5 Résultats

Une fois les données du système définies, les simulations ont pu être menées sur les deux périodes d'études. Les tests ont été menés avec les courbes de Québec modifiées par l'atlas, avec les courbes de Bagotville, ainsi qu'avec une infiltration très faible (entre 12 et 1 mm/h). L'étude des résultats va se concentrer sur un cas de référence : la défaillance 4 en 1995, avec les pluies de Québec modifiées par l'Atlas. Les autres cas seront analysés en rapport avec une défaillance et conduisant à une discussion générale des forces et des faiblesses et aux améliorations qui peuvent y être apportées.

Les résultats seront résumés en deux types de figures. Les premières illustrant la récurrence calculée durant la période d'étude et les autres illustrant la prévision du risque.

4.5.1 Chaîne de calcul et interprétation

Pour comprendre le calcul des indicateurs, il est intéressant de suivre le cheminement de calcul. Par exemple, le 5 mai 1995 pour une défaillance 4 (seuil majeur d'inondation et cote maximale extrême) à midi on a l'état suivant :

- Cote : 161.03 masl
- Débit de base : 220m³/s (incluant le débit de fonte)

- Indice de saturation : 3.8
- Pluie antécédentes : nulles

Ce qui permet les calculs d'état suivants :

- Volume de défaillance : 214 millions m³
- Intensité des pertes (6h, 12h, 24h, 48h): 3.84, 3.29, 2.75, 2.38 (mm/h)
- Écoulement résiduels : nuls

Et le calcul des pluies de défaillance et de la récurrence:

- Intensité des pluies de défaillance (6h, 12h, 24h, 48h) : 27, 17.8, 11.6, 8.8 (mm/h)
- Récurrence (6h, 12h, 24h, 48h) : 1192, 4793, 794, 748 (ans)

Ces récurrences, qui sont des indicateurs du risque, permettrait à un gestionnaire d'obtenir un certain nombre d'information. Premièrement il peut voir que son risque est entrain de monter car le réservoir se remplit. Il peut aussi voir que des petites pluies sont venu saturer son bassin et que le risque est donc plus élevé que la moyenne. En comparant ces indicateurs avec la cote et les valeurs typiques qu'il a pu observer sur une période d'étude, il peut savoir s'il se trouve dans une gamme acceptable de risque et se montrer vigilant en cas de risque élevé. Dans le cas contraire, si son système est très sécuritaire il va pouvoir continuer d'emmagasiner de l'eau en toute confiance, potentiellement plus rapidement que prévu par les règles régissant la gestion durant la période de fonte.

4.5.2 Étude de la période d'eau libre en 1995

Le cas de référence est associé à la défaillance 4, soit la cote maximale extrême (60 cm en dessous de la cote de déversement) combiné à des évacuations égales au seuil majeur d'inondation. La période d'étude est l'année 1995 et les pluies utilisées sont celles de Québec modifiées par l'Atlas météorologique du Canada. Les résultats sont présentés dans la figure 4.17. Cette figure représente l'évolution de la cote, de la saturation et de la récurrence des pluies des quatre durées. Le risque maximum est la

réurrence minimum parmi les quatre pluies, l'indicateur est donc l'enveloppe inférieure des quatre courbes. Cette figure donne à chaque jour une image du risque au travers non seulement de la valeur de la réurrence ce jour ci mais aussi son évolution depuis le début de la période de calcul.

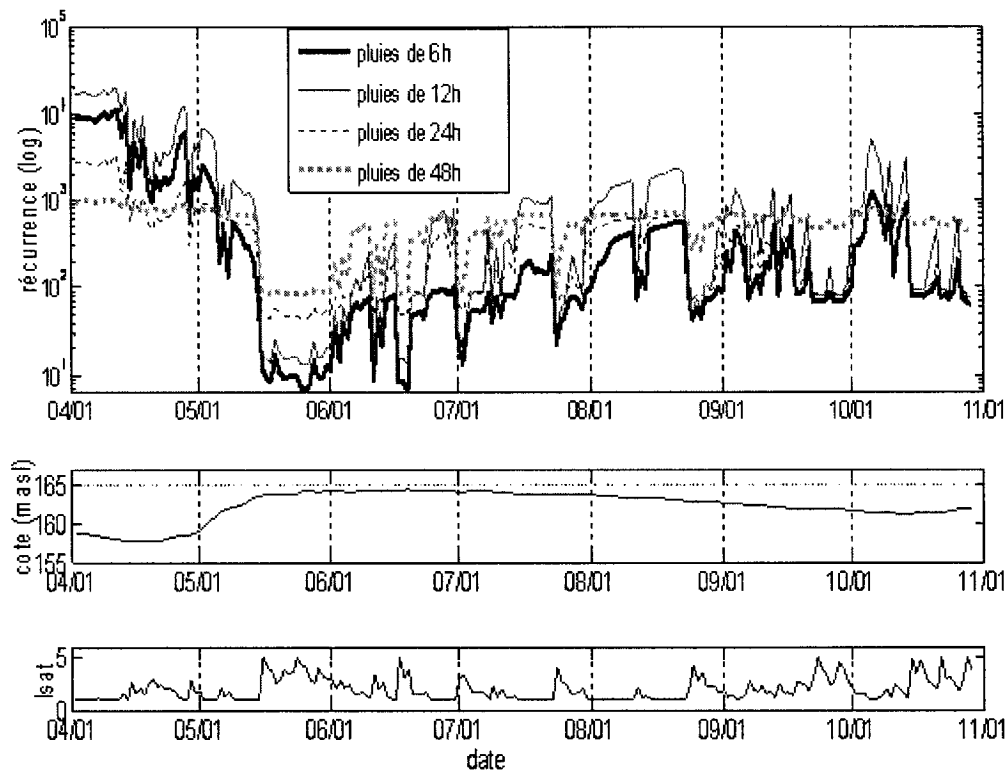


Figure 4.17: Cas de référence

La figure 4.18 montre l'évolution du risque à l'aide d'une moyenne mobile de la réurrence sur 15 jours. Ceci permet de lisser les résultats et d'en faire ressortir une tendance plus claire et moins dépendante de la saturation.

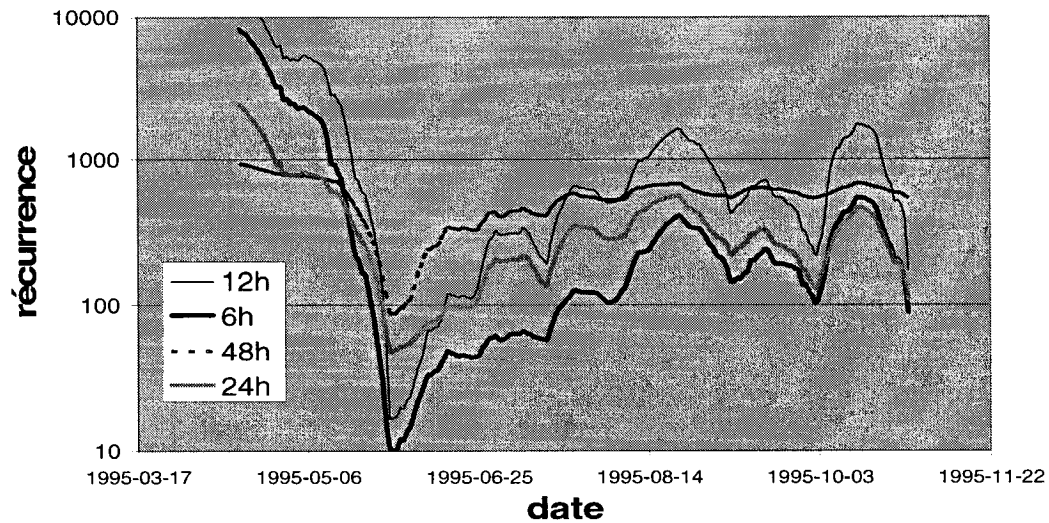


Figure 4.18: Moyenne mobile des récurrences (sur 15 jours)

La première série d'observations porte sur les durées de pluie qui ont le plus tendance à faire entrer le système en défaillance. Les résultats indiquent que les pluies de longues durées sont les plus propices à engendrer une défaillance dans le cas de forte capacité de laminage. Dans le cas contraire, soit avec une cote élevée et donc une faible capacité de laminage, les pluies de faibles durées sont les plus aptes à générer la défaillance. En moyenne ce sont les pluies de longues durées qui sont les plus fréquentes. Ceci est dû au fait que les récurrences élevées des cas sécuritaires viennent noyer les récurrences faibles des cas critiques. En réalité, les pluies de 6 heures sont les plus fréquentes pour les cas problématiques qui sont particulièrement visés par cette étude. Notons que les pluies de 24 heures sont elles aussi cruciales dans l'étude des cas caractérisés par une capacité de laminage moyenne.

On remarque aussi un certain nombre de zones où l'on peut observer une convergence entre la récurrence des pluies de différentes durées et cela se fait dans les capacités de laminage moyennes. Dans les cas critiques caractérisés par un sol humide et une cote initiale élevée, on retrouve une certaine convergence entre les pluies de 12

heures et celles de 6 heures. De plus, les récurrences des pluies de 24h et 48h convergent lorsque le réservoir est opéré avec une haute cote.

On remarque aussi que la cote de la retenue, et donc la capacité à laminer la crue, a un impact important sur la tendance générale des récurrences. On peut voir dans les figures 4.18 et 4.19 que la tendance générale des récurrences suit l'inverse de la cote. Lors de la période des fontes, l'augmentation de la cote produit une chute très importante des récurrences pour toutes les durées. Les récurrences remontent lorsque le réservoir commence à se vider à la fin de l'été.

On remarque aussi que la saturation du sol a un impact important sur les récurrences et qu'un sol humide fait chuter beaucoup la récurrence, entraînant le risque vers des récurrences possiblement critiques. Les changements de I_{sat} ont le plus d'impacts avec des sols secs. Les I_{sat} peuvent changer la récurrence d'un ordre de grandeur décimale. Un pic dans la saturation du sol engendre alors un pic dans le niveau de risque. Ce sont ces pics qui représentent les niveaux critiques dans l'état de risque.

En regardant les résultats sur l'année 1995 on remarque que la période de fonte des neiges voit une augmentation drastique du risque. En effet lorsque le réservoir est bas, les récurrences sont élevées. Alors que la cote monte, les risques augmentent. À la fin Mai, on retrouve une zone à risques importants caractérisée par une cote très haute et un sol relativement humide. Dans cette zone les récurrences oscillent autour de dix ans pour les pluies de 6 heures et de cent ans pour les pluies de 48 heures. Les mois suivant connaissent une période où les récurrences sont périodiquement critiques en fonction de la saturation. Alors que le niveau baisse, à la fin de l'été, la tendance est à des récurrences moins critiques mais qui restent faibles, oscillant autour de cent ans. Septembre, particulièrement, montre que même avec une cote moyenne, le risque reste présent si les sols sont saturés.

En général on peut voir que sauf dans les cas très sécuritaires de la pré-fonte, la gestion du réservoir Kénogami en 1995 est caractérisé par le maintien d'un risque à un niveau élevé. En effet, pendant des périodes assez longues on se retrouve continuellement avec des récurrences en deçà de 100 ans. Sur une grande partie de la

période d'étude, les récurrences restent en bas de 1000 ans. Dans ce cas ci, la défaillance correspond à l'atteinte de la cote maximale extrême avec des évacuations égales au seuil majeur d'inondation. Une défaillance de ce type ne va peut-être pas entraîner de dommages catastrophiques mais peut entraîner des poursuites et des conséquences matérielles. Il reste au gestionnaire de définir la récurrence qu'il juge acceptable.

Il est important de constater que pour les défaillances plus graves, tel le déversement à une cote de 165.67 masl, on obtient des résultats sensiblement similaires quoique légèrement plus rares. Ces résultats sont présentés dans la figure 4.19 et encore une fois, l'on peut voir que la période de la fin mai est très critique. Dans ce cas ci, durant presque deux semaines, la récurrence du déversement, soit une perte de contrôle totale du réservoir avec des conséquences qui peuvent s'avérer désastreuses et inclure des pertes humaines, tourne autour de 30 ans pour les pluies de 6 heures. De plus durant une bonne partie de l'été, les récurrences restent en deçà de 1000 ans avec des pointes à 100 ans en cas de système humide. Il s'agit donc d'une gestion à risque très élevé, puisque les possibilités d'occurrence sont réelles sur la durée de vie de l'ouvrage et les conséquences prévisibles sont majeures.

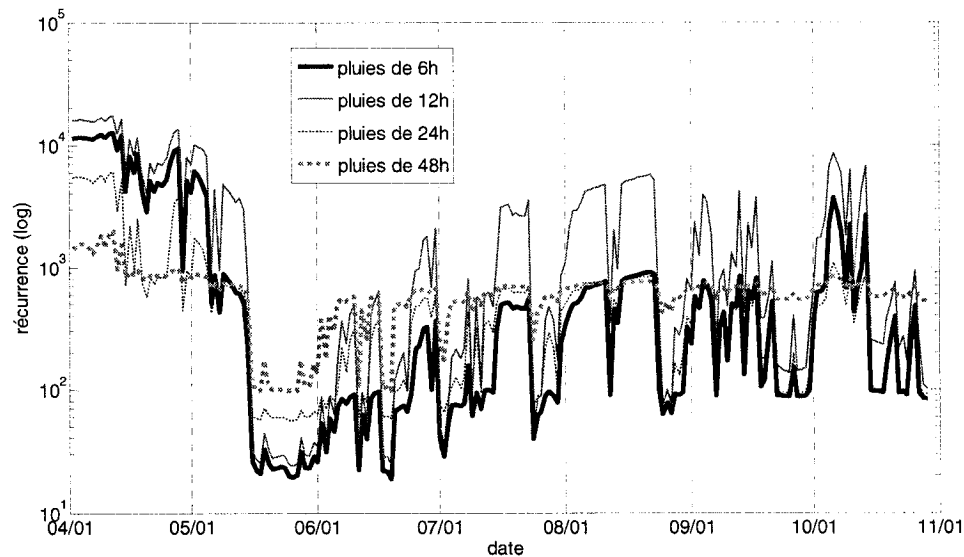


Figure 4.19: Récurrence du déversement en limitant les évacuations au seuil majeur d'inondation

Dans le cas contraire, soit une défaillance moins grave correspondant à une sortie du cadre normal d'opération avec inondation mineure, illustrée dans la figure 4.20, on note évidemment une baisse des récurrences et on constate une longue période d'exploitation hors-normes. En effet une récurrence de 1 an que l'on retrouve en juillet, correspond à un système déjà en défaillance. De plus, le risque d'entrée du système en défaillance le reste de l'année est fort; toutes pluies confondues il oscille autour de 200 ans. On remarque aussi un pic intéressant dans la récurrence entre les deux périodes d'exploitation à risque au début Juin. Ce pic arrive alors que la cote est très proche de la cote de défaillance et donc nécessite un faible volume de ruissellement et que le sol est sec. Ce pic représente donc la récurrence des pluies excédant les pertes en cas de sol sec. Ici encore, on remarque une convergence des récurrences vers début octobre qui correspond à une bonne capacité de laminage et un sol relativement sec. Ces convergences peuvent être utilisées comme une confirmation de la validité des résultats.

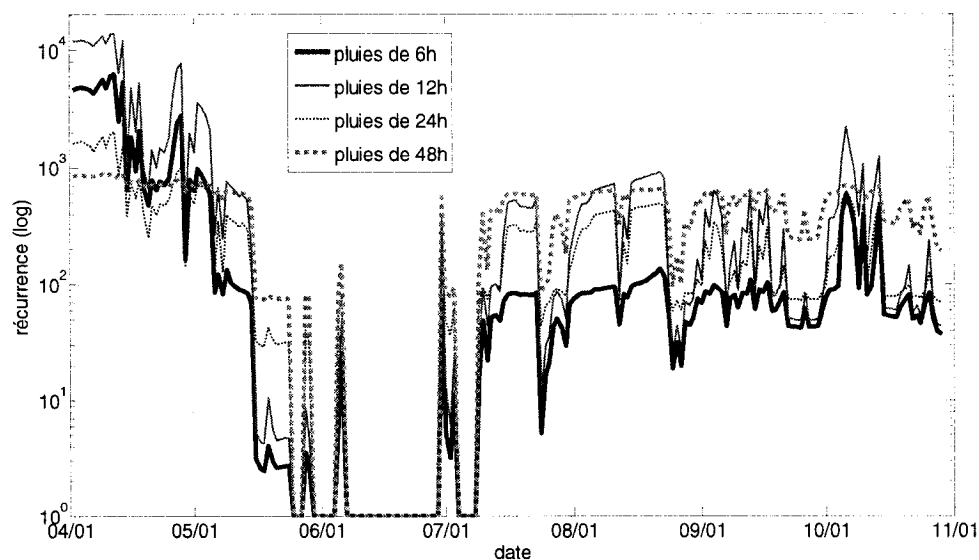


Figure 4.20: Récurrence de la défaillance 2 en 1995

La figure 4.21 illustre la récurrence minimum, parmi les récurrences issues quatre durées de pluies, des quatre paliers de défaillance et permet de les comparer. (Rappelons que la cote et la saturation sont illustrées dans la figure 4.17.) On remarque que la différence de $80\text{m}^3/\text{s}$ dans les évacuations, différenciant les défaillances, n'a pas un impact important sur les résultats. De plus on remarque que la cote de défaillance joue un rôle important principalement en cas de sol sec. Avec un sol humide, les récurrences se rapprochent. Ceci s'explique par le fait que les intensités de défaillance sont moindres en sol humide et que la récurrence est moins sensible dans le cas de faibles intensités de pluies.

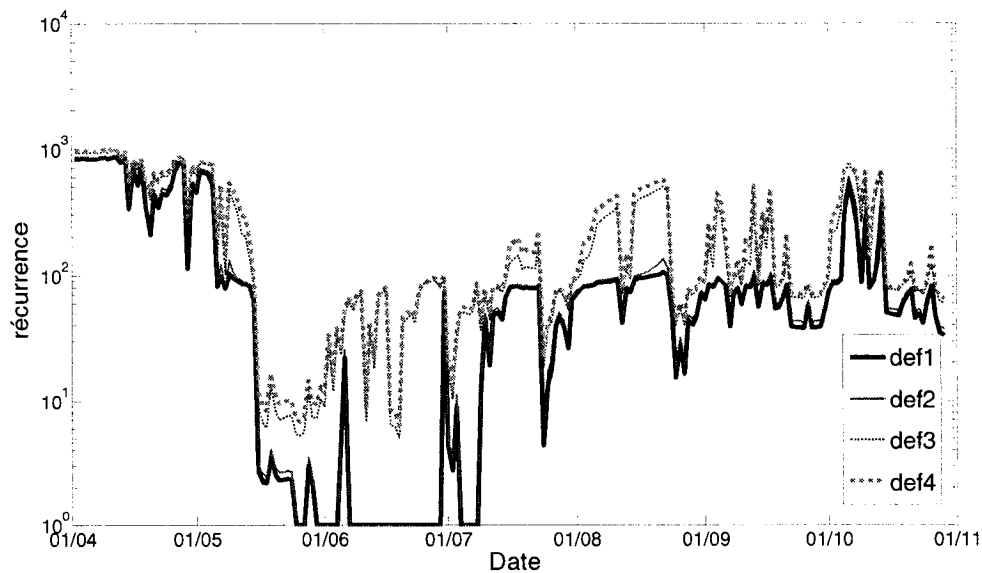


Figure 4.21: Récurrence minimum des défaillances pour 1995

Tout ces calculs on été fait avec les pluies de Québec modifiées par l'Atlas hydrologique du Canada. Il est utile, au vu de la sensibilité aux courbes IDF et de la grande disparité entre les différentes courbes disponibles, d'analyser les résultats que l'on obtient avec les courbes de Bagotville. Les résultats pour la défaillance 4 sont présentés dans la figure 4.22.

La première chose que l'on remarque est une remontée générale des récurrences en comparaison à celles calculées avec les courbes IDF de Québec modifiées. Ceci était attendu vu que les pluies de Bagotville sont moins intenses pour une récurrence égale. Cette différence très nettement marquée fait que les récurrences se différencient par au minimum un ordre de grandeur décimal dans les cas critiques et peuvent aller jusqu'à trois ordres de grandeur dans les cas sécuritaires et pour les longues pluies. Cela est particulièrement visible pour les pluies de 48h.

On remarque que l'impact de I_{sat} est nettement plus grand lorsque l'on se fie aux courbes de Bagotville. Ces observations s'expliquent par le fait que les récurrence sont plus sensibles au changement d'intensité dans les zones à récurrence élevée. De plus les

réurrences sont magnifiées par rapport à d'autres courbes IDF plus humides par la vision hortonienne du modèle. En effet la récurrence des pluies nécessaires à surmonter les pertes est très haute si on se fie au régime des pluies de Bagotville. L'impact de cette vision se fait surtout sentir pour les pluies de 48h et en cas de sol sec. En effet, les pics de risque (réurrences faibles) restent assez proches de ceux obtenus avec d'autres courbes, mais en périodes sèches les réurrences se différencient grandement. Finalement, on remarque que les réurrences des pluies de différentes durées convergent beaucoup moins quelque soit les cas.

Les réurrences calculées avec les pluies de Bagotville sont moins critiques (risque plus faible) qu'avec les pluies de Québec modifiés par l'Atlas. Il reste néanmoins un état de risque sérieux et certains pics dans l'état de risque et ce sur toute la durée de l'été. On remarque enfin que la fin mai pose toujours un problème grave.

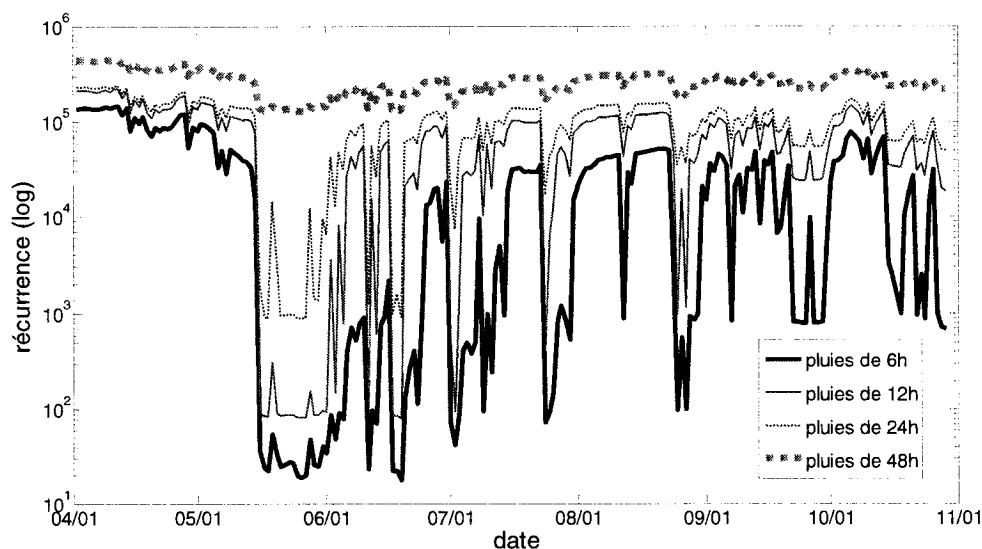


Figure 4.22: Récurrence de la défaillance 4 en 1995 avec les pluies de Bagotville

Un test autre été mené avec les pluies de 1995 et il s'agit de la défaillance 4 avec les pluies de Bagotville et une infiltration faible, entre 12 et 1 mm/h. Les résultats sont présentés dans la figure 4.23. Comme on peut s'y attendre on remarque une baisse

générale des récurrences. Le fait que la gamme des pertes soit plus réduite et plus généralement plus faible entraîne une sensibilité nettement moindre par rapport à I_{sat} . Encore une fois les récurrences sont périodiquement critiques, surtout pour les pluies de faibles durées.

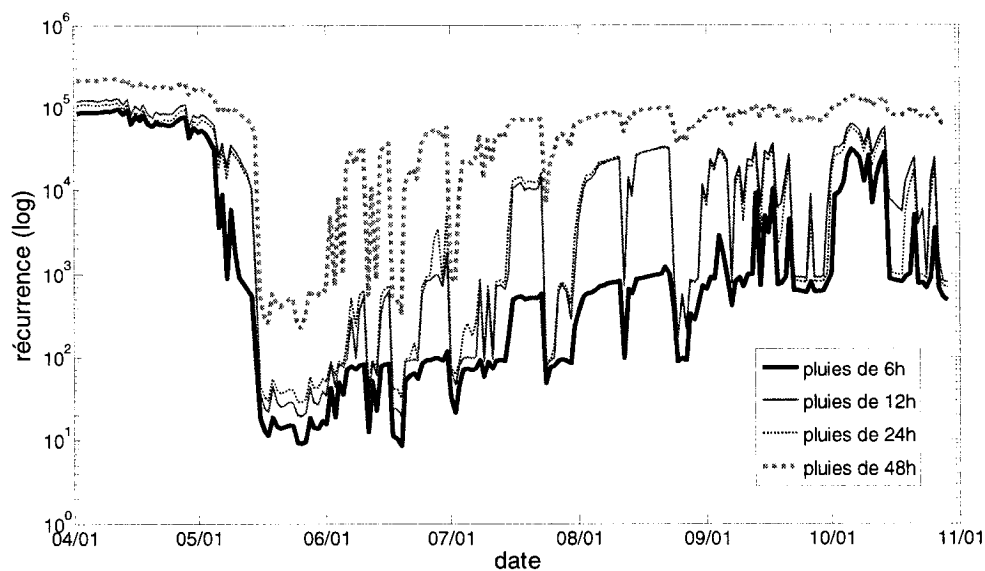


Figure 4.23: Récurrence de la défaillance 4 pour les pluies de Bagotville et une infiltration faible

Finalement pour 1995, on peut refaire les calculs avec des pertes faibles et les pluies Québec modifiées par l'Atlas. Les résultats sont présentés dans la figure 4.24. Ces résultats sont assez alarmants. S'il s'avérait que l'infiltration était effectivement si faible, alors la gestion du réservoir poserait un risque énorme. En effet même pour le cas sécuritaire, les pluies de 24h et 48h ont une récurrence en deçà de 1000 ans. De plus, après la mi-Mai les récurrences restent en deçà de 100 ans. À la fin mai le programme annonce une récurrence en deçà de 5 ans! De plus on remarque que dès que la cote entre dans une zone moyenne à élevée, les récurrences convergent.

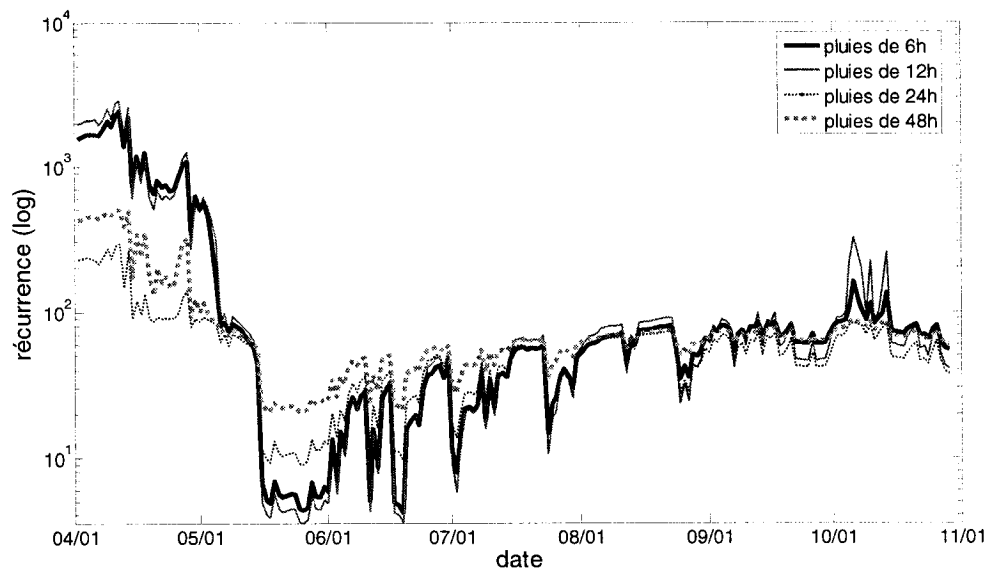


Figure 4.24: Récurrence de la défaillance 4 pour les pluies de Québec/Atlas et une infiltration faible

4.5.3 Étude de la période d'eau libre en 1996

La deuxième période d'étude porte sur l'année des inondations du Saguenay. Les observations, tel l'importance de la cote ou de la saturation, faites lors de l'étude de l'année 1995 sont confirmées par les résultats de 1996. On remarque les mêmes tendances même si les particularités de l'état du système au jour le jour sont différentes. Il est surtout intéressant de connaître les prévisions possibles avant les inondations de Juillet 1996.

La figure 4.25 présente la récurrence de la défaillance 4 avec les pluies de Québec/Atlas. On peut encore voir que la récurrence semble suivre l'inverse de la cote. De plus on remarque qu'il y a moins de fluctuations dans la récurrence car le I_{sat} est plus stable. On remarque encore une fois que la gestion a contribué à maintenir un niveau de risque élevé, et que le réservoir Kénogami était opéré hors de sa cote maximale d'exploitation durant deux mois en juin et juillet. Les récurrences oscillent, après Mai, entre 1000 et 100 ans dépendamment de la durée des pluies. Cette tendance

se retrouve aussi dans la récurrence du déversement présenté dans la figure 4.26. On remarque qu'en général la récurrence est plus élevée en 1996 mais par contre l'année 1996 ne présente pas de période, comme la fin mai 1995, où la récurrence reste extrêmement critique sur une période de plusieurs semaines.

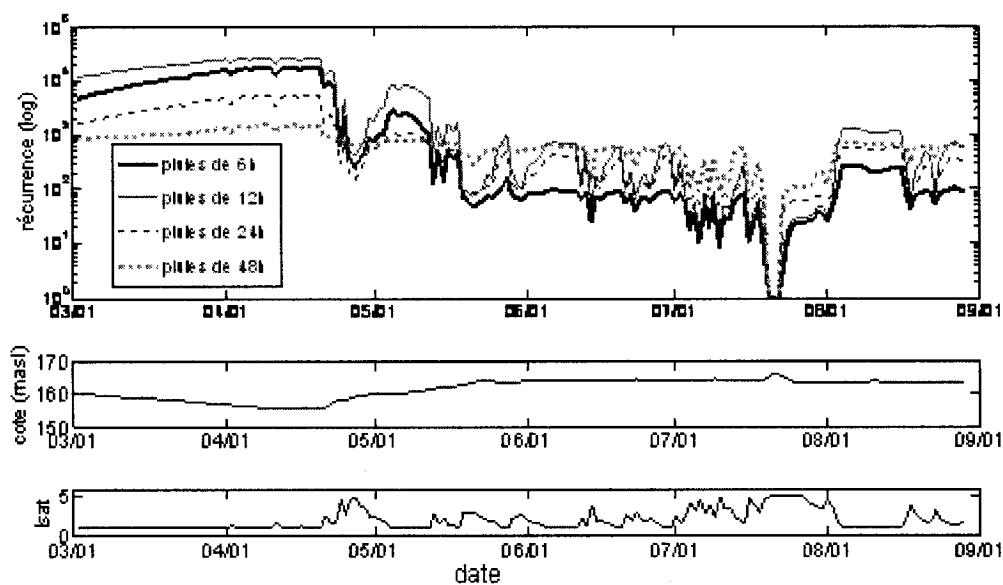


Figure 4.25: Récurrence pour la défaillance 4 en 1996

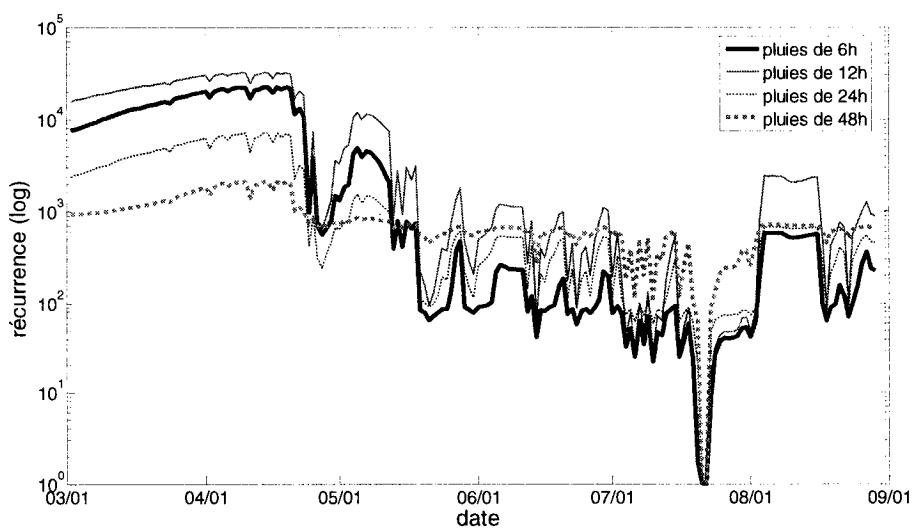


Figure 4.26: Récurrence du déversement en 1996

La figure 4.27 présente la récurrence de déversement durant la période des inondations de juillet. Pour interpréter la figure il faut noter que les pluies commencent le 19 à midi et finissent le 21 juillet au matin. Les points de la figure 4.28 représentent la récurrence calculée à midi. Le 21 et le 22 juillet à midi le système était déjà en déversement d'où la récurrence de 1 an. Le 19 et 20 juillet, la cote étant très haute, le volume d'apport de défaillance est faible ce qui favorise les pluies de courte durée. Cela est consistant avec les observations faites précédemment. On remarque aussi que la tendance générale est à la baisse de la récurrence sur la période précédant les inondations car le sol se saturait progressivement.

Si l'on se fie aux pluies de 6 heures, la gestion maintenait un risque extrême. Le 19, au commencement des pluies, le risque est déjà compris entre 20 et 100 ans. Le 20 juin la récurrence diminue encore en raison des écoulements résiduels des pluies du 19, et s'établissent entre 2 et 80 ans. Le risque le 20 à midi était donc extrêmement élevé et le gestionnaire ne peut plus agir à ce point ci. Pour pouvoir éviter le déversement, il aurait fallu commencer les évacuations avant le 19 (Commission, 1997).

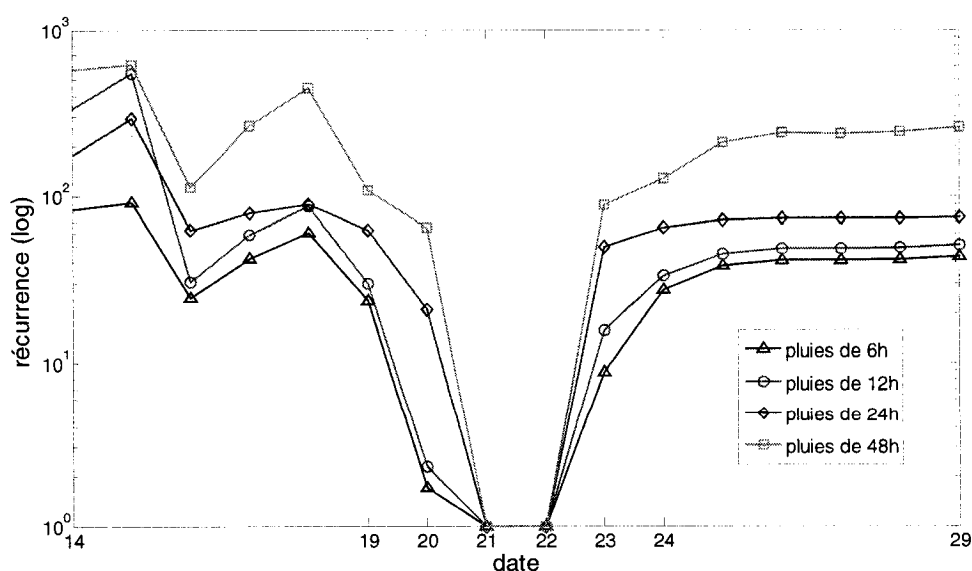


Figure 4.27: Récurrence du déversement, zoom sur juillet 1996

L'état de risque instantané ainsi calculé permet d'établir une estimation numérique de la possibilité de défaillance actuelle d'un système hydrique et de son évolution. Elle permet à un opérateur de faire ressortir la tendance, de l'informer et, le cas échéant, à l'alerter. Cette image du risque, une fois mise en contexte à l'aide d'analyses historiques, pourrait s'avérer un outil précieux.

4.5.4 Risque prévisible

Le deuxième volet de l'outil de calcul du risque consiste en un module de prévision de l'état et du risque qui y est associé. Il s'agit de calculer l'état (cote, saturation écoulements résiduels...) qui serait présent 24 heures après le calcul instantané.

La figure 4.28 montre la récurrence de la défaillance 4 projetée avec 24 heures d'avance ainsi que le résultat idéal correspondant à la récurrence instantanée calculée en toute connaissance de cause. On remarque premièrement que la prévision est généralement plus optimiste que la réalité même si cela reste minime. Cette observation est surtout vraie lors des chutes de récurrences. La prévision suit bien la réalité mais cela est attendu. Les données utilisées dans le calcul du risque instantané et le risque prévu ne diffèrent que par la cote au moment du calcul. En effet les prévisions météo utilisées (pour le calcul de la saturation, des pluies antécédentes, du débit de base, etc...) sont dans notre cas des valeurs exactes. C'est à dire que l'on a une confiance de 100% dans la météo.

La prévision semble donc fiable dans la mesure de la fiabilité des prévisions météorologiques. Une considérant les prévisions météorologiques réelles devrait être menée pour vérifier cette fiabilité. Si elle s'avérait correcte, alors la prévision se faisant avec au moins 24 heures d'avance serait un deuxième indicateur permettant une réaction plus avancée.

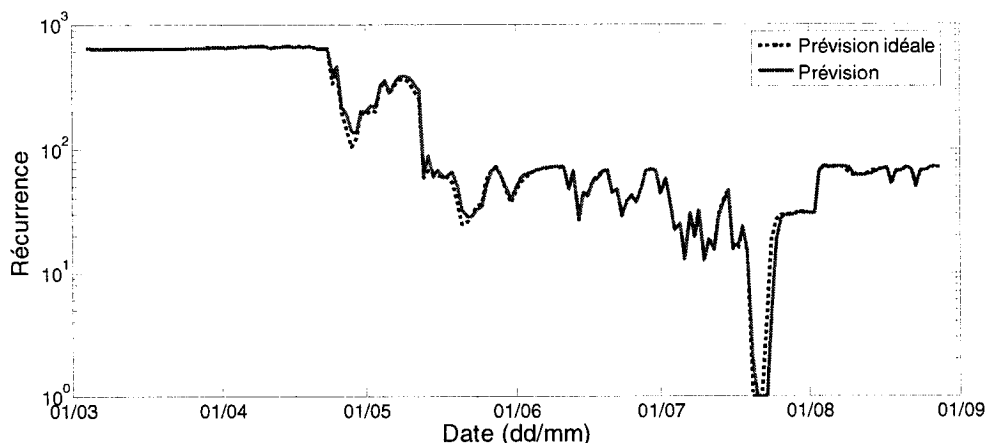


Figure 4.28 : Prévisions de la récurrence en 1996

4.5.5 Discussion des résultats

Pour compléter la présentation et l'analyse des résultats il est important de les interpréter et de conclure quant à leur utilité.

La première remarque que l'on peut faire est la valeur extrêmement critique des récurrences calculées. Par exemple, en 1995, la fin Mai s'est avérée être une période de 2 semaines à niveau de risque élevé. Ceci nous permet de nous poser la question de l'interprétation à donner aux résultats du modèle et de sa calibration. En effet si les récurrences atteignent autant de seuils critiques, le système aurait donc du entrer en défaillance très souvent au cours de son histoire. Ceci n'a pas été vérifié sur les séries historiques de la cote, par contre on remarque que sur les deux années d'étude le système est entré en défaillance mineure (sortie du cadre légal d'opération) ainsi qu'en défaillance majeure en juillet 1996. Notons aussi que les règles d'exploitation à des niveaux si élevés sont assez récentes. Ainsi les niveaux extrêmes de risque que l'on rencontre sont aussi une chose récente. De plus une analyse simple par lames d'eau sur le bassin versant montre que ces valeurs ne sont pas irréalistes. Par exemple, la lame d'eau nécessaire à faire entrer le système en défaillance avec une cote de 160 m et un coefficient de ruissellement de 50% correspond à une récurrence de moins de 50 ans (pluies de 24h).

La deuxième remarque que l'on peut faire concerne l'impact important de la saturation. Cela est dû au contexte hortonien choisi et à la gamme assez élargie des taux d'infiltration définis par I_{sat} . En effet, l'hypothèse de ruissellement uniquement après un surpassement des pertes a un impact important, surtout pour les récurrences élevées et pour les pluies de longues durées. Par contre cette hypothèse aura comme résultat de surestimer la récurrence. Ceci implique que le risque sera plus élevé que prévu par le programme. On peut aussi remarquer que la donnée d'infiltration la plus importante est la capacité d'infiltration du sol complètement saturé. C'est en effet cette valeur qui est cruciale dans les cas de sols saturés associés aux situations critiques vis-à-vis du risque. Une grande attention doit donc y être apportée et des mesures de l'humidité des sols du bassin versants serait très utiles dans le calcul du risque selon la méthode proposée.

Indépendamment des valeurs de risque et des pics temporaires dus à la saturation, il est important de noter que la tendance des récurrences est un indicateur en soi. Ainsi on peut suivre l'évolution d'un risque et sa tendance. Cette information en elle-même est utile à la gestion.

La prévision a donné de bons résultats, même si elle réagit mal à des cas spéciaux comme les évacuations exceptionnelles, elle suit assez bien les valeurs attendues et permet une prévision fiable sur 24h. Cette alerte de 24 heures aurait suffi à minimiser le déversement en juillet 1996 si les gestionnaires avaient eu cette information et avaient pris les mesures nécessaires.

Un certain nombre de modifications peuvent être apportées au module de prévision. Premièrement, il est facile d'augmenter la période de prévision en permettant de prendre en compte les pluies commençant à un moment autre qu'au moment du calcul; une pluie de 6 heures commençant dans 6 heures par exemple. Il est aussi possible de projeter à plus long terme la prévision de l'état et du risque. De plus une meilleure modélisation du calcul des évacuations et des événements spéciaux (demandes énergétiques, fonctionnement des vannes, etc.) ainsi qu'un calcul plus précis des écoulements de base permettraient une projection plus fiable.

Il faut aussi apporter une attention particulière à la lecture l'interprétation des résultats. On pourrait être porté à croire en lisant les graphiques que le risque est borné dans l'enveloppe des différentes courbes. En réalité il n'est pas borné vers le haut mais est borné vers le bas. (En effet il y aura toujours des pluies plus rares qui feront entrer le système en défaillance mais il n'y a qu'une seule pluie qui est la plus récurrente.) Par contre rien n'assure que le risque minimum est celui représenté par la courbe la plus basse présentée dans les figures. En effet un grand nombre de pluies ne sont pas prises en compte dans ces calculs puisque seules quatre pluies uniformes ont servi de base à l'estimation du risque. Par exemple il est possible que dans certains cas les pluies de 36h soit les plus critiques mais elles ne sont pas calculées. La valeur du risque réel serait cette enveloppe de récurrence la plus faible.

La deuxième chose à retenir dans l'interprétation des résultats est que le programme est conçu pour obtenir le risque associé aux défaillances telles que défini, soit des évacuations en tout temps égales aux évacuations de défaillance. La valeur de risque calculé sera donc dépendante de la définition des défaillances. Pour interpréter correctement ces résultats, une analyse historique des résultats devrait être menée.

CHAPITRE 5: CONCLUSION

Le présent projet a démontré la faisabilité du concept d'état de risque et de son calcul. Il a été établi qu'un outil d'aide à la gestion pourrait être capable d'estimer le risque instantané et prévu de défaillance d'un système hydrique. Ce risque est exprimé au travers d'indicateurs de risque représentant le risque minimum associé à une défaillance.

L'outil développé dans cette étude est le résultat d'une démarche de faisabilité et n'a pas la prétention d'être un outil opérationnel. Il souffre de certaines limites et nécessitera une validation rigoureuse lors de ses prochains développements. Une étude plus poussée sur plusieurs bassins versants où les données sont disponibles sera aussi nécessaire pour en comprendre l'applicabilité et la portabilité.

Un certain nombre de développements sont présentement en cours au sein d'un projet conjoint entre Hydro Québec et l'École Polytechnique de Montréal. Ce projet vise la création d'un outil opérationnel applicable à des réservoirs hydroélectriques. Ces développements permettront une validation plus complète ainsi que l'introduction d'autres sources de risques associés aux vents et aux conditions hivernales. De plus, les hypothèses utilisées vont être validées plus en détail. Finalement la projection du risque va être étendue au temps de rétablissement des réservoirs visés.

L'utilité d'un tel outil et des concepts introduits par cette étude est évidente dans une optique de sécurité. L'illustration du niveau de risque et de son évolution donne un supplément d'information intéressant pour un gestionnaire. La prévision du risque est un élément utile si on considère la mise en examen de mesures préventives ou la mise en alerte des intervenants d'urgence. Dans le cas du réservoir Kénogami l'utilisation de la prévision de l'état de risque aurait pu alerter le gestionnaire et le convaincre de mettre en place des mesures préventives, une vérification des vannes des évacuateurs qui n'ont pu être ouvertes à temps par exemple, afin de minimiser les conséquences catastrophiques des événements qui ont eu lieu.

Dans une optique de production, un tel outil peut s'avérer utile pour donner à un gestionnaire certaines indications d'assouplissement de ses règles pour sortir de son cadre normal d'opération et maximiser sa capacité de production si le risque encouru le permet.

Ce travail a donc montré l'utilité du concept d'état de risque dans l'analyse et la prévision des défaillances potentielles des systèmes hydriques. Cet outil simple et rapide est un premier pas dans le développement du concept d'état de risque et notre souhait est qu'il devienne, à terme, un outil opérationnel de gestion hydroélectrique.

REFERENCES

- ASQUITH, W, H, FAMIGLIETTI, J.S. (2000). "Precipitation areal-reduction factor estimation using an annual-maxima centered approach" journal of hydrology. 230. 55-69.
- AWADALLAH, A.G, ROUSSELLE, J, LCONTE, R. 1999 « Évolution du risque hydrologique sur la rivière Chatauguay ». Canadian Journal of Civil Engineering. 26. 510-523.
- BENNIS, S. (2003). Hydraulique et hydrologie. Université du Québec, École de technologie supérieure, Montréal, Qc, Canada.
- BEVEN, K.J. (2000). rainfall-runoff modelling : the primer, John Willey and sons, Hisester, UK
- BLAZKOVA, S, BEVEN, S. (2003). Flood frequency estimation by continuous simulation of subcatchment rainfalls and discharges with the aim of improving dam safety assessment in a large basin in the czech Republic. journal of hydrology. 292. 153-172.
- BRIÈRE, F.G. (1994). Distribution et collecte des eaux, Éditions de l'École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC, CA
- BROOKS, K. N. (2003). Hydrology and the management of watersheds, 3rd ed., Iowa state press, Ames, Iowa, USA.
- CENTRE EXPERTISE HYDRIQUE DU QUÉBEC (CEHQ). (2003a). Débits à al station 061022, In. Site du Ministère du Développement Durable, de l'Environnement et

des parcs. <http://www.cehq.gouv.qc.ca/suivihydro/graphique.asp?NoStation=061022>. [Consulté le 30/06/2006]

CEHQ. (2003b). Débits à la station 061020, In. Site du Ministère du Développement Durable, de l'Environnement et des parcs. <http://www.cehq.gouv.qc.ca/suivihydro/graphique.asp?NoStation=061020>. [Consulté le 30/06/2006]

CEHQ. (2005). Relevés des cotes aux stations 061001 et 061002, communication personnelle.

CIMA+. (1999). Crue des 19, 20 et 21 juillet 1996 rivières Aux Sables – Jonquière. Rapport d'expertise et de support technique (préliminaire). CIMA+. Projet # L00419A

CHIN, D. A. (2000). Water resource engineering, prentice hall, upper saddle river, NJ, USA

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES (CIGB). (2002). Chartre CIGB sur les barrages et l'environnement. Consulté le 20 mars 2006. Tiré de <http://www.icold-cigb.org/chartefr.html>

COMMISSION SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE SUR LA SÉCURITÉ DES BARRAGES. (1997). Rapport. Bibliothèque Nationale du Québec, QC, CA. ISBN 2-550-31087-X.

ENCYCLOPEDIA UNIVERSALIS. (2002). Définition de risque. Encyclopedia Universalis, Corpus 19. Paris, France.

FISHERIES AND ENVIRONMENT CANADA. (1978). Atlas Hydrologique du Canada, ministère de l'approvisionnement, Ottawa, ON, CA

GOUVERNEMENT DU QUÉBEC. (2000). Loi sur la sécurité des barrages. Tiré de http://www2.publicationsduquebec.gouv.qc.ca/dynamicSearch/telecharge.php?type=2&file=/S_3_1_01/S3_1_01.htm [Consulté le 14/11/2006]

GRAY, D. M. (1972). Manuel des principes d'hydrologie. Comité National Canadien de la Décennie Hydrologique Internationale, Ottawa, ON, CA.

HOWELL, L., BALL, J.E., HOBSON, A. (2003). GIS Analysis of Areal Reduction Factors for Design Rainfall Estimation. Tiré du site de l'University of New South Wales. <http://www.gmat.unsw.edu.au/currentstudents/ug/projects/howell/howell.htm>. [Consulté le 30/06/2006]

INRS-EAU. (1997). Simulation hydrodynamique et bilan sédimentaire des rivières Chicoutimi et des Ha! Ha! suite aux crues exceptionnelles de juillet 1996. Rapport INRS-Eau No. R487. Service de la documentation, INRS-Eau, Sainte Foy, QC, CA.

LAROUSSE. (1987). Définition de risque. Le grand Larousse en cinq volumes. Éditions Larousse. Paris, France.

LAVABRE, J. (1993). Prédétermination de la crue de projet, Sécurité des barrages en service, session de formation continue, Montpellier, 25-28 mai 1993. p 71-81.

LAVALLÉE, D., ROY, L., MARCHE, C. (2000). Un système de prévision appliqué aux crues subites de la rivière Châteauguay. Canadian Journal of Civil engineering. 27. 1311-1315.

MARCHE, C. (2004). Barrages : crues de rupture et protection civile. Presses Internationales Polytechnique, montréal, Qc, Canada.

MAIDMENT, D. R. (1993). Handbook of hydrology, Mc Graw Hill, New York, NY, USA

MINISTÈRE DES RESSOURCES NATURELLES ET DE LA FAUNE (MRNF). (2004). Profil énergétique du Québec. l'hydroélectricité. Consulté le 13 novembre 2006. Tiré de <http://www.mrnfp.gouv.qc.ca/energie/energie/energie-sources-hydroelectricite.jsp>

MINISTÈRE DU DÉVELOPPEMENT DURABLE, DE L'ENVIRONNEMENT ET DES PARCS(M.D.D.E.P.). (2005). relevés télémétriques des pluies à la station 061022, communication personnelle.

PEGRAM, G, PARAK, M. (2004). A review of the regional maximal flood and rational formula using geomorphological information and observed flood, South African Water Commission, vol 30, no 3

ROBERT, P. (1999). Définition de risque. Le nouveau petit Robert. Dictionnaires le robert. Paris, France.

ROY,L. (2000). Évolution du risque hydrologique sur le bassin versant de la rivière Châteauguay. 172p. mémoire de maîtrise en génie civil, École de Technologie Supérieure, Université du québec.

SEIDOU, O. (2002). Intégration du risque dans la gestion des systèmes hydriques. 241p. Thèse de doctorat en genie civil, École Polytechnique de Montréal.

SERVICE MÉTÉOROLOGIQUE DU CANADA. (2005). Courbes IDF de la station de Bagotville, communication personnelle

SINGH, V.J. (1995). Computer models of watershed hydrology. Water resources publications, highlands ranch, Colorado, USA

UNITED NATIONS ENVIRONMENTAL PROGRAM (UNEP). (2001). Global Environment Outlook-3, chapitre 2. Consulté le 13 Novembre 2006. Tiré de <http://unep.org/geo/geo3/french/448.htm>

US ARMY CORPS OF ENGINEERS, hydrologic engineering center. (1998). HEC-1 flood hydrograph package user's manual. Davis, CA, USA.

VISSMAN, W. Jr., GARY, L. L. (2003), Introduction to hydrology, 5th ed. Prentice hall, Upper Saddle River, NJ, USA

ANNEXES

ANNEXE 1 : MÉTHODE RATIONNELLE

La méthode rationnelle est l'une des plus anciennes méthodes de calcul de débit de crue. Elle d'abord été proposée par Thomas James Mulvaney en 1851 et était l'une des premières méthodes qui reliait l'aire d'un bassin versant et l'intensité de la pluie au débit de pointe d'un bassin selon l'équation A1.1 où A représente l'aire du bassin versant, R est le taux moyen de précipitation, C un coefficient de ruissellement et Q le débit de pointe.

$$Q_{peak} = C A \bar{R} \quad (A1.1)$$

Cette méthode a peu changé depuis si ce n'est que le coefficient C est mieux défini de nos jours et qu'un certain nombre de méthodes dérivées ont été développées pour remédier aux faiblesses de la méthode rationnelle, telle la forme proposée par Pegram et Parak pour prendre en compte de grands bassins versants et exprimer la crue directement à partir de récurrences. (Pegram & Parak, 2004)

La méthode rationnelle se base sur l'hypothèse de pluie uniforme et sur le fait que le taux de ruissellement maximum se produit quand les précipitations sur le point le plus éloigné hydrauliquement de l'exutoire contribuent au débit. Le temps requis pour une telle situation est nommé temps de concentration (Gray, 1972). Il est aussi important de noter que le débit maximum n'arrivera que lorsque le sol aura atteint un état de saturation et que les pertes seront stables, ceci ne pose de problèmes que dans le cas de grandes surfaces ou de pluies de faible intensité.

La principale difficulté dans l'application de la méthode rationnelle reste la détermination du coefficient de ruissellement, C. En effet, C est fonction d'un certain nombre de facteurs : la topographie, le sol, son état de saturation ainsi que de l'intensité de la précipitation. C peut être défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et le

taux de précipitation multiplié par l'aire. Il devient alors évident que C est une mesure des pertes, mais ces dernières restent proportionnelles à l'intensité de la pluie alors qu'en réalité elles convergent vers une valeur stable. De plus un tel coefficient n'est défini que lorsque le temps de concentration a été atteint.

La valeur du coefficient de ruissellement se retrouve surtout dans des tables mais si l'on veut incorporer la précipitation dans son calcul, alors il est nécessaire d'utiliser une formule de la forme de l'équation A1.2, où a et b sont des constantes et i est l'intensité de la pluie. Par contre une telle formulation ne prend pas en compte l'état de saturation du système (Gray, 1972). Le fait est qu'il n'a pas été trouvé de méthode d'estimation de C qui prenne en compte tous les facteurs déterminants de C .

$$C = a + b \ln i \quad (A1.2)$$

Il est important de garder en vue le but principal de cette méthode. Elle a été développée pour estimer un débit de pointe qui n'arrive qu'à partir du temps de concentration. Même si ceci est très utile dans le design des ouvrages hydrauliques, cette information n'est pas suffisante dans le cadre de la gestion de réservoir. En effet la méthode rationnelle ne permet pas d'obtenir la forme de l'hydrogramme de crue et ne permet pas non plus d'estimer, de manière fiable, un débit de pointe pour une averse de durée inférieure au temps de concentration.

L'application de la méthode rationnelle a originellement été développée pour de petits bassins versants, ceci étant surtout dû à l'hypothèse de pluie uniforme qui n'est pas respectée sur de grands bassins versants (Gray, 1972; Viessman, 2003). Il a été depuis démontré que cette hypothèse était aussi valide pour les grands bassins versants, advenant quelques modifications à la méthode. En effet, les pluies fortes sur de longues durées sont souvent dues à des systèmes dépressionnaires stables qui induisent une pluie relativement constante (Pegram & Parak, 2004). Par contre, pour de grands bassins versants dont le temps de concentration est très long, il est difficile d'obtenir des pluies qui permettront au bassin d'atteindre un état où tout le bassin contribuera au débit à

l'exutoire. Il s'agit donc d'une méthode utile pour la prévision de crues maximales pour des récurrences connues mais qui ne prend en compte que les pluies de durées supérieures au temps de concentration et qui ne permet pas de connaître la forme de l'hydrogramme de crue.

ANNEXE 2 : MÉTHODE DU CURVE NUMBER

La méthode du *Curve Number* (CN) a été développée à la fin des années 60 par le Soil Conservation Service (SCS). Il s'agit d'une méthode empirique conçue à partir de petits bassins versants agricoles. C'est une méthode qui introduit les pertes, au travers d'un indice représentant le sol, son couvert végétal ou anthropique ainsi que son état de saturation. Cet indice est le CN d'où la méthode tire son nom. Le CN est tiré de tables développées par le SCS qui permettent de choisir un sol, son utilisation et son état de saturation.

La méthode propose une approche volumétrique qui relie le volume de pluie au volume de ruissellement. Il est possible de résoudre la méthode graphiquement ou à l'aide de l'équation A2.1 où Q est le volume de ruissellement, P le volume de précipitation et CN est le curve number.

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \text{ pour } P \geq 0.2S$$

$$S = (1000/CN) - 10 \quad (A2.1)$$

Cette méthode n'est basée que sur les conditions moyennes et n'est que de peu d'utilité pour modéliser une pluie historique. De plus elle ne prend pas en compte la distribution temporelle. En effet la méthode ne s'occupe que de volume. Elle fait l'hypothèse que les pertes initiales (interception, rétention de surface, etc...) sont d'amplitude $0.2S$ et ce sans preuve rigoureuse même si les résultats sont satisfaisants sur des petits bassins versants.

Cette méthode peut donc être utile pour déterminer un débit de pointe ou encore un volume de ruissellement mais elle n'est pas appropriée quant à la génération d'hydrogrammes. Par contre, cette méthode pourrait servir à estimer les pertes et donc servir, en conjonction avec d'autres méthodes, à générer un hydrogramme de crue.

ANNEXE 3 : MÉTHODE DU GRADEX

La méthode du gradex a été développée en France par l'EDF-DTG (électricité de France-Division technique générale). C'est une méthode de calcul du débit de pointe pour récurrence prédéfinie. Elle se base sur une série de simplifications qui permettent une implémentation assez simple.

La première hypothèse posée est que les probabilités de précipitation de différentes durées suivent une loi de décroissance exponentielle basée sur un paramètre appelé GRADEX, gradient exponentiel. La deuxième hypothèse est que passé un certain état de saturation du bassin, tout accroissement de pluie génère un accroissement égal du volume écoulé. Finalement un rapport estimé à partir d'hydrogramme connu, permet de passer du débit moyen au débit de pointe (Lavabre, 1993)

Le résultat est une expression des débits et volumes de crues directement à partir de la récurrence pour les crues extrêmes. Cette méthode a l'avantage d'être applicable aux bassins versants dont on a peu de données historiques.

ANNEXE 4 : UTILISATION D'UN MODÈLE COMMERCIAL

La relation pluie-ruissellement peut aussi être obtenue à l'aide de modèles commerciaux plus ou moins complexes. Ces modèles permettent d'obtenir une simulation plus ou moins complète de la partie du cycle de l'eau visée par le modèle. La génération des algorithmes de calcul est basée sur des méthodes telles celles exposées dans cette revue de littérature, mais il est souvent difficile de les appliquer à un problème général. L'étape de la calibration d'un modèle devient alors cruciale et peut s'avérer très difficile, surtout pour les modèles compliqués qui sont régis par un très grand nombre de paramètres modifiables. Une étude d'événement aux résultats connus permet de calibrer le modèle et des tests sur d'autres événements permettent de le vérifier. Bien sûr, il est important de se rappeler que l'hydrologie n'est pas une science exacte et que les résultats comporteront une certaine part d'erreur.

Il existe beaucoup de modèles pour toutes sortes de bassins versants que cela soit en milieu urbain, rural ou forestier. En établir la liste complète est une tâche difficile mais un certain nombre d'ouvrages décrivent ces modèles, leur application et leurs limitations. L'on peut par exemple se diriger vers Singh (1995) pour des références sur certains de ces modèles. Il est possible de classer ces modèles selon certains critères tels ceux décrit dans le tableau A4.1.

Nommons par exemple les modèles de la famille HEC-HMS développé par le US Corp. of Engineers qui connaissent un grand succès. Un des modèles de cette famille est HEC-1 et est l'un des modèles applicable au sein de cette étude. C'est un modèle événementiel et déterministe, aux paramètres constants sur les sous bassins. C'est un modèle qui a fait ses preuves et qui n'a pas un temps de calcul trop long sur les ordinateurs modernes (Lavallée, 2000; US army corps of engineers, 1998). C'est un modèle qui s'intègre bien dans les calculs hydrologiques, car en source libre, et qui peut servir de module à intégrer dans un modèle plus complexe, tel un modèle continu. Il demande par contre un grand travail de calibration et de choix des modules.

Tableau A4.1: Classification des modèles hydrologiques

<u>Paramètres constants</u> sur les sous bassins	Vs	<u>Paramètres distribués</u> spatialement
<u>Stochastique</u> : modèle comprenant une ou plusieurs composantes aléatoires	Vs	<u>Déterministe</u> : modèle qui fait l'hypothèse de réponse unique pour une entrée donnée
<u>Événementiel</u> : qui ne calcul que des événements indépendants	Vs	<u>Continu</u> : qui calcul une série d'événements successifs
<u>Analytique</u> : modèle pour confirmer les données historiques d'un système et la validité des outils de modélisation.	Vs	<u>Prévisionnel</u> : Modèle qui a pour but de prédire le comportement d'un système

Un autre modèle très populaire est TOPMODEL. C'est un modèle déterministe capable de produire une simulation continue avec des paramètres distribués ou semi-distribués. C'est un modèle qui prend en compte les écoulements superficiels et hypodermiques. De plus il reste simple à calibrer en gardant le nombre et l'interprétation de ses paramètres dans la limite du raisonnable. Une description plus complète de ce modèle peut se retrouver dans sa documentation officielle, ou encore dans Singh.

ANNEXE 5 : MÉTHODE DU RÉSERVOIR NON LINÉAIRE

Cette méthode trouve ses racines dans l'établissement du modèle SWMM. Elle se base sur le couplage de l'équation de continuité et de l'équation de Manning. Le ruissellement sur un bassin versant est modélisé par un réservoir très peu profond. Les deux équations prennent alors la forme des équations A5.1, A5.2 et A5.3.

$$\text{continuité : } \frac{dS}{dt} = A \frac{dd}{dt} = Ai^* - Q \quad (A5.1)$$

Où :

d est la profondeur du bassin (m)

A est la surface du bassin (m²)

S = Ad est le volume d'eau du bassin à l'instant t (m³)

t est le temps instantané en seconde.

i* est l'intensité nette des précipitations (précipitations – pertes) (m/s)

Q est le débit de sortie et est donné par l'équation XX

$$\text{Manning : } W \frac{1}{n} (d - d_p)^{5/3} S_0^{1/2} \quad (A5.2)$$

Où :

W est la largeur du bassin (m) (paramètre d'étalonnage)

n est le coefficient de Manning.

dp est la profondeur de rétention de surface (m)

S0 est la pente du terrain (m/m)

D'où :

$$\text{équation combinée : } \frac{dd}{dt} = i^* + W \frac{S_0^{1/2}}{nA} (d - d_p)^{5/3} \quad (\text{A5.3})$$

En résolvant simultanément ces équations il est possible à l'aide de méthodes numériques (par différences finies par exemple) d'obtenir la distribution temporelle de la profondeur d'eau sur le réservoir et donc de calculer le débit de ruissellement à l'aide de l'équation de Manning. C'est une méthode simple et relativement facile à calibrer mais qui requiert une méthode complémentaire pour estimer les pertes. (Bennis, 2003; Chin 2000)

ANNEXE 6 : MÉTHODE DE L'ONDE CINÉMATIQUE

La méthode de l'onde cinématique se base elle aussi sur l'équation de continuité mais aussi sur l'équation de conservation de quantité de mouvement. Une fois couplée ces deux équations permettent d'obtenir une équation pour le ruissellement de surface et une autre pour l'écoulement dans les cours d'eau. C'est une méthode qui requiert une solution numérique et qui est plus adaptée au milieu urbain que naturel. De plus elle n'offre pas de bon résultat pour les systèmes caractérisés par un faible laminage des crues. (Chin, 2006)

ANNEXE 7 : ANALYSE DE SENSIBILITÉ

Une partie de la validation passe par l'analyse de sa sensibilité par rapport aux paramètres calibrables. Il s'agissait surtout de vérifier sa sensibilité par rapport aux paramètres régissant l'infiltration ainsi que l'effet des paramètres difficiles à évaluer et qui risquent de comporter des erreurs lors de l'utilisation du modèle. Une certaine sensibilité est acceptable compte tenu du fait que l'étude du risque n'est pas un domaine exact mais il faut vérifier qu'il n'y a pas de comportement chaotique du modèle vis-à-vis des variables. La méthode suivie consiste à varier les paramètres séparément et à voir leur effet sur le résultat. Le tableau A7.1 résume les paramètres qu'il est important d'étudier. Il s'agit surtout des paramètres d'infiltration et du régime de pluie.

Tableau A7.1 : Paramètres importants pour l'étude de sensibilité

Paramètres	Unité	Notes
Infiltration		
k	1/h	Méthode de Horton : constante de déclin
f_0	mm/h	Méthode de Horton : infiltration initiale
f_c	mm/h	Méthode de Horton : infiltration minimale
df	mm/h	Méthode de Horton : gamme de taux d'infiltration $df = f_0 - f_\infty$
I_sat		Indice de saturation régissant les 3 paramètres de Horton
poids		Poids relatant les précipitations sur différentes durées en vue du calcul de I_sat
Capacité de rétention	mm	Capacité de rétention moyenne du sol en vue du calcul de I_sat
Régime des pluies		
IDF	mm/h	Courbes IDF (Bagotville, Québec, Québec modifiée par l'atlas)
ARF		Facteur de réduction de l'IDF sur la totalité du bassin versant.

Autres		
SUHG	m3/s	Hydrogramme Unitaire en S
Évacuation	m3/s	Méthode d'estimation des évacuations
Qbase	m3/s	Débit de base.

A7.1 Infiltration

Les paramètres régissant l'infiltration sont cruciaux pour une bonne évaluation du risque. En effet les pertes par infiltration représentent une partie majeure de la pluie de défaillance, surtout pour les pluies de longue durée.

Le modèle hortonien retenu est régi par trois paramètres : k , f_0 et f_c . Ces paramètres varient en fonction d'un indice de saturation variant de 1 à 5. Cet indice de saturation est défini soit de manière subjective, soit par les pluies antécédentes. L'automatisation retenue pour son calcul est une combinaison pondérée des rapports de la hauteur de pluies sur différentes périodes antécédentes (12h, 24h, 72h, 1semaine et 2 semaines) à la capacité de rétention du sol.

A7.1.1 Horton

La méthode de Horton est définie par l'équation A7.1. Trois paramètres entrent alors en jeux. Une constante de déclin, k , qui régit le temps de réaction des sols et la rapidité à laquelle ils seaturent. La capacité d'infiltration initiale, f_0 qui représente la valeur de l'infiltration au début de la pluie et la capacité d'infiltration minimale, f_c ou f_∞ , qui représente le taux d'infiltration du sol complètement saturé.

$$f(t) = f_\infty + (f_0 - f_\infty)e^{-kt} \quad (\text{A7.1})$$

Une première analyse peut être menée indépendamment de l'outil de calcul du risque. Il s'agit de voir l'impact des paramètres sur le taux de perte moyen. k est un paramètre important dans l'étude de sensibilité, car il est difficile à évaluer. Un petit k implique un bassin qui sature lentement, un grand k un bassin qui sature rapidement.

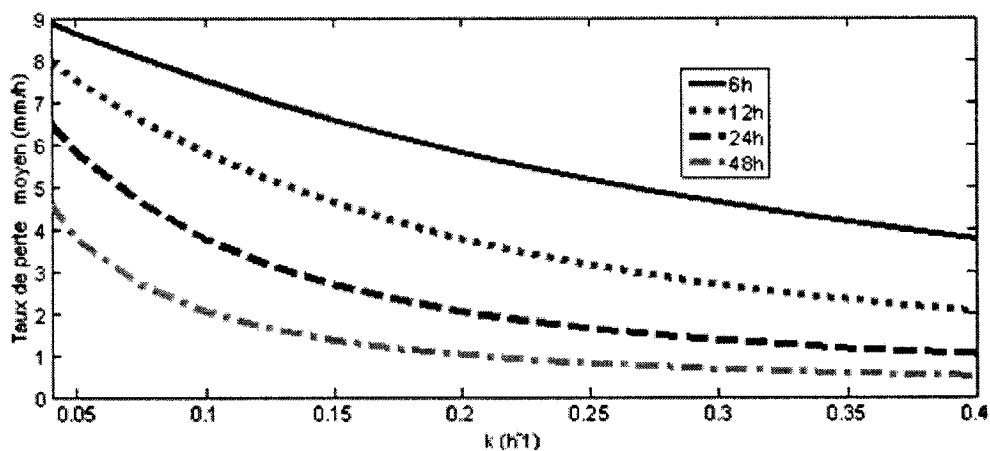


Figure A7.1 : Taux de perte moyen en fonction de k

La figure A7.1 illustre bien la sensibilité de la méthode de Horton par rapport à k . Dans la zone qui nous intéresse, on retrouve pour les petites valeurs de k une zone à problèmes.

En deçà d'un k de 0.15, la sensibilité est importante surtout si le k est très petit ou que le df est très grand. Entre un k de 0.03 et un k de 0.15 on aura une différence dans les taux de pertes allant jusqu'à 40% du df pour les pluies de 48h. Par contre les valeurs de k au delà de 0.15 posent moins de problème car les zones sensibles concernent surtout les pluies de petite durée. Entre un k de 0.15 et de 0.25, les taux changent de 15% du df pour les pluies de 6 heures et de 5% du df pour les pluies 48h soit une sensibilité très raisonnable considérant qu'un gestionnaire pourra évaluer le k avec une incertitude sur k moindre que 0.1.

f_0 et f_c n'affectent la sensibilité qu'au travers de leur différence, df . En effet, la sensibilité est directement proportionnelle à cette valeur. Ainsi, si un bassin a une large gamme de taux d'infiltration possible entre un sol sec et saturé, la sensibilité envers k en sera augmentée proportionnellement. Les paramètres f_0 et f_c ne sont donc pas si critiques que l'on pourrait penser, et leur évaluation est plus aisée que pour k . f_c et f_0 influencent directement les taux de pertes de manière relativement linéaire.

k reste donc le paramètre le plus critique dans la méthode de Horton car il peut avoir un grand impact et il est difficile à évaluer. Il faut aussi noter qu'un k en deçà de 0.15 pose un problème certain dans la calibration et peut avoir un grand impact sur les récurrences des pluies de longues durées car ce sont les plus sensibles aux variations d'intensité. Les récurrences des pluies de courtes durées seront elles moins affectées par une variation de k . En delà d'un k de 0.2, k perd de sa criticité car la sensibilité à k est petite pour les pluies de longue durées et moyenne pour celles de courtes durées.

Il est aussi possible d'étudier la sensibilité par rapport à k dans le contexte de l'outil de calcul proposé. Ce qui revient à faire tourner le modèle pour plusieurs valeurs de k , en gardant les autres paramètres constants, et de comparer les résultats. La figure A7.2 montre les statistiques tirées de tous les résultats journaliers sur 1996, pour toutes défaillances et toutes durées de pluie mélangées. Il en résulte la même conclusion que par l'analyse indépendante de la méthode de Horton. Le modèle est plus sensible à k dans les bassins à réaction lente, soit de petit k . Il est important de noter, si l'on se fie à la moyenne et au maximum, qu'un changement de 0.1 dans le k ne résulte pas en un changement d'ordre de grandeur décimal, sauf pour de très petits k .

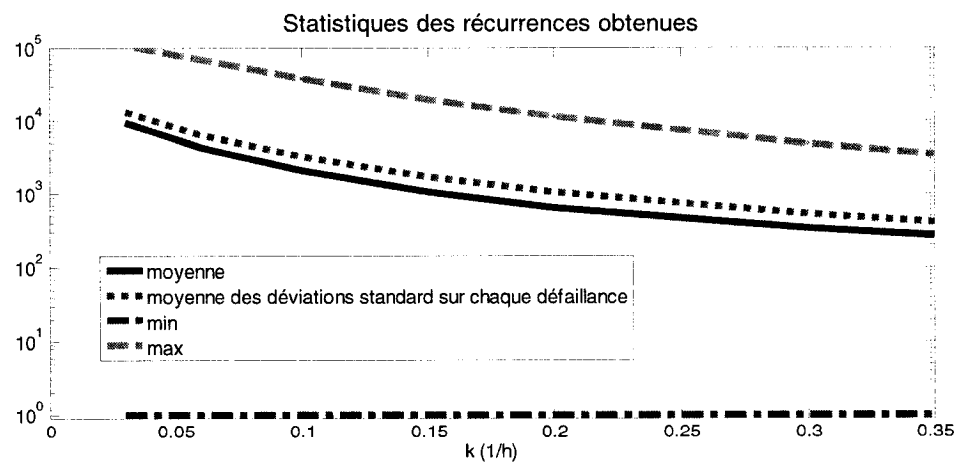


Figure A7.2: Statistiques des récurrences obtenues pour différent k sur l'année 1996

A7.1.2 Indice de saturation

L'indice de saturation, variant de 1 à 5, est un paramètre crucial dans l'obtention des résultats car il régit les paramètres de Horton. C'est un indice rentré par l'utilisateur, et donc subjectif, et c'est en cela qu'il est important de contrôler son impact. Il est aussi possible de définir cet indice en fonction des pluies antécédentes. La manière retenue est de faire une moyenne pondérée des rapports de pluies totales sur certaines périodes (12h, 24h, 72h, 1 semaine et 2 semaines) à une capacité d'infiltration du sol. Il en résulte deux variables qui affectent I_{sat} : la capacité d'infiltration du sol et un ensemble de poids.

Génération

Avant d'étudier l'impact de I_{sat} sur les résultats, il est important d'étudier la méthode qui permet de l'obtenir. La capacité d'infiltration a un impact direct sur I_{sat} car I_{sat} est une moyenne de rapport à la capacité d'infiltration. On peut noter que la sensibilité ($dI_{sat}/d\text{capa_inf}$) est plus importante dans les sols qui ont une faible capacité d'infiltration mais ne dépasse pas 0.14 dans la zone la plus sensible.

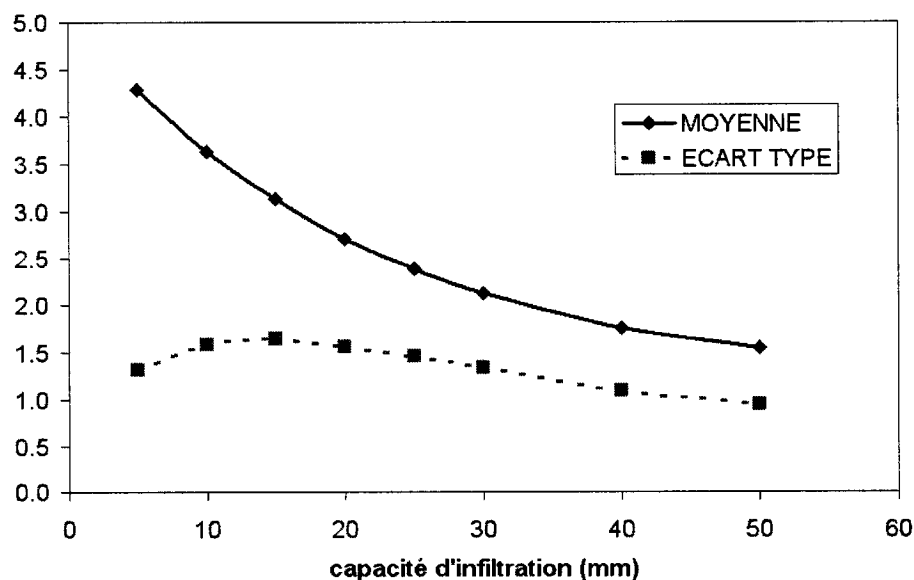


Figure A7.3 : Statistiques de I_{sat} sur 1996 en fonction de la capacité d'infiltration

La sensibilité au poids est plus difficile à étudier. En effet il s'agit d'un groupe de cinq paramètres. La sensibilité a donc été étudiée en déplaçant le poids des pluies d'une période courte vers les pluies tombées sur des périodes plus longues. En général, les pluies sur les périodes les plus courtes juste avant un instant donné sont celles qui ont le plus d'impact sur le taux initial d'infiltration du sol et l'on devrait donc se trouver dans les premières barres de la figure A7.4. Dans cette zone, on se rend compte que la sensibilité au poids est relativement faible.

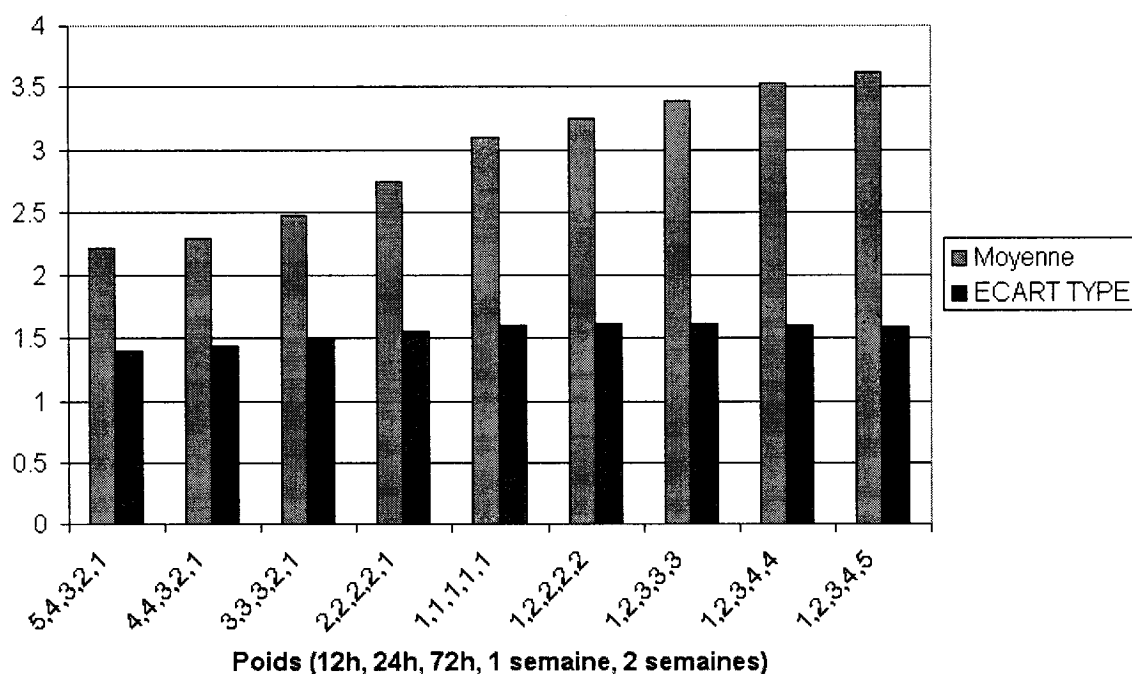


Figure A7.4: Statistiques de I_{sat} en 1996 par rapport aux poids.

Sensibilité

L'impact de I_{sat} est directement relié aux valeurs de k , f_0 et f_c qui lui sont assignées. Néanmoins, il est important de vérifier que les résultats ne varient pas de manière exagérée en fonction de I_{sat} , et ce, en gardant en mémoire les paramètres de Horton. Ceci peut être montré à l'aide de calcul de récurrence établi pour un échantillon représentatif de l'ensemble des états du système. Cet échantillon a été choisi en fonction uniquement de deux paramètres, la cote initiale dans le réservoir qui indique la capacité

de laminage et I-sat comme indicateur de l'état de saturation. Les autres apports tel l'écoulement de base ou les écoulements résiduels ont été mis à zéro et les évacuations sont définies comme les évacuations de défaillance. Ceci nous permet de mesurer la sensibilité à I-sat mais aussi à la cote. Une représentation sous forme de surface, tel la figure A7.5, nous permet de visualiser la sensibilité.

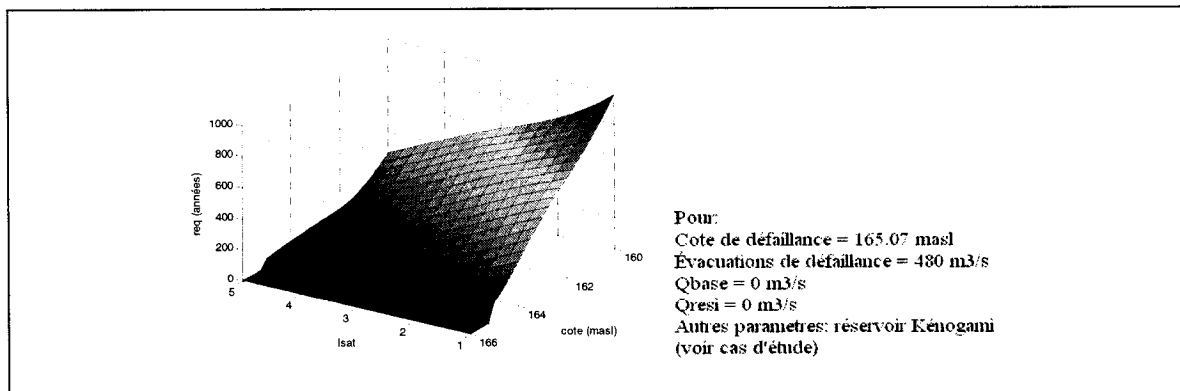


Figure A7.5: Récurrence en fonction de I_{sat} et de la cote, D = 24h

La première chose à retenir est que les variables de Horton ne font que changer la magnitude de la récurrence mais ne change que minimalement la forme de la surface représentant les récurrences. Le comportement de la sensibilité par rapport à I_{sat} est donc relativement indépendant des paramètres de Horton même si ces derniers agissent sur sa magnitude. Le comportement de la récurrence dépend de la durée de pluie plus que de la défaillance, du moins dans la limite des défaillances étudiées. Il est intéressant de noter que, entre les pluies de 6 heures et de 48h le comportement de la récurrence est complètement différent et que les zones sensibles sont tout à fait différentes. En effet pour les pluies de 6h, de 12h et de 24h la récurrence est plus sensible à I_{sat} et à h dans les cas sécuritaires (avec un sol sec et un grand volume de stockage). Pour les pluies de 48 heures, par contre, la sensibilité est plus grande dans les zones moyennes. Dans tous les cas, la sensibilité en zone critique (soit avec un faible volume de laminage et un sol saturé) est faible.

Ceci peut s'expliquer simplement par la sensibilité des récurrences à l'intensité sur les courbes IDF. En effet un changement dans l'intensité de pluie à beaucoup plus d'impact sur la récurrence en cas de pluie rares.

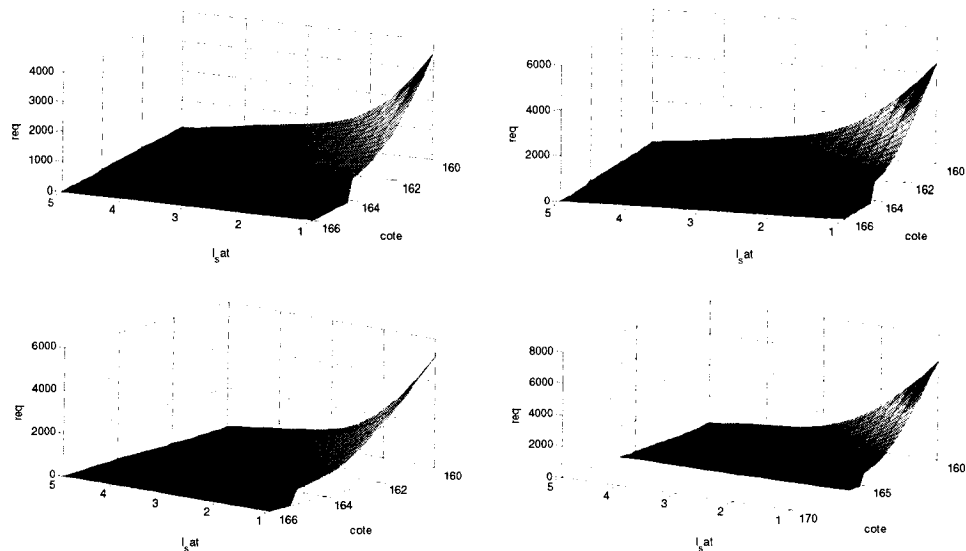


Figure A7.6: Échantillon de la récurrence pour 4 défaillances (pluies de 24h)

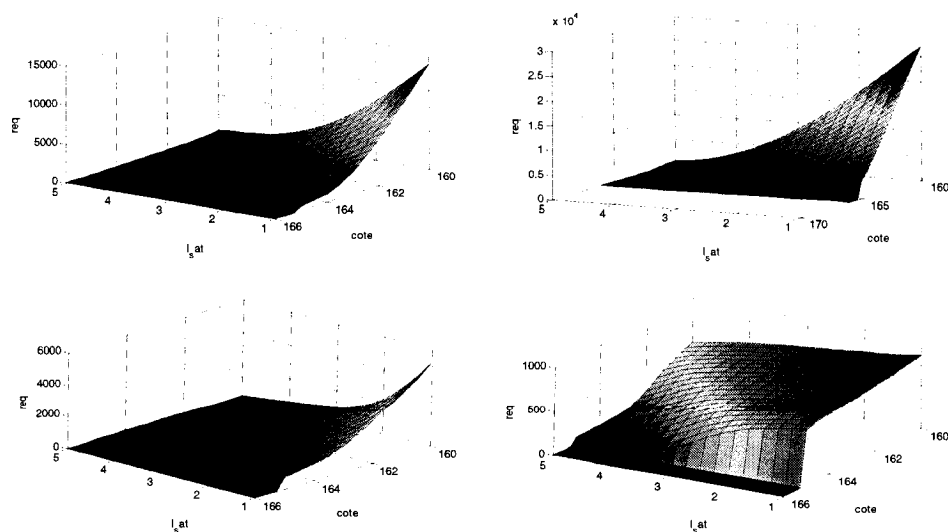


Figure A7.7: Échantillon de récurrence pour une défaillance et des pluies de 6 h, 12 h, 24 h et 48 h

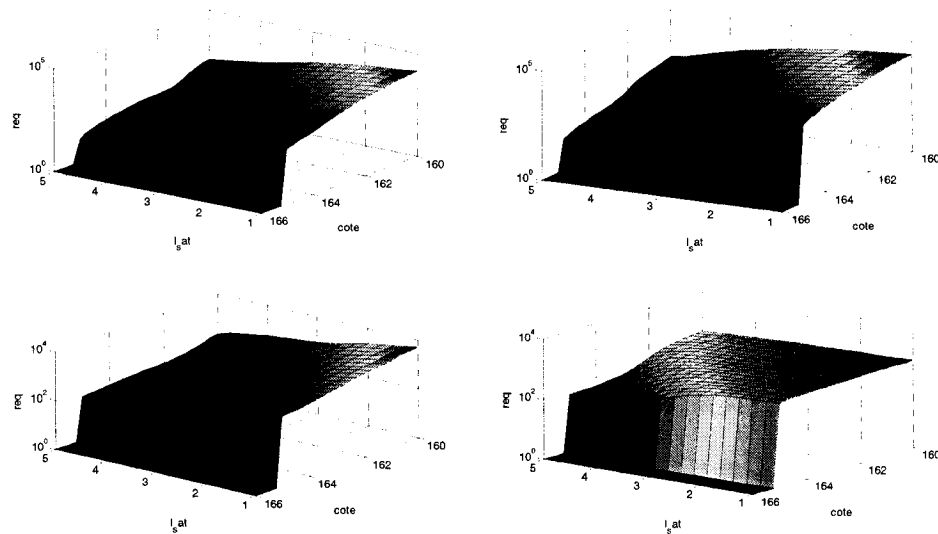


Figure A7.8: Échantillon de récurrence pour une défaillance et des pluies de 6, 12, 24 et 48 h (échelle logarithmique)

Ces graphiques nous permettent de voir que le modèle n'est pas trop sensible à I_{sat} ou à la cote. La sensibilité est assez élevée dans certain cas, mais dans les cas critiques où cela est le plus important, la sensibilité reste faible. Dans les cas sécuritaires la sensibilité peut poser un problème. Bien sur cette sensibilité dépend directement des paramètres de Horton, ce qui rend d'autant plus important leur bonne calibration. Notons simplement que le saut dans la récurrence à la cote de défaillance représente le fait que l'on utilise un modèle Hortonien et qu'il n'y a aucun écoulement avant que l'intensité de pluie dépasse le taux de pertes.

A7.2 IDF et ARF

Les courbes IDF (Intensités Durées Fréquences) sont à la base de l'estimation du risque. De plus, les courbes IDF et les ARF (Areal Reduction Factors) sont difficiles à évaluer avec précision. Il est donc important d'étudier leur impact sur les résultats obtenus. La procédure suivie est de reprendre les surfaces récurrence- I_{sat} -cote, en variant les courbes IDF et les ARF. La récurrence a été établie par une interpolation

linéaire. L'étude va porter sur l'effet de courbes IDF différentes puis sur l'effet des ARF appliqué à des courbes IDF quelconques. Tous ces calculs sont établis à partir des données du réservoir Kénogami.

Premièrement, les figures A7.9 et A7.10 montrent les moyennes des récurrences calculées (toutes durées de pluie et défaillances confondues). Même si la valeur analytique d'une telle procédure est contestable, cela permet au moins de donner une idée générale de l'impact des courbes IDF. Une analyse plus poussée sera menée au travers de l'étude des ARF. La sensibilité est plus grande avec des IDF « sèches ». En effet le rapport entre les récurrences issues des courbes IDF de Québec et Bagotville varient entre 160 et 810 alors que celle entre les IDF de Québec et celles dérivées de l'atlas hydrologique du Canada plafonnent à 7. Pour les récurrences élevées cela ne pose pas trop de problèmes car, passé un certain point, que l'on ait à faire à une récurrence ou à son double ne pèse pas spécialement fort dans un processus décisionnel de gestion. Il est par contre important d'étudier plus en détail les impacts dans des zones plus critiques qui sont l'un des objectifs principal de l'outil en développement. Mais cela se fait plus facilement au travers de l'étude des ARF.

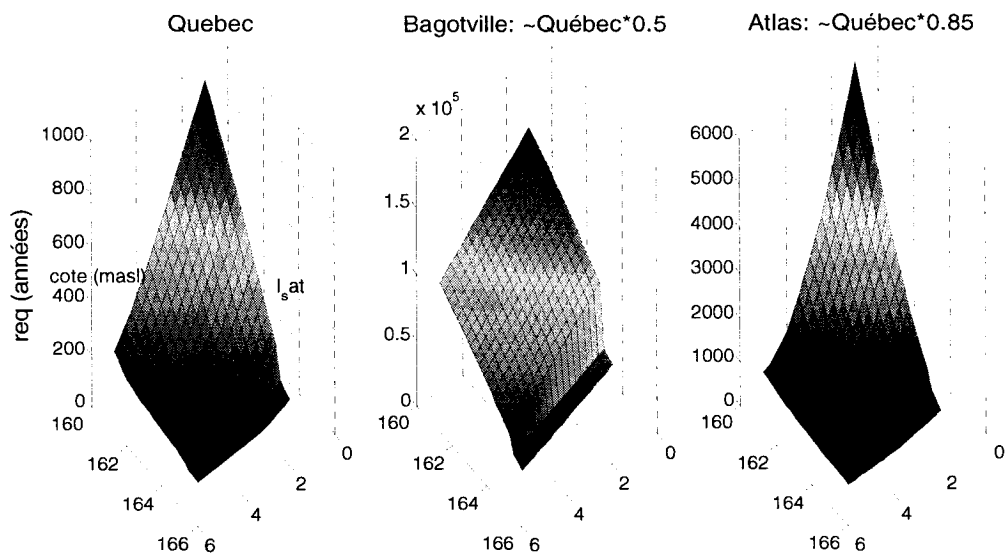


Figure A7.9: Comparaison des moyennes globales des résultats en fonction de trois courbes IDF

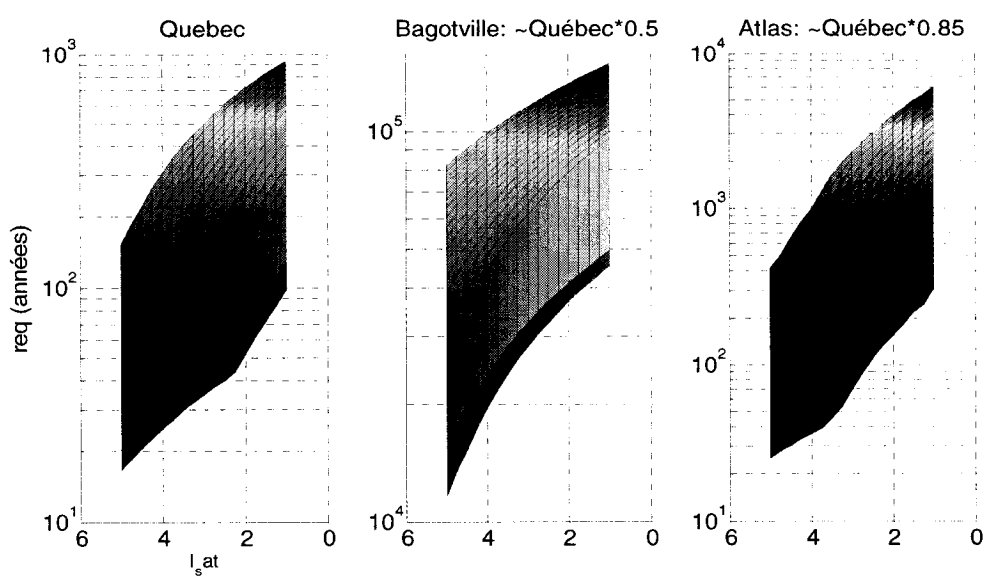


Figure A7.10: Comparaison des moyennes globales des résultats en fonction de trois courbes IDF (échelle logarithmique)

Pour bien étudier l'impact des courbes IDF, il est bien plus simple de passer par les facteurs de modification que par des courbes différentes, même si ces dernières

illustrent bien l'impact énorme qu'elles peuvent avoir sur les résultats et les tendances générales. Il est nécessaire d'étudier l'impact des courbes IDF de manière plus rationnelle en passant par l'étude des ARF. Cette analyse se base sur les courbes Québec modifiées à l'aide de l'Atlas Hydrologique du Canada avec des facteurs de réduction de 1, 0.9, 0.8, 0.7, 0.5 ainsi que ceux utilisés lors du cas d'étude.

Les figures A7.11 à A7.13 illustrent le comportement de la récurrence vis-à-vis des ARF et ce pour une défaillance et trois états de système : un sol sec avec une forte capacité de laminage du réservoir, un sol saturé avec un réservoir plein et un état intermédiaire.

Ces figures confirment que la sensibilité est généralement plus importante dans un système sec. C'est à dire que la sensibilité est plus importante pour les pluies de défaillance correspondant aux grandes récurrences. La sensibilité aux valeurs des courbes IDF modifiées reste importante sauf dans les cas auxquels sont associées des récurrences minimales. Il est donc nécessaire d'utiliser avec prudence les récurrences élevées que l'on calcule.

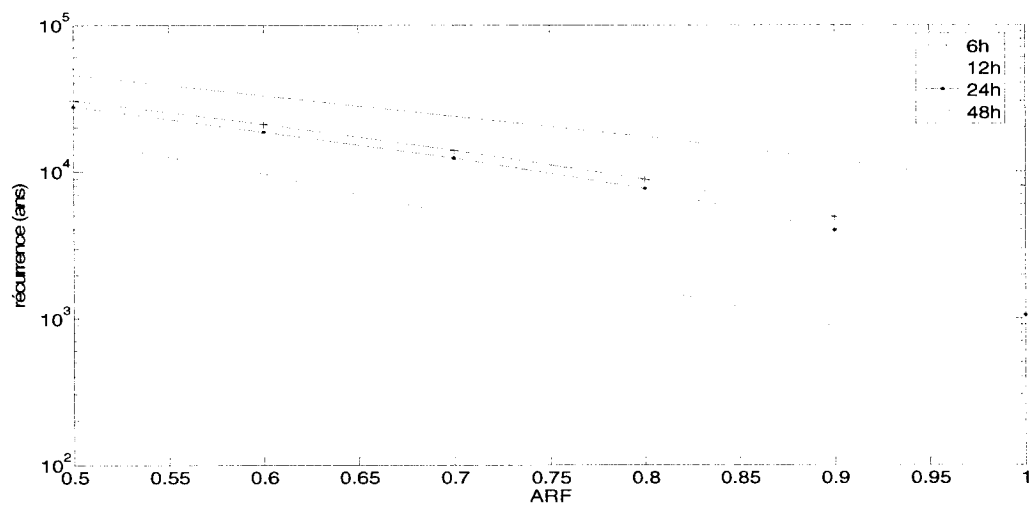


Figure A7.11 : Récurrence en fonction des ARF, système sec

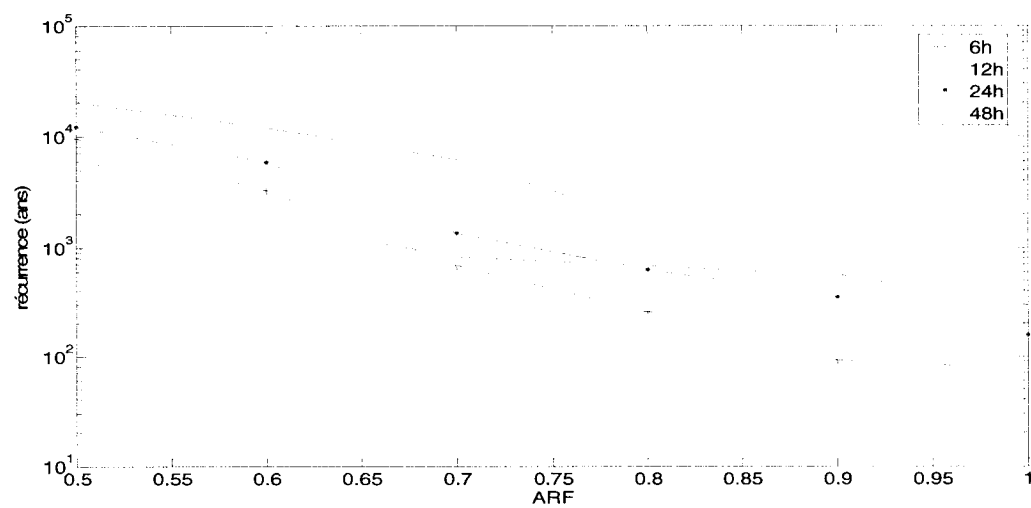


Figure A7.12 : Récurrence en fonction des ARF, système mi-saturé

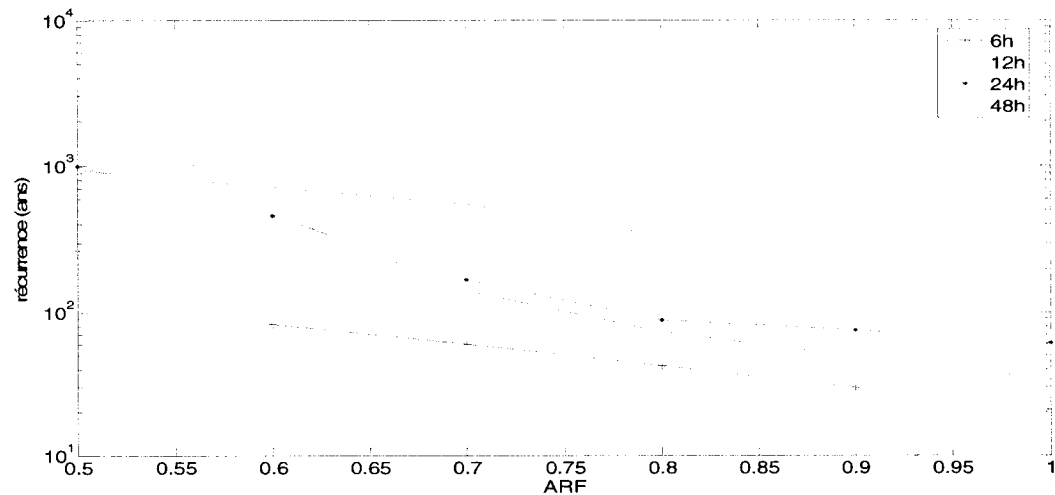


Figure A7.13 : Récurrence en fonction des ARF, système saturé

A7.3 UHG

Les hydrogrammes unitaires sont à la base des calculs hydrologiques et l'étude de leur impact est donc importante. Les hydrogrammes unitaires sont dérivés d'un hydrogramme unitaire en S (SUHG). C'est ces derniers qui seront utilisés pour étudier la sensibilité aux hydrogrammes unitaires. Quatre SUHG ont été utilisés; un SUHG dérivé de l'hydrogramme adimensionnel du SCS, un dérivé de la méthode de Snyder, un hydrogramme de forme arbitraire basé sur un temps de concentration connu et un hydrogramme dérivé d'une pondération des trois autres et tronqué. La première chose que l'on remarque est que les résultats des deux SUHG « rapides » sont presque identiques, les récurrences ne variant que par un facteur maximum de 10% ce qui reste dans le même ordre de grandeur de récurrence. Entre les deux SUHG « lents » la différence varie au maximum de 50% ce qui est certes important mais ne change pas l'ordre de grandeur. La différence maximale entre tous les résultats est de 70%, et ne change pas non plus l'ordre de grandeur. Même si ces différences sont non négligeables, l'utilisateur devrait pouvoir établir son hydrogramme unitaire en S avec assez de confiance pour limiter son erreur. En effet, dans l'exemple mené, le temps de

concentration est connu et les hydrogrammes de Snyder et de SCS sont bien trop lents. Si l'utilisateur n'a aucune information sur les hydrogrammes unitaires, alors une certaine réserve doit être utilisée dans la lecture des résultats. En effet si le SUHG en lui-même ne change pas forcément l'ordre de grandeur, une combinaison d'erreur de calibration peut résulter en une erreur assez grande.

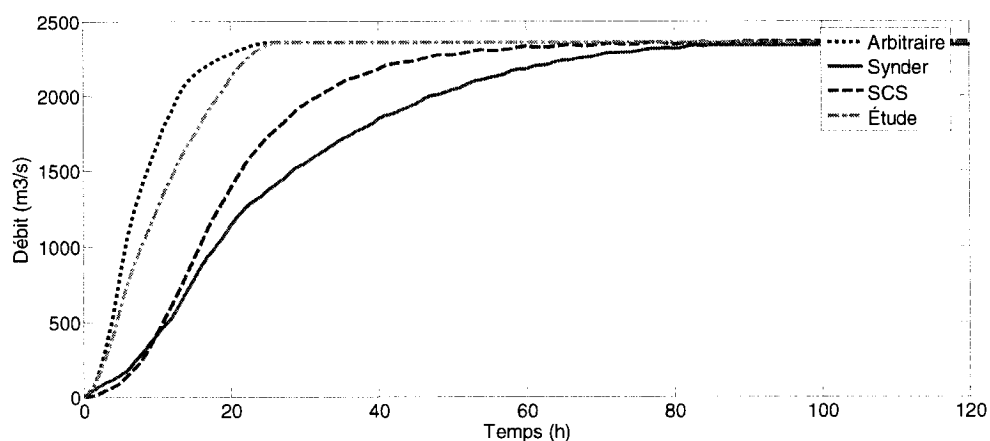


Figure A7.14: Différents hydrogrammes utilisés

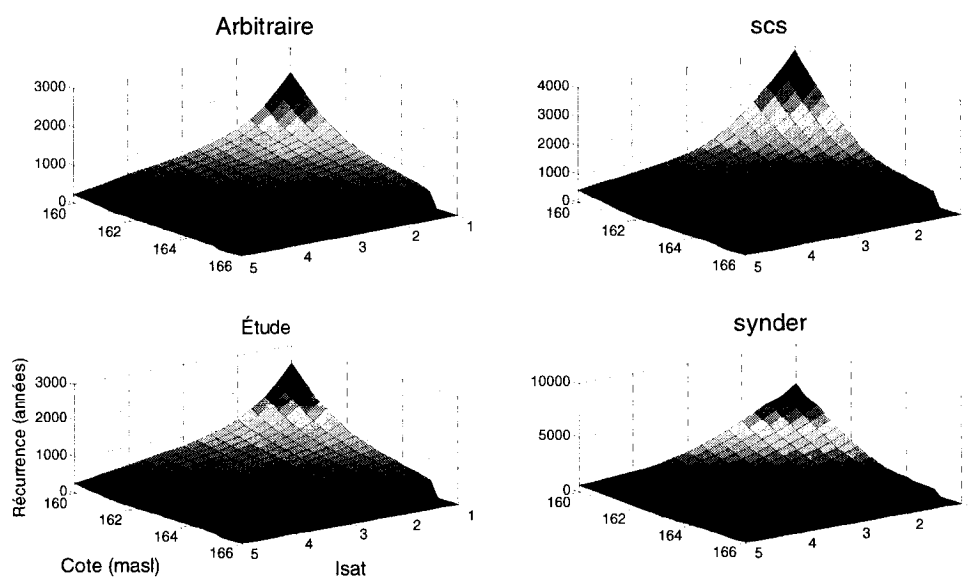


Figure A7.15: Récurrence pour une défaillance donnée (pluies de 24h)

A7.4 Évacuation et écoulement de base

Les deux derniers paramètres qui peuvent avoir une influence sur les résultats et qui peuvent poser des problèmes de calibration sont les évacuations et les apports de base. Ces deux paramètres peuvent être étudiés ensemble au travers de leur différence. Les figures A7.16 à A7.19 montrent l'impact de cette différence pour trois états de système. Encore une fois c'est pour un système sec que la sensibilité est la plus grande mais elle reste raisonnable, voire faible pour les pluies de 48h. Il faut noter qu'un utilisateur devrait définir ses évacuations et son débit de base avec une confiance assez élevée pour que l'impact de son erreur soit peu élevé.

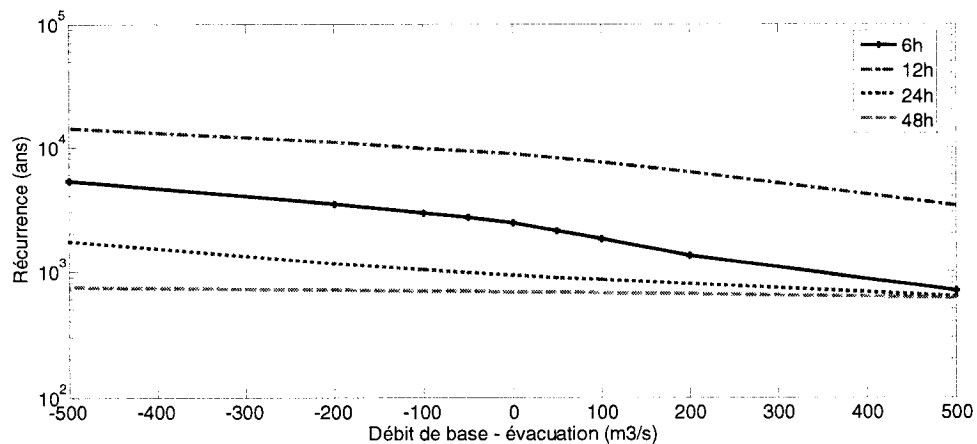


Figure A7.16: Réurrence en fonction de Qbase-Évacuation, système sec

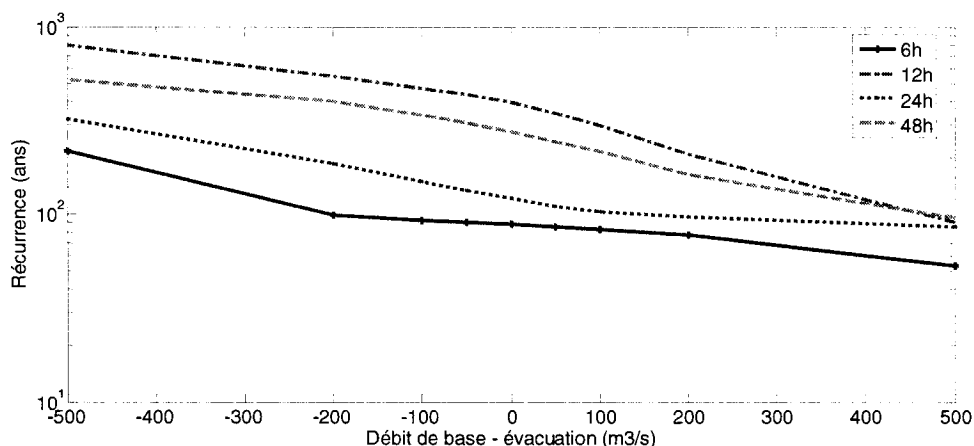


Figure A7.18: Récurrence en fonction de $Q_{\text{base}} - \text{Évacuation}$, système mi-saturé

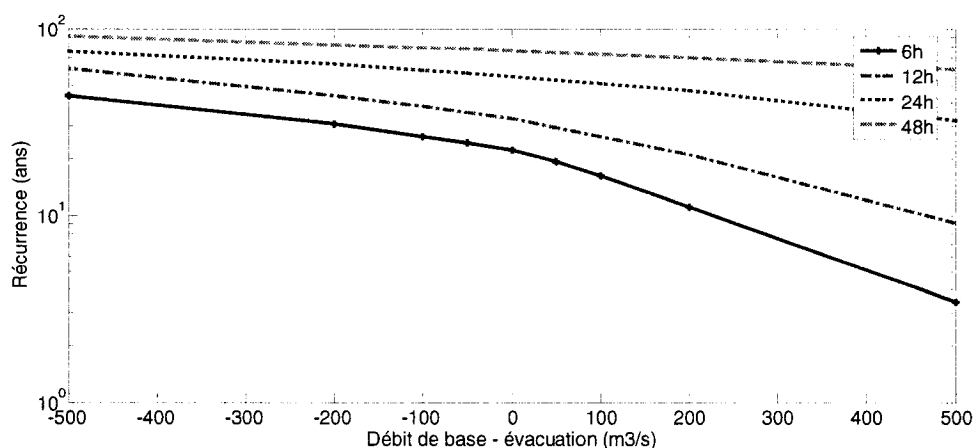


Figure A7.19: Récurrence en fonction de $Q_{\text{base}} - \text{Évacuation}$, système saturé

A7.5 Bilan de l'analyse de la sensibilité

La principale remarque concernant cette analyse est que son application a été limitée à un bassin versant relativement rapide avec un faible taux d'infiltration et une surface de 3390 km². Pour plus de portabilité sur d'autres systèmes, l'étude aurait dû porter sur une gamme étendue de bassins versants. Les résultats obtenus lors de l'étude de sensibilité peuvent néanmoins être extrapolés pour tenter de palier à cette faiblesse. En effet l'étude de sensibilité a montré que la sensibilité était présente surtout pour les pluies associées à de haute récurrence. Ceci est explicable par le fait qu'un changement

d'intensité a nettement plus d'impact sur les hautes récurrences ou dans le cas de pluies de longues durées. Pour les systèmes à risque, auxquels sont associés des pluies de défaillance récurrentes, la sensibilité sera donc faible et les résultats resteront relativement fiables. Pour les systèmes sécuritaires, auxquels sont associés des pluies de défaillance rares, alors la sensibilité risque d'être assez forte et les résultats doivent être utilisés avec prudence, mais le risque y est moi critique.