

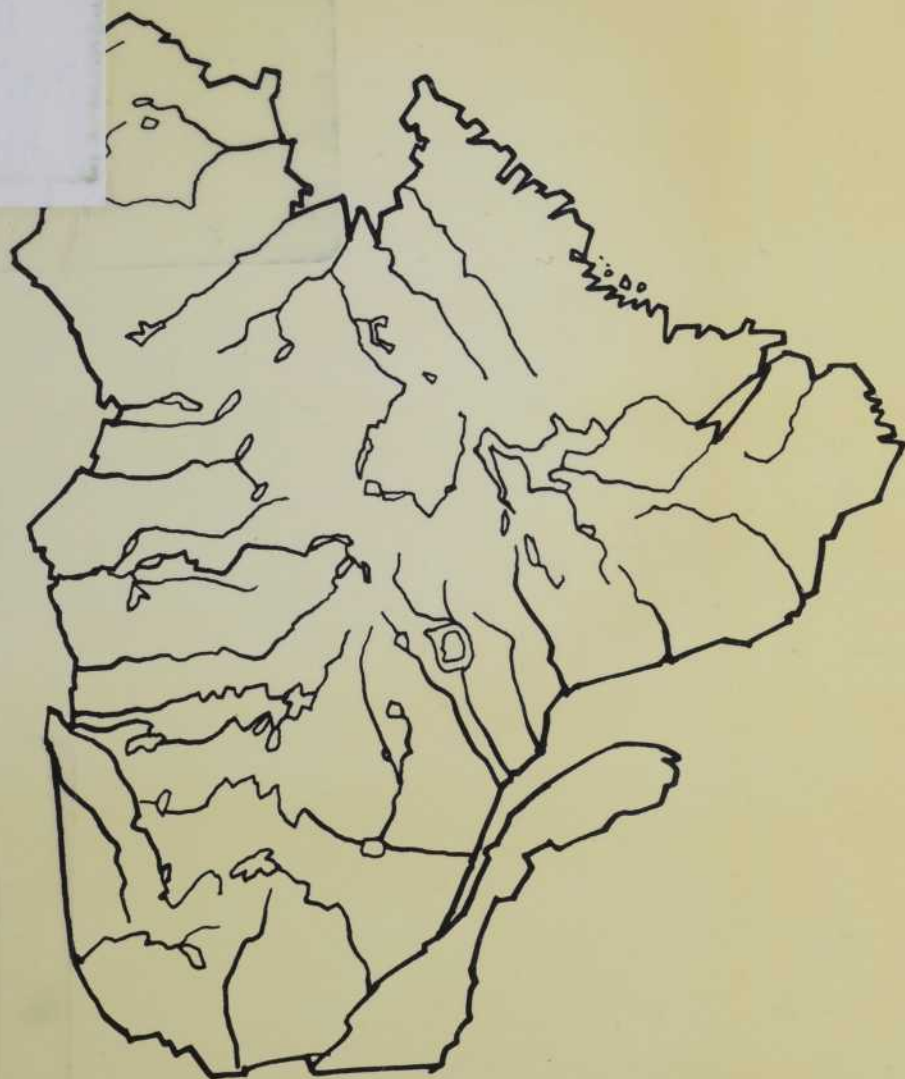


35



La recherche en hydrologie au Québec

Cahiers
de l'ACFAS
1986



720714

Les Cahiers de l'ACFAS

No 35

La recherche en hydrologie au Québec

- Responsables:** Van-Thanh-Van Nguyen
Département de génie civil
et de mécanique appliquée
Université McGill
Yves Faucher
Département de sciences appliquées
Université du Québec à Chicoutimi
- Édition:** L'Association canadienne-française
pour l'avancement des sciences
2730, chemin de la Côte Ste-Catherine
Montréal H3T 1B7 (342-1411)
- Distribution:** Les Presses de l'Université du Québec
C.P. 250, Sillery, Québec G1T 2R1
Commandes sans frais téléphoniques:
1-800-463-4799

© 1985 Association canadienne-française pour l'avancement des sciences
Dépôt légal, 1^{er} trimestre 1986
Bibliothèque nationale du Québec
Bibliothèque nationale du Canada
ISBN: 2-89245-044-6

LA RECHERCHE EN HYDROLOGIE AU QUÉBEC

**ACTES DU COLLOQUE SUR
LA RECHERCHE EN HYDROLOGIE AU QUÉBEC,
TENU EN MAI 1985 À L'UNIVERSITÉ DU QUÉBEC
À CHICOUTIMI, DANS LE CADRE
DU 53^e CONGRÈS DE L'ACFAS
TEXTES PUBLIÉS SOUS LA DIRECTION DE
VAN-THANH-VAN NGUYEN, UNIVERSITÉ MCGILL**





Bibliothèque Nationale du Québec

GB
708
Q4C65
1986

PREFACE

Les cours d'eau constituent un élément important du patrimoine naturel. Dès l'origine, ils ont été des milieux d'une richesse exceptionnelle et ont modelé les paysages du Québec et d'ailleurs. De tous temps, ils ont joué un rôle indispensable dans l'économie rurale, industrielle, urbaine et énergétique.

Aussi est-il essentiel de préserver la beauté, la force et la puissance que représente le milieu hydrique et de gérer de façon adéquate cette ressource essentielle à la vie.

Il va de soi que la préservation et la gestion de l'eau ne peuvent se faire sans une connaissance approfondie des caractéristiques physiques des cours d'eau et du traitement statistique qui s'y réfère.

La direction Environnement d'Hydro-Québec encourage la recherche en hydrologie au Québec et son programme d'études et de recherches écologiques en témoigne grandement. Aussi est-elle heureuse de s'associer à l'initiative de l'ACFAS pour la publication de ce Cahier. Les articles qu'il contient, de qualité hautement scientifique, ont le grand mérite de promouvoir l'utilisation rationnelle de l'eau au Québec.

Nous voulons exprimer notre reconnaissance à tous les chercheurs dont les textes sont ici présentés et à l'Association canadienne-française pour l'avancement des sciences pour cette publication.

Le directeur de l'Environnement,



Daniel Dubeau

Hydro-Québec

Le 16 décembre 1985

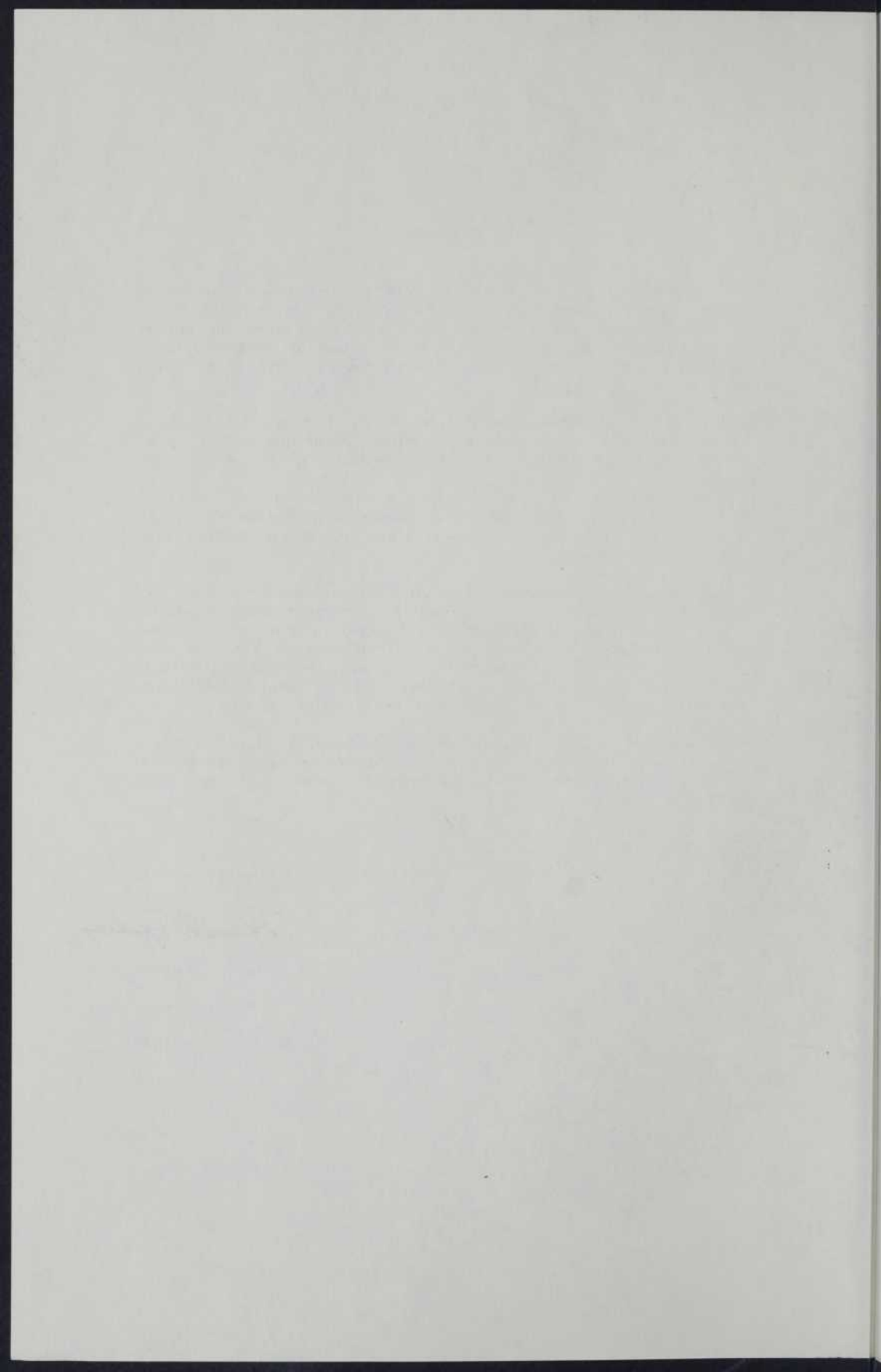


TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION.....	i
1. Etude hydrologique d'événements pluie-ruissellement sur les petits bassins versants au Québec méridional Marc Balthazar, Daniel Tessier, Jean Rousselle et Claude Gignac.....	1
2. Gestion des eaux de ruissellement urbaines Patrick Béron.....	30
3. Analyse statistique des crues Bernard Bobée.....	32
4. Système de prévisions hydrologiques utilisé pour la gestion du bassin hydrographique du lac St-Jean Serge Bouchard et Mario Deslauriers.....	34
5. A multivariate sesonal model for streamflow simulation G.S. Cavadias.....	58
6. Analyse fréquentielle des crues - étude comparative des méthodes Raymond Charbonneau, José Llamas et Jean-Claude Kassam.....	78
7. Etat des connaissances hydrologiques des rivières du Québec septentrional et méridional Van-Diem Hoang.....	98
8. Impact de la modification du couvert forestier sur la fonte de printemps Danielle Lauzier et Mohamed Berraja.....	132
9. Modélisation de l'azote total en rivière à l'aide du modèle quantité-qualité CEQUEAU Guy Morin, Daniel Cluis, Denis Couillard, H. Gérald Jones et Jean-Maurice Gauthier.....	134
10. Rentabilité du programme de zonage des plaines inondables dans la région de l'Outaouais Pierre Morissette, Jean Rousselle et Daniel Leblanc....	172
11. Une méthode probabiliste pour la transformation de la précipitation ponctuelle en précipitation moyenne sur une surface Van-Thanh-Van Nguyen.....	193
12. Modèle économique pour la limnimétrie des grands réservoirs Jean-Claude Rassam et Michel Sauvageau.....	210



INTRODUCTION

Ce compte rendu rassemble douze articles présentés au Colloque organisé le 23 mai 1985 à l'Université du Québec à Chicoutimi (UQAC) sur le thème «La recherche en hydrologie au Québec». Ce colloque a eu lieu dans le cadre du 53e congrès de l'Association Canadienne Française pour l'Avancement des Sciences (ACFAS).

L'importance de la recherche en hydrologie dans l'exploitation et la gestion ordonnée de la ressource eau n'est plus à démontrer, notamment au Québec. En effet, depuis plusieurs décennies, l'hydrologie a joué un rôle essentiel dans l'utilisation rationnelle et dans le développement des ressources hydriques dans la province (aménagement des rivières, assainissement des cours d'eau, etc...). La recherche dans ce domaine ne cesse donc de contribuer directement au développement social et économique du Québec.

C'est pourquoi en choisissant le thème du colloque, nous sommes très sensibles au rôle important de l'hydrologie et à son caractère multidisciplinaire. Nous nous sommes bien gardés de vouloir présenter tous les aspects de la recherche en hydrologie au Québec au cours d'une seule journée. Néanmoins, le colloque vise trois objectifs principaux:

- Offrir à la communauté scientifique une tribune où sont exposés les derniers développements des travaux de recherche en hydrologie des diverses institutions scientifiques et techniques au Québec.
- Promouvoir un échange des connaissances entre les spécialistes oeuvrant dans ce domaine.
- Faire le point sur l'état actuel et identifier les tendances futures de la recherche en hydrologie au Québec.

Le présent compte rendu apporte donc quelques indications sur le contexte général et la diversité des travaux de recherche en hydrologie au Québec. Il met également en valeur la preuve d'un souci de coopération entre les universités et les institutions publiques, parapubliques et privées.

Compte tenu de l'intérêt manifesté par les participants, nous espérons que des colloques analogues à celui-ci pourront être organisés régulièrement de façon à permettre des échanges d'idées fructueux entre les hydrologues au Québec.

Nous voudrions enfin, au moment où paraît ce compte rendu, renouveler nos remerciements à l'UQAC et à l'ACFAS pour leur précieuse assistance et collaboration.

Van-Thanh-Van Nguyen
Yves Faucher
Département des sciences
appliquées
Université du Québec à
Chicoutimi

COLLOQUE SUR LA RECHERCHE EN HYDROLOGIE AU QUEBEC
53e CONGRES DE L'ACFAS, 23 MAI 1985, CHICOUTIMI, QUEBEC

ETUDE HYDROLOGIQUE D'EVENEMENTS PLUIE-RUISSELLEMENT
SUR LES PETITS BASSINS VERSANTS AU QUEBEC MERIDIONAL

Marc BALTHAZAR⁽¹⁾

Daniel TESSIER⁽²⁾

Jean ROUSSELLE⁽³⁾

Claude GIGNAC⁽⁴⁾

(1): Ingénieur civil, Ecole Polytechnique de Montréal,
C.P. 6079, Succursale "A", Montréal, Québec, H3C 3A7

(2): Géographe, M.Sc.A., Associé professionnel de recherche,
même adresse

(3): Professeur titulaire, même adresse

(4): Ingénieur forestier, M.Sc.A, même adresse

RÉSUMÉ

Le groupe de recherche sur l'eau en milieu urbain (GREMU) poursuit actuellement des études sur le comportement hydrologique des petits bassins versants dans les régions de l'Estrie et des Bois-Francs. L'étude hydrologique d'événements pluie-ruissellement constitue un des volets de cette recherche.

Le but de la présente étude consiste à analyser et à développer des relations entre les caractéristiques physiographiques, pluviométriques et celles des hydrogrammes de crue afin d'expliquer le comportement hydrologique des petits bassins versants lors d'un événement pluvieux. Un hydrogramme unitaire synthétique d'une durée de deux (2) heures sera dérivé à partir des différentes caractéristiques mentionnées précédemment.

Onze (11) bassins versants furent utilisés sur lesquels des données horaires de précipitation et de débits ont été respectivement enregistrées à partir de pluviographes et de limnigraphes. Les relations, établies au moyen de régressions multiples, permettant l'estimation de l'hydrogramme unitaire synthétique sont présentées et un exemple d'application de la méthode est présenté. L'estimation d'un modèle de pluie-ruissellement à partir de la caractérisation de la précipitation se révèle une méthode très significative pour expliquer le comportement hydrologique des petits bassins versants.

INTRODUCTION

La plupart des grands travaux d'aménagement hydroélectrique possibles sur les grands bassins de drainage de la zone habitée du Québec sont maintenant réalisés. Depuis quelques années, les organismes gouvernementaux songent à aménager les eaux de surface des bassins versants plus petits, généralement partiellement urbanisés. Sur la plupart de ces bassins, on note un manque important de données nécessaires à la conception d'ouvrages hydrauliques comme les ponts, les ponceaux, les réseaux de drainage ou d'irrigation, les digues de protection, etc.

Cet intérêt récent, pour les petits bassins de drainage, a mis en évidence le peu d'études scientifiques entreprises afin d'en représenter le comportement hydrologique. C'est au cours des années 1972 et 1973 que le ministère des Richesses naturelles du Québec implantait un réseau pilote de stations d'enregistrement de débits sur des bassins versants de superficies inférieures à 500 km². Les régions de l'Estrie et des Bois-Francs furent choisies en raison de leur forte densité de population, de l'utilisation intense des ressources hydriques et des besoins multiples de renseignements concernant les débits de crue et d'étiage pour certains de leurs cours d'eau (HOANG et DUMONT, 1978).

Le but de cette étude consiste à analyser et à développer des relations mathématiques entre les caractéristiques physiographiques, pluviométriques et celles des hydrogrammes de crue afin d'expliquer le comportement hydrologique des petits bassins versants lors d'un événement pluvieux. L'hydrogramme de crue représenté dans cette étude est un hydrogramme unitaire d'une durée de deux (2) heures ayant les caractéristiques et la forme usuelles employées par le ministère de l'Environnement du Québec (COUTURE, 1978). Certaines études ont permis de calculer la lame d'eau ruisselée (HPN) en fonction de la hauteur de pluie totale tombée (HPT) par classes homogènes du coefficient d'utilisation du sol (CN) pour l'ensemble du Québec méridional (DESFORGES, 1970 et MOFFET, 1979).

Tandis que d'autres études gouvernementales (HOANG, 1979) basent leurs résultats obtenus par classe de l'index de la précipitation antécédente (API).

Une deuxième approche de la modélisation du processus pluie-ruissellement, plus près de notre étude, consiste à évaluer les caractéristiques usuelles de l'hydrogramme unitaire d'une durée de deux (2) heures, à l'aide des caractéristiques physiographiques des bassins versants et d'une connaissance accrue de la fréquence et durée des pluies au Québec méridional (HOANG, 1983, FERLAND et GAGNON, 1972). Il s'agit d'évaluer premièrement la lame d'eau ruisselée par les formules basées sur l'API (HOANG, 1979) et par la suite de procéder à la construction de l'hydrogramme unitaire synthétique. À notre connaissance, aucun auteur, jusqu'à ce jour, a caractérisé la précipitation en vue de l'utiliser lors de l'estimation d'un modèle de ruissellement à partir d'un hydrogramme unitaire synthétique.

LOCALISATION GÉOGRAPHIQUE

La région étudiée se situe entre le 45° et le 46° parallèle de l'hémisphère nord et entre le 70° et le 72° méridien ouest. Les bassins versants considérés dans cette étude sont localisés au sud du fleuve Saint-Laurent, englobant les zones de l'Estrie et des Bois-Francs. Ils sont délimités d'est en ouest par les bassins versants des rivières Chaudière et Yamaska et du nord au sud par le fleuve Saint-Laurent et la frontière Canado-américaine. La superficie des bassins versants varie de 15,3 à 380,7 km² et le territoire dans son ensemble couvre plus de 35 000 km². La figure 1 montre la localisation des bassins au sein de la région considérée, définit la correspondance dans la numérotation des bassins versants et fournit certaines informations relatives aux stations hydrométriques, à savoir le numéro du bassin ainsi que le numéro, le nom et les coordonnées de la station hydrométrique et la période d'enregistrement, selon le répertoire du ministère de l'Environnement du Québec.

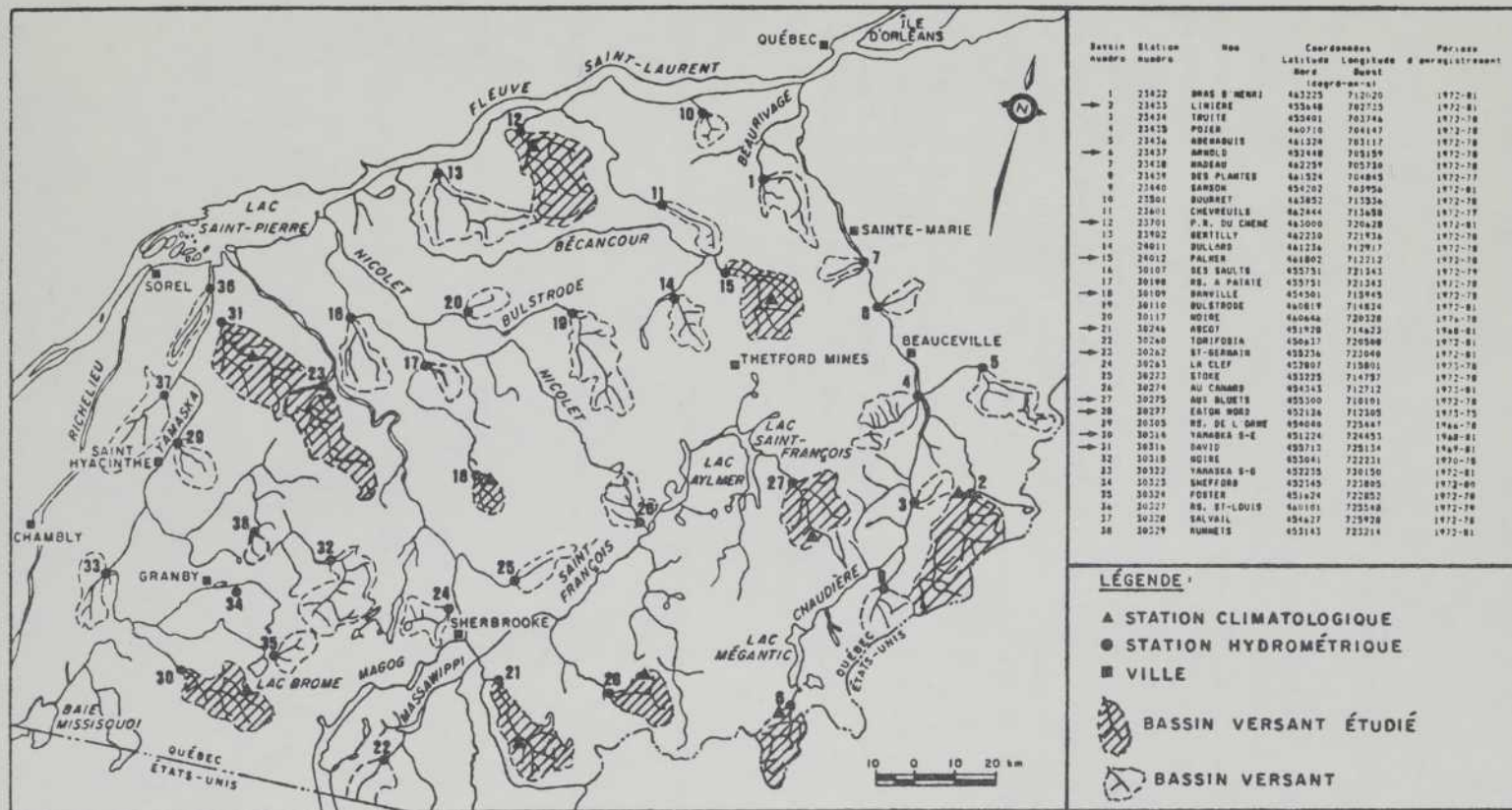


Figure 1 LOCALISATION DES BASSINS VERSANTS ÉTUDIÉS, À L'INTÉRIEUR DES RÉGIONS DE L'ESTRIE ET DES BOIS-FRANCS

DONNÉES DISPONIBLES

Les données utilisées pour l'application du modèle de pluie-ruissellement proviennent des 916 crues répertoriées, en période d'eau libre, sur les 38 bassins versants du Québec méridional (GIGNAC, et al., 1984). De ce nombre seulement 11 bassins versants furent considérés pour la raison qu'il y avait un pluviographe sur le bassin versant considéré. Seulement 274 crues ont été retenues pour l'analyse des événements pluie-ruissellement car celles-ci furent observées sur les 11 bassins versants hachurés de la figure 1. Les données de la précipitation nécessaire à l'application du modèle de pluie-ruissellement sont fournies par un pluviographe et le pas de temps est aux heures.

L'analyse des événements pluie-ruissellement à l'application du modèle aura permis de retenir seulement 100 événements sur les 274 disponibles parmi les 11 bassins versants à l'étude. La validité des événements reposent essentiellement sur les hypothèses suivantes auquel est associé un pourcentage de rejet:

- i) les données mensuelles de la précipitation ne sont pas disponibles, 21.9%;
- ii) la précipitation n'est pas homogène du début jusqu'à la fin de l'orage, 21.2%;
- iii) la distribution temporelle de la précipitation n'est pas en accord avec le début de la crue, 3.3%;
- iv) il y a une ou des donnée(s) manquante(s) dû à un bris du pluviographe au cours de l'orage, 12.0%;
- v) l'hydrogramme global est de forme composé ou complexe, 5.1%.

Le pourcentage total de rejet se situe donc à 63,5%. Les 100 événements pluie-ruissellement retenus, forment maintenant notre banque de données constituée de deux fichiers par événement.

Les autres caractéristiques nécessaires à l'application des modèles d'estimation d'un hydrogramme unitaire d'une durée de deux (2) heures sont les caractéristiques physiographiques propres à chacun des 11 bassins versants à l'étude (TESSIER, 1983). Ces caractéristiques sont au nombre de vingt-trois (23) et elles seront utilisées, en partie pour l'estimation des caractéristiques d'un hydrogramme unitaire d'une durée de deux (2) heures. Les caractéristiques physiographiques retenues aux tableaux 1 et 2, représentent la forme, le relief et l'utilisation du sol du bassin versant considéré. Ces caractéristiques physiographiques, au nombre de neuf (9), sont les suivantes: la superficie du bassin versant (AIRE), la longueur du cours d'eau principal (L), les rapports de relief (RR) et de confluence (RC), l'altitude maximale (ALMAX), les indices de compacité de HORTON (ICH) et de GRAVELIUS (ICG), la densité de drainage (DD) et la courbe d'utilisation et de composition du sol (CN).

MÉTHODOLOGIE

Hyétogramme

Un hyétogramme, c'est la représentation graphique de la pluie en fonction du temps. Dans notre étude, le pas de temps est de une heure et la pluie est en millimètres (mm). Les caractéristiques considérées d'un hyétogramme sont les suivantes; le temps de base de la pluie (NB), l'intensité maximale (ITMAX), le temps de montée du hyétogramme (TMHYE), la hauteur de la pluie totale (HPT), la hauteur de la pluie nette (HPN) et l'indice d'infiltration phy ($\emptyset$). La figure 2 donne la représentation graphique d'un hyétogramme avec ses caractéristiques. Cette caractérisation semble être la plus justifiée et représenter le mieux la précipitation conduisant à un hydrogramme de ruissellement.

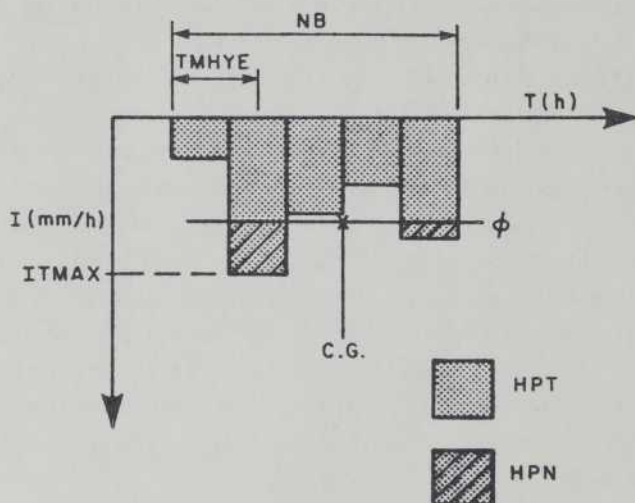


Figure 2 CARACTÉRISATION D'UN HYÉTOGRAMME

Hydrogramme de ruissellement

L'hydrogramme de ruissellement global est le résultat d'une averse localisée et distribuée en partie ou sur la totalité d'un bassin versant donné. L'hydrogramme de ruissellement direct s'obtient en enlevant le débit de base de l'hydrogramme de ruissellement global. La forme de l'hydrogramme de ruissellement direct doit comporter trois segments distincts à savoir la droite de montée rapide (AC), la droite de décroissance (ab), la droite de tarissement (cd) et la droite d'écoulement hypodermique (ef) (figure 3).

TABLEAU 1 - Liste des variables physiographiques utilisées.

<u>VARIABLE</u> <u>PHYSIOGRAPHIQUE</u>	<u>SYMBOLE</u>	<u>UNITE</u>
Superficie du bassin versant	AIRE	km ²
Longueur du cours d'eau principal	L	km
Rapport de relief	RR	-
Rapport de confluence	RC	-
Altitude maximale	ALMAX	m
Indice de compacité de HORTON	ICH	-
Indice de compacité de GRAVELIUS	ICG	-
Densité de drainage	DD	km ⁻¹
Courbe d'utilisation et de composition du sol	CN	-

TABLEAU 2 - Données physiographiques des bassins versants considérés.

BASSIN NUMERO	STATION NUMERO	AIRE (km ²)	L (km)	RR -	RC -	ALMAX (m)	ICH -	ICG -	DD (km ⁻¹)	CN -
2	023433	380,7	46,4	0,014	3,928	950,06	0,117	1,425	0,528	67
6	023437	139,9	27,4	0,018	3,606	1136,60	0,186	1,373	0,472	64
12	023701	352,2	42,8	0,002	3,110	137,16	0,192	1,307	0,634	54
15	024012	209,8	27,7	0,011	3,764	612,65	0,273	1,506	0,696	67
18	030109	70,5	18,8	0,011	4,243	373,38	0,120	1,331	0,671	68
21	030246	215,2	34,9	0,008	3,349	612,65	0,177	1,666	0,603	68
23	030262	279,7	45,1	0,003	4,011	217,93	0,138	1,517	0,696	59
27	030275	240,0	17,9	0,013	4,583	810,77	0,751	1,215	0,441	73
28	030277	122,8	18,0	0,024	2,200	711,71	0,379	1,213	0,528	61
30	030314	209,3	29,9	0,007	3,394	807,72	0,234	1,502	0,590	65
31	030316	342,0	40,6	0,002	3,991	86,87	0,208	1,356	0,745	61

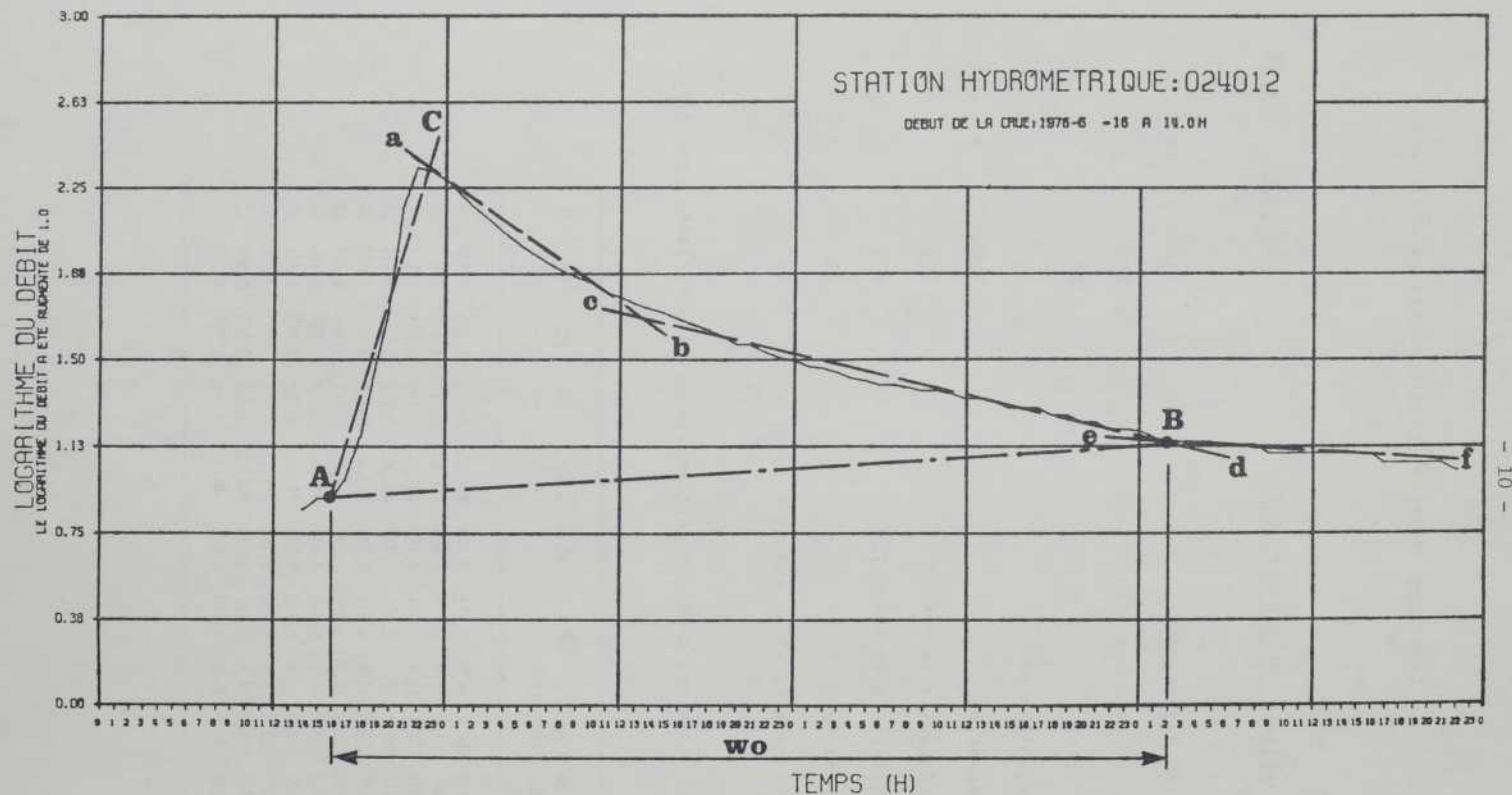


Figure 3

ÉTUDE PLUIE-RUISSELLEMENT

La méthode utilisée pour la détermination du débit de base est celle adoptée par le service de l'hydrométrie du ministère des Richesses naturelles du Québec (COUTURE, 1978). Cette méthode consiste à localiser les points A et B, le point A est représenté par le premier point de la montée rapide alors que pour la fin, la méthode considère le point d'intersection des droites de tarissement (cd) et de l'écoulement hypodermique (ef). Ainsi, le débit de base est défini comme une droite entre le point de début et de fin de l'hydrogramme global, segment AB. La lame d'eau ruisselée (HPN) est la somme des débits du ruissellement direct divisée par la superficie du bassin versant.

L'hydrogramme unitaire d'une durée de la pluie nette ou efficace (TR) se définit comme étant l'hydrogramme de ruissellement direct dont le volume d'eau ruisselée correspond à une lame d'eau d'un (1) pouce. Ainsi, afin d'obtenir l'hydrogramme unitaire d'une durée TR, il suffit de convertir les valeurs de l'ordonnée (Q) en multipliant par la lame d'eau ruisselée du ruissellement direct.

Par la suite, afin d'obtenir un hydrogramme unitaire d'une durée de deux (2) heures, il faut premièrement procéder au calcul de l'hydrogramme en S en faisant la somme des hydrogrammes unitaires identiques, d'une durée TR, espacés d'un intervalle de temps TR constant égal à la durée de la pluie nette unitaire considérée. Deuxièmement, après avoir déterminé l'hydrogramme en S, l'hydrogramme unitaire d'une durée de deux (2) heures est obtenu en calculant la différence de deux (2) hydrogrammes en S décalés de la durée de la pluie efficace TR.

Hydrogramme unitaire synthétique

Un hydrogramme unitaire synthétique est un hydrogramme unitaire tracé, par des segments de droites, à partir des caractéristiques usuelles d'un hydrogramme obtenues par des relations mathématiques. L'établissement des relations mathématiques s'effectue par régressions multiples.

Dans le cadre de cette étude les hydrogrammes unitaires synthétiques considérés ont une durée de deux (2) heures. Les relations mathématiques développées pour l'ensemble des bassins versants tiennent compte des caractéristiques de la précipitation, du ruissellement et de certaines caractéristiques physiographiques. Les caractéristiques considérées à la construction d'un hydrogramme unitaire de deux (2) heures sont les suivantes: le temps de réponse estimé du bassin versant (TP_E), le débit de pointe de l'hydrogramme unitaire d'une durée de deux (2) heures (QP_2), le temps de base de l'hydrogramme ($W0$), le temps de montée de l'hydrogramme (WQP), l'intervalle de temps où se produit 75% de QP_2 ($W75_2$) et l'intervalle de temps où se produit 50% de QP_2 ($W50_2$). La méthode consiste premièrement à localiser QP_2 . Il s'agit, par la suite, à partir du centre de gravité de la pluie efficace (C.G.) d'avancer de la durée TP_E . Lorsque la valeur de QP_2 est implantée, nous pouvons localiser le début de l'hydrogramme unitaire synthétique considéré en reculant, dans le temps, de la distance WQP . Tandis que le point de la fin se détermine en additionnant $W0$ au point du début de l'hydrogramme. Deuxièmement, lorsque le point du début est relié au sommet de l'hydrogramme (QP_2) par une droite il est possible de localiser $W75_2$ et $W50_2$ connaissant les valeurs de $Q75_2$ et $Q50_2$ calculées à partir de QP_2 . Il est maintenant possible de terminer la construction de cet hydrogramme unitaire synthétique en partant du sommet jusqu'à $Q75_2$, de $Q75_2$ à $Q50_2$ et finalement de $Q50_2$ jusqu'à la fin du ruissellement, tout en respectant $W75_2$ et $W50_2$ (figure 4).

Le volume d'eau ruisselée sous cet hydrogramme unitaire synthétique doit être d'un (1) pouce. La sommation des débits sous cet hydrogramme nous fournit le volume d'eau ruisselée, il se définit par la relation suivante:

$$VOL = \frac{3,6 \times QP_2}{AIRE} (0,25 W75_2 + 0,375 W50_2 + 0,25 W0) \quad (1)$$

Les valeurs des caractéristiques estimées nécessaires à la construction de l'hydrogramme ainsi que l'interpolation linéaire entre les caractéristiques fournissent bien souvent un volume d'eau différent d'un (1) pouce. Il faudra, afin d'avoir un hydrogramme unitaire, effectuer une

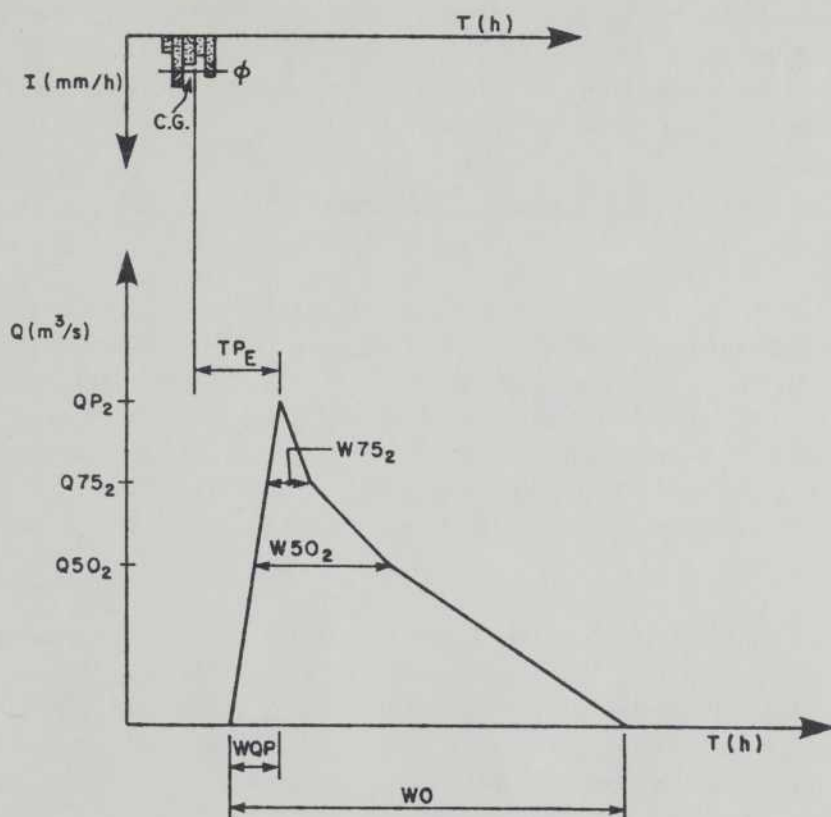


Figure 4 CONSTRUCTION
D'UN HYDROGRAMME UNITAIRE SYNTHÉTIQUE
D'UNE DURÉE DE 2 HEURES

pondération sur certaines caractéristiques de l'hydrogramme. Les caractéristiques touchées par cette modification sont les variables de temps: $W50_2$, $W75_2$ et $W0$ de l'équation (1). Par la suite, il faut reconstruire l'hydrogramme unitaire synthétique d'une durée de deux (2) heures de la même façon qui fut expliquée précédemment avec les nouvelles variables de temps. Ce nouvel hydrogramme portera le nom d'hydrogramme unitaire synthétique modifié de deux (2) heures (HOANG et DESFORGES, 1977).

Logiciel de traitement: programme pluie-ruissellement

L'application du programme pluie-ruissellement, dans un premier temps, nécessite la constitution d'un fichier de données de précipitation et d'un fichier de données de ruissellement. Ces deux fichiers d'entrées serviront à la détermination du débit de base grâce à une sortie graphique sur une échelle semi-logarithmique. Par la suite, les fichiers de précipitation et de ruissellement seront de nouveau soumis au programme avec les points du début et de la fin de la crue soit les points A et B définis précédemment.

Les résultats obtenus sont l'hydrogramme global, l'hydrogramme de ruissellement direct, l'hydrogramme unitaire d'une durée TR , l'hydrogramme en S et l'hydrogramme unitaire d'une durée de deux (2) heures. À partir de ces résultats, certaines caractéristiques sont calculées dans le but de les appliquer à des modèles d'estimation d'un hydrogramme unitaire d'une durée de deux (2) heures.

Le programme pluie-ruissellement a la possibilité, si on le désire, de produire des graphiques grâce au logiciel de traitement graphique CALCOMP (Centre de calcul-Polytechnique, 1982). Cet ajout au programme nous permet de mieux visualiser les formes de l'hydrogramme et de l'hydrogramme.

Ainsi, il est possible de déceler certaines anomalies vis-à-vis les hypothèses de validité de la précipitation et du ruissellement. La comparaison visuelle des événements pluie-ruissellement constitue une étape importante à la validation de l'événement en plus de permettre une meilleure compréhension du phénomène.

Banque de données

Une banque de données des 100 événements présentant toutes les caractéristiques de la précipitation, du ruissellement et de la physiographie par événement est par la suite constitué afin de permettre la modélisation de certaines variables essentielles à la construction d'un hydrogramme unitaire synthétique d'une durée de deux (2) heures telles qu'énumérées précédemment. D'autres variables sont estimées dans l'unique but de pouvoir comprendre davantage le comportement hydrologique des petits bassins versants telles que: la hauteur de pluie nette (HPN), le débit maximum (QMAX) et la durée de la pluie efficace (TR).

MODÈLE MATHÉMATIQUE D'ESTIMATION DES CARACTÉRISTIQUES D'UN HYDROGRAMME SYNTHÉTIQUE D'UNE DURÉE DE DEUX (2) HEURES.

Analyse de régressions multiples

La régression multivariée, ou régressions multiples, permet d'expliquer une variable Y, dite dépendante, à l'aide d'au moins deux (2) variables $X_1, X_2, \dots$, dites indépendantes ou explicatives. Le modèle linéaire de régressions multiples est de la forme générale suivante (GREEN, 1978):

$$Y = b_0 + b_1 X_1 + b_2 X_2 + \dots + b_n X_n + \epsilon \quad (II)$$

Dans notre étude, le terme constant b_0 a été considéré comme nul car du point de vue pratique, il est inconcevable de donner une valeur à la hauteur de pluie nette (HPN) lorsqu'il n'y a pas de précipitation.

Choix du modèle

Le choix des modèles d'estimation des hydrogrammes unitaire de deux (2) heures est basé sur certains indices tels que le carré du coefficient de corrélation multiple (R^2), le carré du coefficient de corrélation multiple ajusté (R^2_{aj}) et les paramètres statistiques t et F. Ainsi le carré du coefficient de corrélation multiple mesure le degré de dépendance linéaire entre la variable Y et l'ensemble des variables $X_1, X_2, \dots, X_n$. Il est nul si la variation est entièrement inexpliquée ou, au contraire, égal à un si la variation résiduelle est nulle, la variation totale étant alors entièrement expliquée. Le carré du coefficient de corrélation multiple ajusté permet de comparer l'ajustement des modèles pour différentes séries d'observations. Le paramètre t confirme la validité des coefficients de régression partielle tandis que le paramètre F sert à vérifier si l'ensemble des variables indépendantes peut expliquer d'une façon significative la portion de la variance de la variable dépendante. La technique d'analyse utilisée de ces différentes combinaisons est la méthode pas à pas ("stepwise") qui a l'avantage de reconsidérer l'ensemble des variables à chaque étape du processus.

Également, le choix des modèles s'effectue principalement sur les caractéristiques de la précipitation et les caractéristiques physiographiques facilement mesurables ou observables. De plus, le plus petit nombre possible de caractéristiques à l'estimation d'un paramètre sera maintenue. Enfin il s'avère essentiel de ne pas faire intervenir des paramètres estimés comme caractéristiques dans le but d'estimer un autre paramètre afin d'éviter une interdépendance.

Matrice de corrélation

L'existence d'une interdépendance entre certaines caractéristiques de la précipitation, du ruissellement et de la physiographie nous amène à considérer de plus près la matrice de corrélation. Les coefficients de corrélation de chacune des variables entre elles, sont donnés sous forme de matrice au tableau 3.

	ND	ITNAI	TMHYE	HPT	HPN	C	API	JAPI	TPB	TR	QNAI	QP2	Q752	Q582	WB	W752	W582	WOP	AIRE	L	RR	RC	ALMAI	ICH	ICG	DO	CN
ND	1.000																										
ITNAI	-0.179	1.000																									
TMHYE	0.671	-0.173	1.000																								
HPT	0.210	0.605	0.850	1.000																							
HPN	0.247	0.252	0.161	0.438	1.000																						
C	0.181	-0.132	0.095	-0.132	0.745	1.000																					
API	0.039	0.041	0.065	0.037	0.429	0.424	1.000																				
JAPI	0.003	0.054	-0.001	-0.053	0.200	0.229	0.106	1.000																			
TPB	0.113	-0.171	-0.003	-0.171	-0.315	-0.136	-0.073	-0.067	1.000																		
TR	0.674	-0.500	0.555	-0.002	0.353	0.400	0.100	-0.021	-0.016	1.000																	
QNAI	-0.040	-0.077	-0.006	-0.237	0.001	0.130	0.020	-0.062	0.030	0.019	1.000																
QP2	0.067	-0.003	0.102	0.051	0.009	0.041	-0.070	0.121	-0.109	0.109	-0.055	1.000															
Q752	0.067	-0.003	0.102	0.051	0.009	0.041	-0.070	0.121	-0.109	0.109	-0.055	1.000	1.000														
Q582	0.067	-0.003	0.102	0.051	0.009	0.041	-0.070	0.121	-0.109	0.109	-0.055	1.000	1.000	1.000													
WB	0.130	-0.012	0.003	0.002	0.146	0.236	-0.100	-0.006	0.050	0.239	-0.011	-0.391	-0.391	-0.391	1.000												
W752	0.104	-0.133	-0.052	-0.074	0.103	0.214	-0.021	-0.036	0.003	0.210	-0.076	-0.323	-0.323	-0.323	0.440	1.000											
W582	0.220	-0.273	0.192	-0.104	0.001	0.209	-0.105	-0.073	0.009	0.457	0.045	-0.147	-0.147	-0.147	0.570	0.600	1.000										
WOP	0.561	-0.264	0.340	0.040	0.061	0.091	-0.034	-0.036	0.262	0.002	-0.116	-0.263	-0.263	-0.263	0.525	0.334	0.405	1.000									
AIRE	-0.101	-0.094	-0.034	-0.003	0.000	0.169	-0.003	0.017	0.204	0.050	-0.307	0.210	0.210	0.210	0.370	0.300	0.273	0.312	1.000								
L	-0.052	-0.045	-0.030	0.035	-0.016	0.035	-0.004	-0.036	0.143	0.004	-0.564	0.230	0.230	0.230	0.167	0.230	0.143	0.250	0.759	1.000							
RR	0.040	0.025	-0.001	-0.037	0.007	-0.046	0.019	-0.074	-0.145	0.021	0.361	-0.350	-0.350	-0.350	-0.065	0.051	0.074	-0.119	-0.512	-0.622	1.000						
RC	0.017	0.040	0.036	-0.032	0.057	0.047	0.151	-0.002	0.072	0.027	0.160	-0.320	-0.320	-0.320	0.069	0.106	0.115	0.101	-0.090	-0.225	0.700	1.000					
ALMAI	0.002	-0.013	0.003	-0.104	0.000	0.104	0.171	-0.002	0.130	0.005	0.530	-0.260	-0.260	-0.260	-0.043	-0.001	0.022	0.004	-0.296	-0.390	0.701	0.017	1.000				
ICH	-0.020	-0.009	0.055	-0.174	0.031	0.179	0.049	0.010	0.012	0.077	0.512	-0.143	-0.143	-0.143	0.192	-0.053	0.100	-0.030	-0.041	-0.629	0.322	0.251	0.261	1.000			
ICG	-0.005	-0.010	0.037	-0.025	-0.040	-0.045	0.025	-0.043	0.101	-0.075	0.060	0.443	0.443	0.443	-0.267	-0.272	-0.212	-0.094	0.051	0.469	-0.436	-0.301	-0.001	-0.576	1.000		
DO	-0.020	0.005	-0.060	0.007	-0.001	-0.159	-0.171	0.110	0.120	-0.000	-0.391	0.473	0.473	0.473	-0.227	-0.127	-0.169	-0.106	0.104	0.391	-0.603	-0.015	-0.747	-0.674	0.450	1.000	
CN	-0.037	-0.193	-0.030	-0.212	-0.000	0.170	-0.072	-0.025	0.049	0.106	0.400	0.000	-0.000	-0.000	0.222	0.242	0.250	0.094	0.147	-0.103	-0.170	-0.326	-0.023	0.360	-0.201	-0.051	1.000

Tableau 3 MATRICE DE CORRÉLATION

À l'analyse de la matrice de corrélation, on constate que les valeurs absolues des coefficients de corrélation varient entre 0,001 à 0,817. Cette variation présuppose la présence de variables complètement indépendantes et d'autres fortement dépendantes. Par exemple, le temps de base de la précipitation (NB) présente de bonnes relations avec le temps de montée du hyétogramme (TMHYE) et la durée de la pluie efficace (TR) avec des coefficients de corrélation de 0,671 et 0,674 respectivement. De plus, il semble que l'intensité maximale (ITMAX) contribue de façon substantielle à la hauteur de pluie totale (HPT) avec un coefficient de corrélation de 0,685. Il est à noter que la lame d'eau ruissellée (HPN) semble s'expliquer en partie par une condition d'humidité probable sur le bassin versant soit l'index de la précipitation antécédente (API) avec un coefficient de corrélation de 0,429. Il est intéressant de constater qu'il n'existe pas de lien entre les caractéristiques de la précipitation et les caractéristiques physiographique des bassins versants. Le temps de montée de l'hydrogramme (WQP) est proportionnel au temps de base de l'hyétogramme (NB) avec un coefficient de corrélation de 0,561. En résumé, nous considérons qu'il existe une relation d'interdépendance si le coefficient de corrélation est supérieur à 0,405 en valeur absolue. Le tableau 4 donne la liste des caractéristiques considérées et pour chacune d'elles, les variables dépendantes.

Modèles obtenus

Le tableau 5 présente les modèles obtenus suite à l'analyse de régressions multiples et les caractéristiques estimées, au nombre de neuf (9), sont les suivantes:

- la hauteur de pluie nette (HPN);
- le débit maximum observé (QMAX);

TABLEAU 4 - Dépendances entre les caractéristiques étudiées.

VARIABLE INDEPENDANTE	VARIABLE DEPENDANTE
NB	TMHYE, TR, WQP
ITMAX	HPT, TR
TMHYE	TR
HPT	HPN
HPN	C, API
C	API, TR
API	HPN, C
JAPI	---
TP _o	---
TR	W50 ₂ , WQP
QMAX	L, ALMAX, ICH, CN
QP ₂	Q75 ₂ , Q50 ₂ , ICG, DD
Q75 ₂	QP ₂ , Q50 ₂ , ICG, DD
Q50 ₂	QP ₂ , Q75 ₂ , ICG, DD
WD	W75 ₂ , W50 ₂ , WQP
W75 ₂	WD, W50 ₂
W50 ₂	WD, W75 ₂ , WQP
WQP	NB, WD, W50 ₂
AIRE	L, RR
L	QMAX, AIRE, RR, ICH, ICG
RR	AIRE, RC, ALMAX, ICG, DD
RC	RR, ALMAX, DD
ALMAX	QMAX, RR, RC, DD
ICH	QMAX, L, ICG, DD
ICG	QP ₂ , Q75 ₂ , Q50 ₂ , L, RR, ICH, DD
DD	QP ₂ , Q75 ₂ , Q50 ₂ , RR, RC, ALMAX, ICH, ICG
CN	QMAX

TABLEAU 5 - Présentation des caractéristiques estimées

	COEFFICIENT DE DETERMINATION r^2
$HPM = 0,160 HPT + 0,235 API + 0,050 ITMAX + 0,215 MB - 5,170 DD$	$r^2 = 0,7803$
$QMAX = 15,394 DD - 830,48 RR - 0,025 ITMAX + 3,604 HPM$	$r^2 = 0,8760$
$BP_2 = 170,96 DD + 1570,5 RR + 0,045 AIRE + 0,788 HPM$	$r^2 = 0,8477$
$WD = 0,168 AIRE + 53,470 DD - 0,536 L + 0,657 HPM$	$r^2 = 0,9263$
WQP --- = $(0,0003 AIRE + 0,0024 ITMAX + 0,0012 API + 0,0077 MB)$ WD	$r^2 = 0,8830$
$W75_2 = -0,067 BP_2 + 0,041 AIRE - 0,059 ITMAX + 0,269 MB + 8,464 DD$	$r^2 = 0,7398$
$W50_2 = 0,067 AIRE - 0,207 ITMAX + 0,767 MB + 9,644 DD - 0,061 BP_2$	$r^2 = 0,7898$
$TR = 0,313 MB - 0,125 ITMAX + 0,072 C$	$r^2 = 0,8954$
$TP_E = 0,554 WQP + 0,187 L + 9,088 ICH$	$r^2 = 0,8928$

- le débit de pointe de l'hydrogramme unitaire d'une durée de deux (2) heures (QP_2);
- le temps de base (W_0);
- le temps de montée de l'hydrogramme divisé par le temps de base (WQP/W_0);
- l'intervalle de temps où se produit Q_{75_2} (W_{75_2});
- l'intervalle de temps où se produit Q_{50_2} (W_{50_2});
- la durée de la pluie efficace (TR);
- le temps de réponse estimé du bassin versant (TP_E).

Les coefficients de détermination pour l'ensemble des équations varient de 0,74 à 0,93. Ce qui est très acceptable compte tenu du nombre d'événements considérés.

Exemple d'application du modèle

La modélisation du phénomène pluie-ruissellement constitue en fait l'application des équations obtenues précédemment à la construction d'un hydrogramme unitaire synthétique d'une durée de deux (2) heures. L'événement choisi, comme exemple, se situe sur le bassin versant Palmer (024012) et la station climatologique Saint-Pierre (7027656) avec pluviographe a été utilisée.

La première étape qui consiste à la détermination du débit de base par le biais des points A et B a été effectué par la méthode habituelle de séparation du débit de base (figure 3). On effectue, par la suite, un retour dans le programme pluie-ruissellement avec les points fixant le début et la fin du ruissellement. Les résultats obtenus se présentent sous forme graphique, les figures 5 à 7 illustrent l'hydrogramme de ruissellement direct,

l'hydrogramme unitaire d'une durée de une (1) heure et l'hydrogramme unitaire d'une durée de deux (2) heures. La figure 7, nous présente les caractéristiques estimées servant à la construction d'un hydrogramme unitaire synthétique d'une durée de deux (2) heures et les caractéristiques estimées modifiées. Les caractéristiques estimées ont été modifiées afin de rendre l'hydrogramme synthétique unitaire, soit une lame d'eau ruisselée d'un (1) pouce.

Ainsi, à partir des équations de régressions multiples nous avons pu calculer les caractéristiques de l'hydrogramme unitaire synthétique de deux (2) heures connaissant les conditions de la précipitation et les caractéristiques physiographiques du bassin versant sur lequel se produit l'événement. Dans notre exemple, les caractéristiques de la précipitation pour le 16 juin 1976 à 5h00 à la station Saint-Pierre (7027656) sont les suivantes:

NB = 8 heures;
ITMAX = 16,8 mm/h;
HPT = 48,9 min;
API = 5,3 mm;

et les caractéristiques physiographiques pour le bassin versant Palmer (024012) sont:

AIRE = 209,8 km²;
L = 27,7 Km;
RR = 0,011;
ICH = 0,273;
DD = 0,696 km⁻¹.

À partir de l'équation (I) démontrée précédemment, il est possible d'estimer le volume d'eau ruisselée en mm et d'effectuer les ajustements qui s'imposent.

Les valeurs estimées sont les suivantes:

$$\begin{aligned} QP_2 &= 114,565 \text{ m}^3/\text{s}; \\ WQP &= 10,3 \text{ h}; \\ W_0 &= 60,5 \text{ h}; \\ W_{75_2} &= 7,6 \text{ h}; \\ W_{50_2} &= 16,0 \text{ h}; \\ TP_E &= 11,6 \text{ h}. \end{aligned}$$

Le résultat de l'équation (I) est le suivant:

$$Vol = 45,3 \text{ mm}.$$

Donc la valeur de la constante nécessaire afin d'obtenir un hydrogramme unitaire est la suivante:

$$K = \frac{25,4}{45,3} = 0,561.$$

Comme il a été explicité dans la théorie, cette constante s'applique uniquement sur W_0 , W_{75_2} et W_{50_2} . Les valeurs estimées modifiées sont les suivantes:

$$\begin{aligned} W_0 &= 34,0 \text{ h}; \\ W_{75_2} &= 4,3 \text{ h}; \\ W_{50_2} &= 9,0 \text{ h}. \end{aligned}$$

Nous constatons à la lueur de ces résultats que:

- i) QP_2 et légèrement sous-estimé;
- ii) W_0 , W_{75_2} et W_{50_2} sont environ deux (2) fois plus petits que les valeurs observées;
- iii) la décrue observée ne correspond pas exactement à la décrue simulée;
- iv) le temps de réponse estimé est inférieur à celui observé.

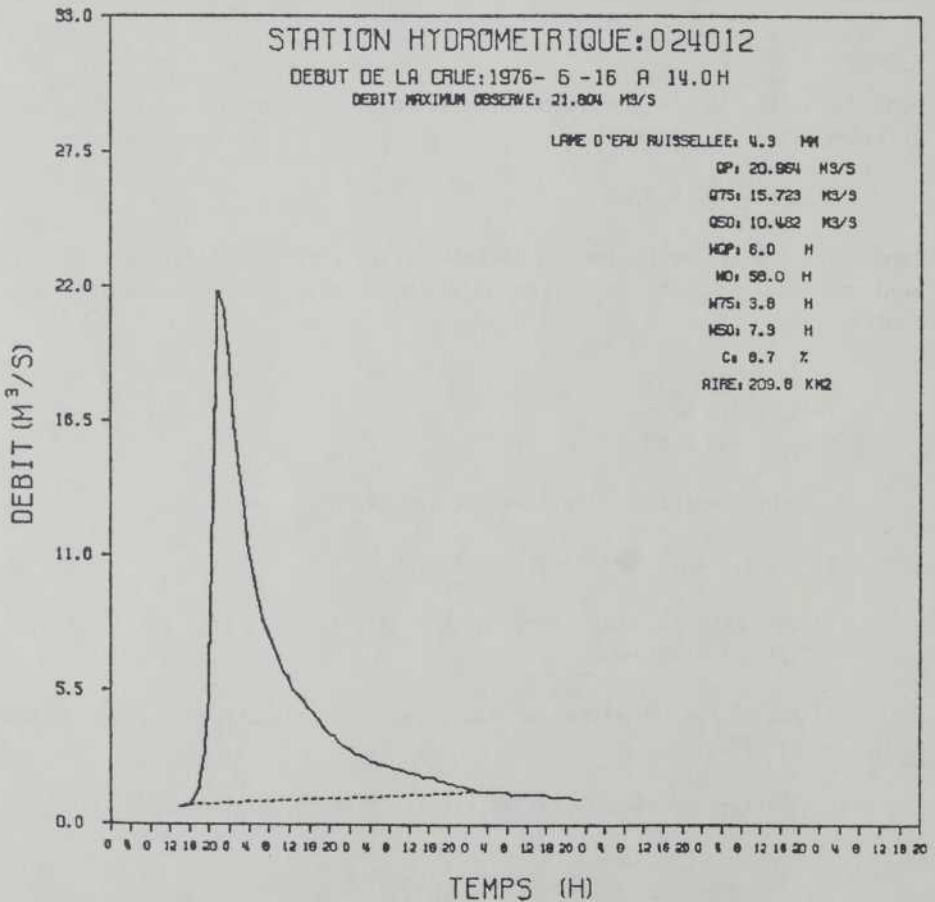
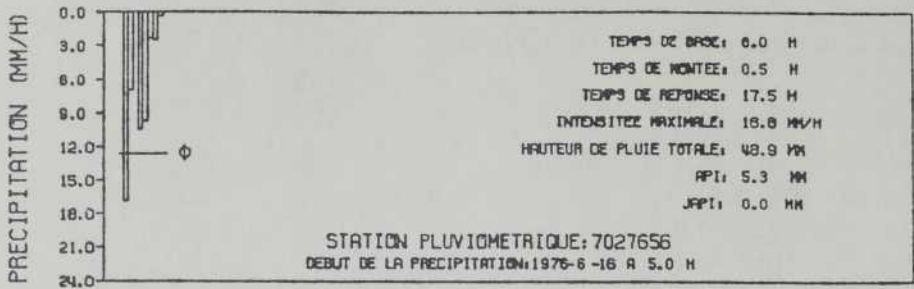


Figure 5
HYDROGRAMME DE RUISSELLEMENT DIRECT

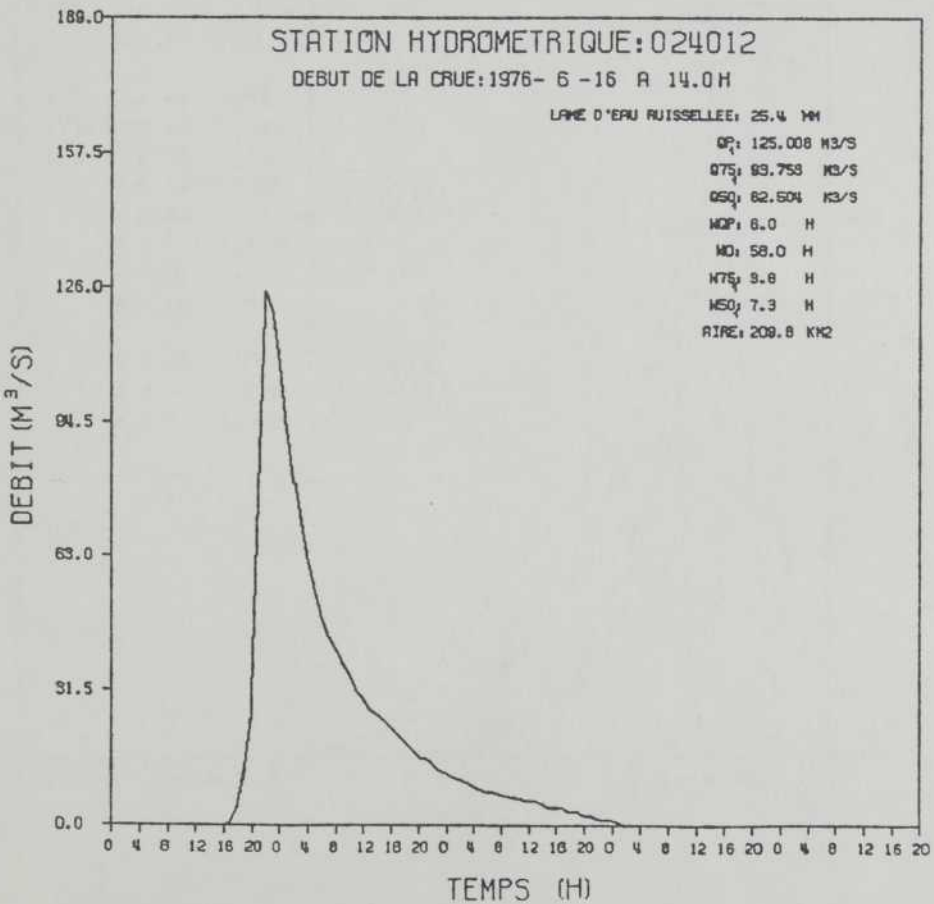
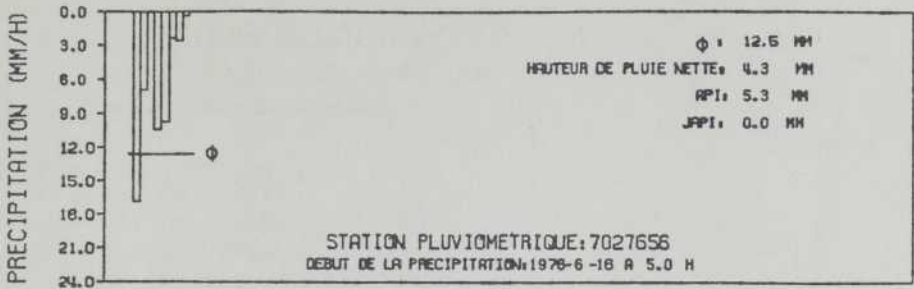


Figure 6
HYDROGRAMME UNITAIRE D'UNE DUREE DE 1 HRE (S)

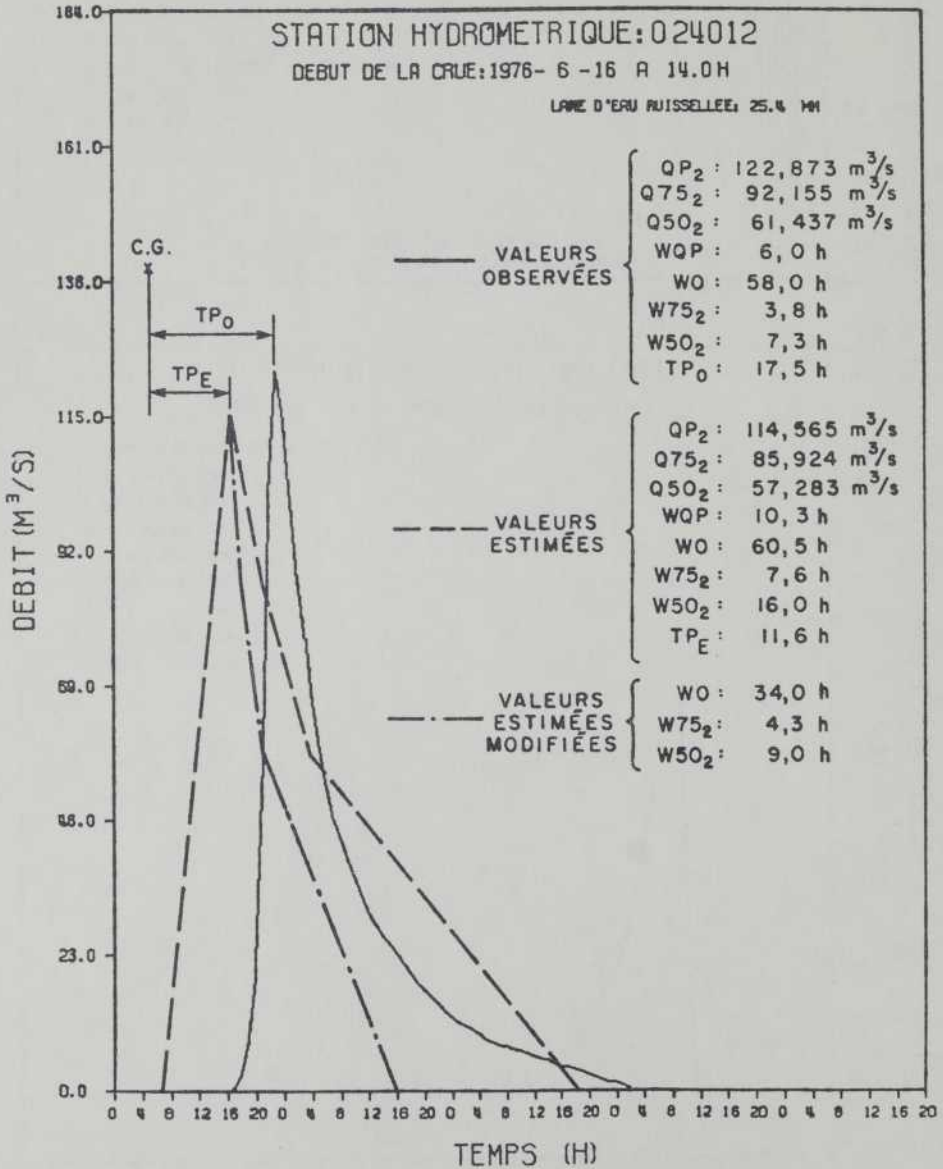


Figure 7
HYDROGRAMME UNITAIRE D'UNE DUREE DE 2 HRES

DISCUSSION ET CONCLUSION

Discussion

Les équations développées à la modélisation d'un hydrogramme unitaire d'une durée de deux (2) heures démontrent le lien étroit qui subsiste avec les caractéristiques pluviométriques et physiographiques. Toutefois, l'application demeure limitée à 11 bassins versants répartis de façon aléatoire au Québec méridional et l'extrapolation de ces équations comporte un risque certain étant donné l'erreur relative élevée sur ces équations. Le peu d'événements retenus, en moyenne neuf (9) par bassin, nous laisse croire que le nombre d'événements pourraient être augmentés afin d'accroître la validité des modèles proposés. Qu'en moyenne 63,5% des événements sont rejetés, ce qui constitue un pourcentage fort élevé. Par contre, la méthode de construction de l'hydrogramme synthétique proposée est en fait la meilleure estimation à la forme que prend les hydrogrammes de ruissellement sur les petits bassins versants au Québec méridional. De plus, cette étude aura permis de constater qu'il existe des relations intéressantes et utilisables entre les caractéristiques de la précipitation observée lors d'un événement pluvieux sur les conditions de ruissellement et que la lame d'eau ruisselée (HPN) a une très forte participation à l'estimation des caractéristiques de l'hydrogramme unitaire synthétique d'une durée de deux (2) heures.

Conclusion

Cette étude aura permis de caractériser la précipitation lors d'un événement pluvieux dans le but de modéliser un hydrogramme unitaire d'une durée de deux (2) heures. Ainsi, cette étude a permis d'atteindre les objectifs suivants:

- i) la modélisation d'un hydrogramme unitaire synthétique d'une durée de deux (2) heures;

- ii) l'estimation de caractéristiques intéressantes à analyser tel que: le débit maximum observé (QMAX), le temps de réponse du bassin versant (TP_E) et la durée de la pluie efficace (TR);
- iii) la conception d'un logiciel;
- iv) la création d'une banque de données informatisée d'événements pluie-ruissellement.

Perspectives de recherche

- i) l'augmentation du nombre d'événements pluie-ruissellement en appliquant une méthode de distribution spatiale de la précipitation à l'aide de stations climatologiques aux 27 autres bassins non-étudié;
- ii) la régionalisation des modèles de régression d'après les trois (3) zones physiographiques homogènes (TESSIER, 1983);
- iii) le raffinement des modèles de régressions multiples.

B I B L I O G R A P H I E

- CENTRE DE CALCUL-POLYTECHNIQUE (1982). Logiciel de traitement graphique. Ecole Polytechnique, Montréal, 319 p.
- COUTURE, R. (1978). Caractéristiques des crues estivales observées aux stations hydrométriques. Ministère des Richesses naturelles du Québec, service de l'hydrométrie, 42 p.
- DESFORGES, P. (1970). Relations pluie-ruissellement, bassin versant de la Chaudière. Ministère des Richesses naturelles du Québec, H.P. 26, 25 p.
- FERLAND, M.G. et R.M. GAGNON (1972). Atlas de hauteur, fréquence et durée des pluies au Québec méridional. Ministère des Richesses naturelles du Québec, M.P. 51.
- GIGNAC, C., TESSIER, D. et J. ROUSSELLE (1984). Données hydrométriques, climatologiques et physiographiques utilisées pour les travaux de recherche sur les petits bassins versants. Ecole Polytechnique, Montréal, rapport GREMU-84/00, 96 p.
- GREEN, P.E. (1978). Analyzing multivariate data. Dryden Press, Hinsdale, 519 p.
- HOANG, V.D. et P. DESFORGES (1977). Méthode permettant la construction d'un hydrogramme de crue pour les petits bassins versants. Comptes rendus du Symposium Canadien d'hydrologie: 77, Edmonton 29-31 août, NRCC no 16428: pp. 289-299.
- HOANG, V.D. et R. DUMONT (1978). Étude du comportement hydrologique des bassins versants du réseau de crue et d'étiage. Ministère des Richesses naturelles du Québec, document de travail, 130 p.
- HOANG, V.D. (1979). Études du coefficient de ruissellement sur des petits bassins versant des régions de l'Estrie et des Bois-Francs. Ministère des Richesses naturelles du Québec, H.P. 49, 10 p.
- HOANG, V.D. (1983). Synthèse des crues pluviales des petits bassins versants du Québec. Compte rendu, Colloque sur la modélisation des eaux pluviales, sept. 8-9, Montréal, pp. 16-31.
- MOFFET, J. (1979). Évaluation du coefficient de ruissellement à l'aide de la méthode SCS modifiée. Ministère des Richesses naturelles du Québec, H.P. 51, 35 p.
- TESSIER, D. (1983). Analyses statistiques des caractéristiques physiographiques des petits bassins versants en relation avec les débits de crue. Mémoire de maîtrise, Ecole Polytechnique, Montréal, 189 p.

COLLOQUE SUR LA RECHERCHE EN HYDROLOGIE AU QUEBEC
53e CONGRES DE L'ACFAS, 23 MAI 1985, CHICOUTIMI, QUEBEC

GESTION DES EAUX DE RUISSELLEMENT URBAINES

Patrick BERON

Département de Physique, Université du Québec à Montréal,
C.P. 8888, Succursale "A", Montréal, Québec, H3C 3P8

RESUME*

Il est de plus en plus évident que les déversements de réseau unitaire comptent pour une part non négligeable de la pollution des cours d'eau. La réduction de cette pollution passe nécessairement par des techniques de gestion des eaux de ruissellement urbaines, techniques touchant aussi bien l'aspect quantité que l'aspect qualité. Après une brève présentation de la problématique générale de cette gestion et une analyse des pratiques antérieures montrant leurs lacunes, l'emphasis est mise sur une technique très simple de gestion: la déconnection des drains de toit du réseau d'égout dans un secteur résidentiel. L'étude montre l'influence de la pluie, du sol et du nombre de toits déconnectés sur la pointe de débit et le volume total ruissellé.

* Article non disponible lors de la publication du compte rendu.

COLLOQUE SUR LA RECHERCHE EN HYDROLOGIE AU QUEBEC
53e CONGRES DE L'ACFAS, 23 MAI 1985, CHICOUTIMI, QUEBEC

ANALYSE STATISTIQUE DES CRUES

Bernard BOBEE

INRS-Eau, Université du Québec, C.P. 7500, Ste-Foy, Québec, G1V 4C7

RESUME*

L'analyse statistique des phénomènes hydrologiques extrêmes (crues en particulier) a connu de nombreux développements au cours des dernières années dans deux directions principales: proposition de nouvelles lois statistiques pour représenter le sens des crues; proposition de nouvelles méthodes d'ajustement. Cet article a pour but: de faire la synthèse des développements récents dans l'analyse statistique des crues; d'effectuer une comparaison des différents modèles et méthodes d'ajustement en évaluant leurs avantages et inconvénients; de dégager les grandes orientations des développements futurs dans le domaine de l'analyse des crues.

* Article non disponible lors de la publication du compte rendu.

COLLOQUE SUR LA RECHERCHE EN HYDROLOGIE AU QUEBEC
53e CONGRES DE L'ACFAS, 23 MAI 1985, CHICOUTIMI, QUEBEC

SYSTEME DE PREVISIONS HYDROLOGIQUES UTILISE POUR LA GESTION
DU BASSIN HYDROGRAPHIQUE DU LAC ST-JEAN

Serge BOUCHARD
Mario DESLAURIERS

Société d'électrolyse et de chimie Alcan Ltée, Energie électrique,
1954, rue Davis, Jonquière, Québec, G7S 4R5

RESUME

Un système hydroélectrique à plusieurs réservoirs est opéré par la Société d'électrolyse et de chimie Alcan Ltée dans la région du Saguenay-Lac-St-Jean au Québec. La gestion des immenses ressources hydriques du bassin du lac St-Jean (73 800 km²) alimentant ce système est assurée par un processus de décision basé sur quatre étapes d'information: 1) cueillette des données; 2) analyse des données; 3) prévisions hydrologiques; et 4) planification de la gestion. Cet exposé portera plus particulièrement sur le rôle et la structure de l'étape des prévisions. Nous décrirons les systèmes de prévision hydrologique à court et à moyen termes. D'une part, la prévision à court terme consiste à évaluer les conditions d'apports non contrôlés (ruissellements) journaliers pour une période d'une semaine à partir d'un modèle hydrologique de type déterministe. D'autre part, la prévision à moyen terme est basée sur l'utilisation d'un modèle hydrologique de type stochastique (régression linéaire) qui permet d'évaluer les volumes d'apports non contrôlés à partir des conditions météorologiques antérieures. Enfin, une brève revue des améliorations apportées à ces modèles de prévision depuis cinq ans sera discutée.

INTRODUCTION

Un système hydroélectrique à plusieurs réservoirs est opéré par la Société d'électrolyse et de chimie Alcan Ltée dans la région du Saguenay-Lac-St-Jean au Québec. La production hydroélectrique de ce système est utilisée principalement pour la production d'aluminium. La demande énergétique résultante est constante et pratiquement fixe pour toutes les saisons. L'opération du système hydroélectrique implique la gestion des immenses ressources hydriques du bassin du lac St-Jean (73 800 km²). En plus de l'optimisation de la production d'énergie, Alcan doit tenir compte également des risques d'inondation dans la prise de décision opérationnelle. Les informations fournies aux gestionnaires doivent donc être pertinentes, justes et systématiques si on veut assurer une gestion efficace de la ressource. À cet effet, un processus de décision basé sur les quatre étapes suivantes a été implanté suite à un important projet de recherche (SÉCAL, 1982):

- (1) cueillette des données;
- (2) analyse des données;
- (3) prévisions hydrologiques;
- (4) planification de la gestion;

On peut visualiser l'interaction des divers stades d'information en relation avec la prise de décision à la figure 1.

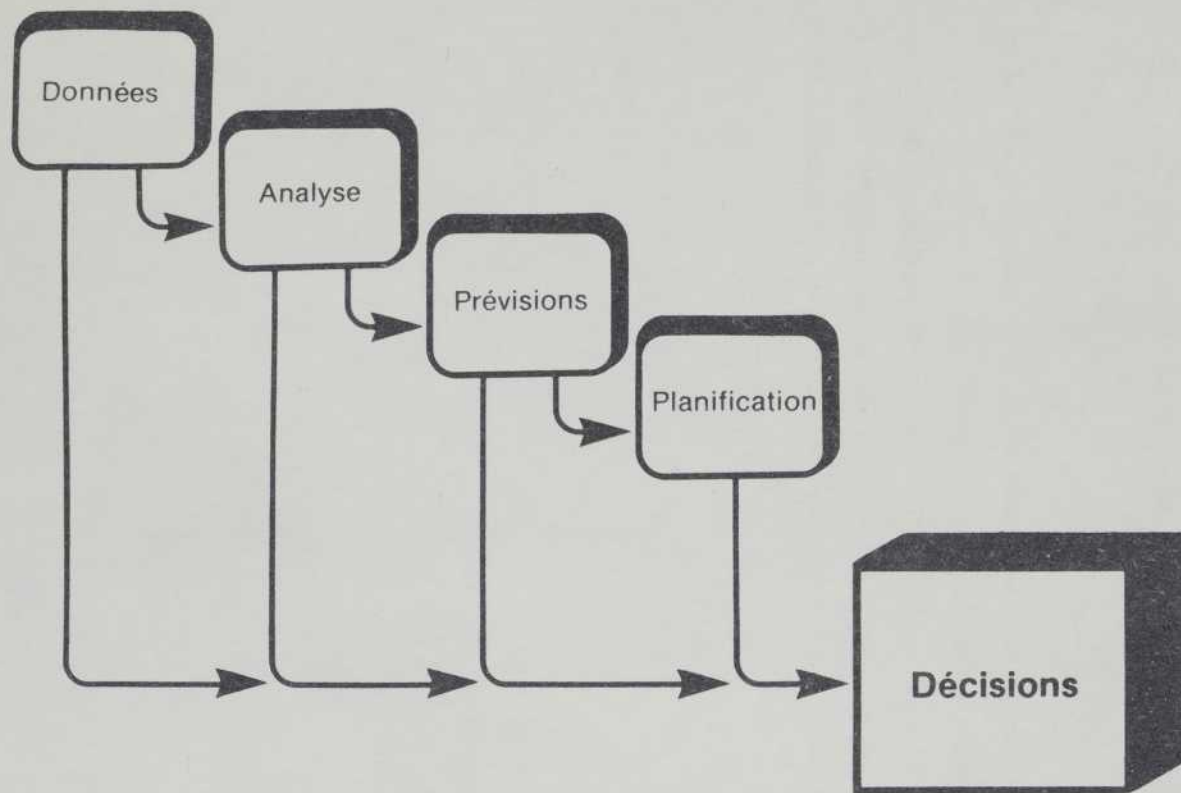


FIGURE 1: Processus de décision pour la gestion du bassin hydrographique du lac St-Jean

Les prévisions hydrologiques constituent l'une des étapes importantes de ce processus de décision. L'objet de cet exposé est de décrire l'évolution de la structure et du rôle des prévisions hydrologiques en phase d'application.

Nous présenterons d'abord brièvement le système hydroélectrique Alcan et les caractéristiques du bassin du lac St-Jean. Nous décrirons ensuite le processus de décision et plus particulièrement les prévisions hydrologiques à court et à moyen termes. Enfin, une revue des améliorations apportées aux modèles de prévisions hydrologiques depuis la phase d'application sera discutée.

LE SYSTÈME HYDROÉLECTRIQUE ALCAN

Le système hydroélectrique Alcan est localisé à l'intérieur du bassin versant de la rivière Saguenay sur le versant nord du fleuve St-Laurent au Québec. Il comporte trois réservoirs d'importance et six centrales. La figure 2 montre une vue d'ensemble des installations et les tableaux I et II contiennent les diverses spécifications techniques du système.

Les apports non contrôlés disponibles permettent de céduer une puissance optimale de 1980 mégawatts (SÉCAL, 1982).

CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN HYDROGRAPHIQUE DU LAC ST-JEAN

Les bassins de drainage alimentant le lac St-Jean couvrent une superficie de 73 800 kilomètres carrés et fournissent des apports non contrôlés (ruissellements) annuels moyens de l'ordre de 1 465 mètres cubes par seconde. Une distance d'environ 550 kilomètres sépare le point le plus au sud des bassins de celui le plus au nord. Le tableau III présente certaines caractéristiques des bassins versants.

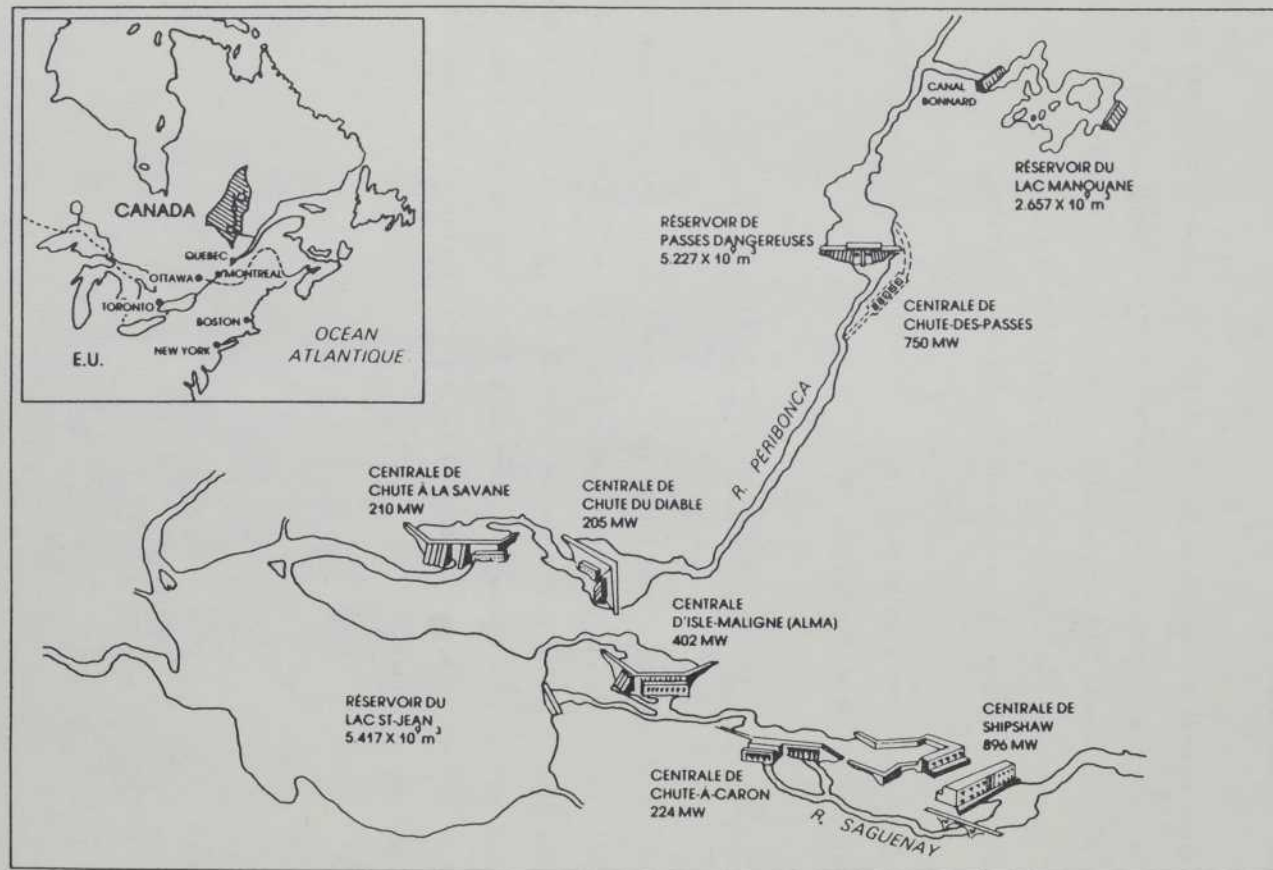


FIGURE 2 : Vue en perspective du système hydroélectrique Alcan au Saguenay-Lac-St-Jean

TABLEAU I : CARACTÉRISTIQUES DES RÉSERVOIRS

Réservoirs	Emmagasinement utile (hm ³)
Lac Manouane	2 657
Passes Dangereuses	5 158
Lac Saint-Jean	4 858
Total	12 673

TABLEAU II : CARACTÉRISTIQUES DES CENTRALES

Centrale	Année complétée	Hauteur de chute (mètres)	Puissance installée (MW)	Nombre d'unités
Chute-des-Passes	1960	195	750	5
Chute du Diable	1951	33	205	5
Chute à la Savane	1953	33	210	5
Isle-Maligne	1926	33	402	12
Shipshaw	1943	64	896	12
Chute-à-Caron	1932	49	224	4
Total			2 687	43

TABLEAU III : CARACTÉRISTIQUES DES BASSINS VERSANTS

Bassin versant	Superficie (km ²)	Apport non contrôlé annuel * (m ³ /s)	Apport non contrôlé en période de crue* (m ³ /s) (hm ³)	
Lac Manouane	5 000	115	196	1 290
Passes Dangereuses	11 000	250	457	3 000
Lac Saint-Jean	57 100	1 100	2 336	15 345
Total (Shipshaw)	73 800	1 465	2 990	19 635

* Statistiques: 1943 @ 1983 (période de crue définie du 1er avril au 15 juin)

La précipitation annuelle moyenne du bassin total est de l'ordre de 950 millimètres dont 70% est sous forme de pluie. Les précipitations estivales sont en moyenne deux fois plus importantes que les précipitations hivernales. La température moyenne sur l'ensemble du bassin est de l'ordre de 15°C en été et -15°C en hiver. Les apports non contrôlés sont très variables au cours de l'année. Tel qu'illustré à la figure 3, on peut voir qu'en moyenne on observe un taux d'apport faible en hiver et un taux d'apport important lors de la crue printanière, au moment de la fonte de la neige.

L'apport non contrôlé constitue la variable la plus importante dans la gestion d'un système hydroélectrique car c'est le matériel brut qui sert à produire l'électricité. Compte tenu de sa grande variabilité, il est donc important de développer un système de prévision hydrologique des plus fiables possibles.

À titre d'exemple, les volumes d'eau entrant au lac St-Jean au printemps et en été/automne sont comparables mais celui du printemps s'écoule en deux fois moins de temps. Les apports non contrôlés de pointe printaniers excèdent environ 1 année sur 2 la capacité d'évacuation maximale à la sortie du lac St-Jean. En plus des risques d'inondations lors de crues ou d'averses extrêmes, il y a le risque de défaillances énergétiques lors de périodes de sécheresse intense. La gestion des eaux du bassin du lac St-Jean s'inscrit alors dans un contexte à conséquences sociales, économiques et environnementales.

Apports non contrôlés en m^3/s - Bassin total

(moyennes pour 3 jour(s)) (statistiques de 1943-1984)

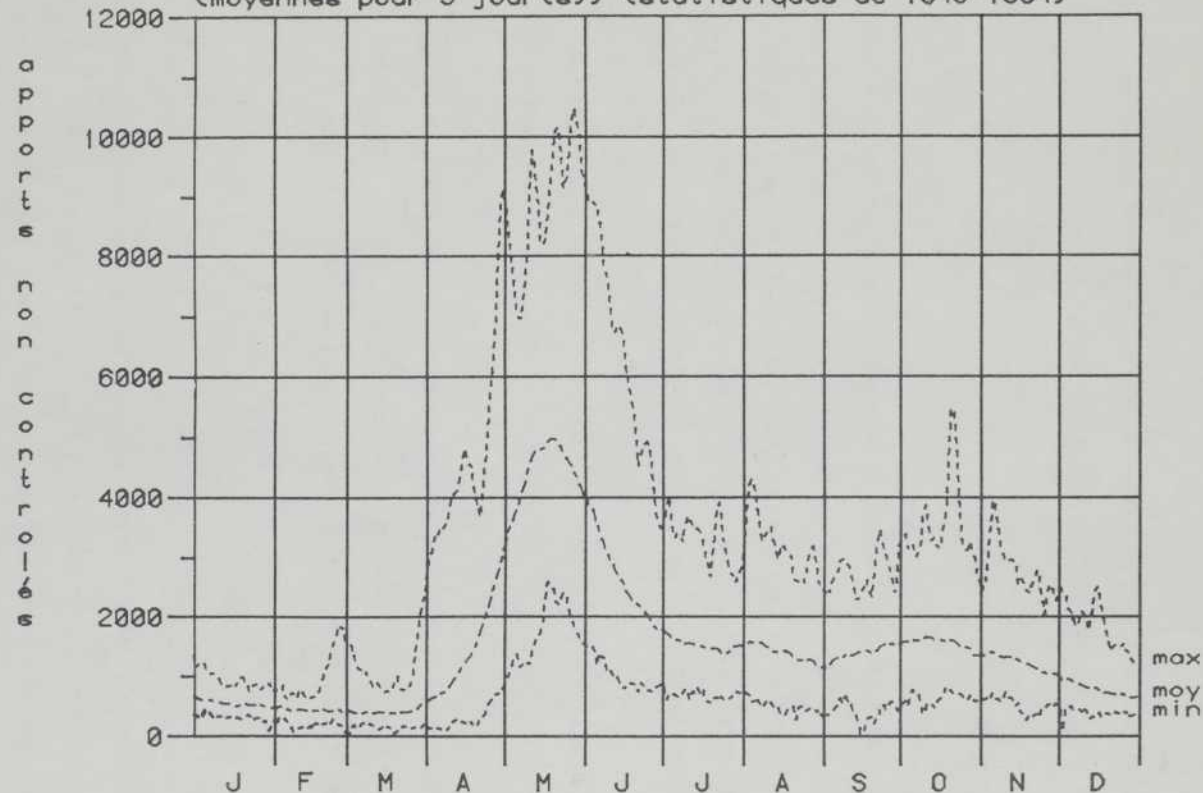


FIGURE 3: Variations et moyenne journalière des apports non contrôlés du bassin du lac St-Jean

GESTION DU BASSIN HYDROGRAPHIQUE DU LAC ST-JEAN

Voici une description sommaire des quatre étapes composant le processus de décision dans la gestion du bassin hydrographique du lac St-Jean:

Cueillette des données

Afin de supporter la gestion du bassin hydrographique du lac St-Jean, Alcan recueille des données hydrométriques (niveau d'eau et débit des rivières), météorologiques (température de l'air, précipitation et vent), nivométriques (neige au sol) et d'opération des ouvrages hydroélectriques (état des génératrices, production de mégawatts, débit des vannes et des centrales).

L'acquisition des données se fait par l'intermédiaire de différents moyens de transmission tels le téléphone, la télémessure et via satellite.

Les données recueillies sont ensuite emmagasinées dans un système d'information hydrométéorologique (Thompstone et al., 1980). Elles sont alors acheminées directement aux gestionnaires ou soumises à l'analyse.

Analyse des données

L'étape de l'analyse consiste à effectuer des validations sur les données et à calculer diverses statistiques. La validation a pour but d'officialiser les données recueillies avant de les introduire en permanence dans les banques de données. Cela rend possible l'émission de statistiques de comparai-

son entre l'état actuel d'une variable et les conditions passées ou encore de produire des analyses de fréquence sur cette variable.

Ces informations sont produites sous forme de rapports qui sont acheminés aux gestionnaires ou servent d'entrée aux systèmes de prévisions hydrologiques.

Prévisions hydrologiques

Des prévisions hydrologiques à court et à moyen termes sont fournies aux gestionnaires. La prévision à court terme consiste à évaluer les conditions d'apports non contrôlés journaliers pour une période d'une semaine. Ceci s'effectue à l'aide des prévisions météorologiques que nous utilisons dans un modèle de simulation hydrologique de type déterministe. La prévision à moyen terme est basée sur l'emploi d'un modèle hydrologique de type stochastique (régression linéaire multiple) qui permet d'évaluer les volumes d'apports non contrôlés à venir à partir des conditions hydrométéorologiques antérieures.

Les prévisions hydrologiques sont publiées sous forme de rapports pour informer les gestionnaires et/ou sont rendues disponibles comme données d'entrée pour l'étape de planification de la gestion du système hydroélectrique.

Planification de la gestion

La planification de la gestion qui constitue la dernière étape du processus de décision, consiste à produire un plan d'opération optimal des centrales

et réservoirs du système hydroélectrique. Ce plan est effectué pour diverses conditions hydrologiques, les conditions initiales d'emmagasinement des réservoirs et divers scénarios d'entretien des groupes turbo-alternateurs. Il peut être produit selon trois types de périodes: planification à long terme (plus d'une saison), planification à moyen terme (une semaine à une saison) et planification à court terme (une journée à une semaine). On utilise des modèles mathématiques d'optimisation qui ont pour fonction critère d'utiliser l'eau le plus efficacement possible pour satisfaire la demande en énergie tout en s'assurant de respecter les contraintes inhérentes au système. Les plans d'opération sont acheminés aux gestionnaires pour la prise de décision.

Le gestionnaire, en composant avec les informations reçues et son jugement, peut alors prendre des décisions éclairées et plus objectives pour gérer efficacement la ressource eau.

SYSTÈME DE PRÉVISION HYDROLOGIQUE

Tel que défini précédemment, les prévisions hydrologiques ont un double rôle, soit d'informer le gestionnaire et de servir de données d'entrée pour l'étape de planification de la gestion du système hydroélectrique. L'information acheminée directement au gestionnaire lui permet d'une part d'évaluer les conditions hydrométéorologiques à venir et d'autre part de développer un jugement sur la qualité des outils de prévision. Ceci rend possible un processus de rétroaction avec le prévisionniste dans le but de mieux identifier et satisfaire les besoins du décideur.

La structure actuelle du système de prévision hydrologique comprend les prévisions à court et à moyen termes.

Le système de prévision à court terme est basé sur l'emploi d'un modèle hydrologique déterministe qui permet d'évaluer les apports non contrôlés journaliers pour une période d'une semaine. En réalité, le modèle est utilisé en mode de simulation en prolongeant pour les sept prochains jours la série de température et de précipitation nécessaire à son fonctionnement au moyen des prévisions météorologiques.

Pour sa part, le système de prévision à moyen terme est basé sur l'emploi d'un modèle hydrologique de type stochastique (régression linéaire à plusieurs variables). Les prévisions hydrologiques sont produites pour des périodes de une semaine à une saison à partir des conditions hydrométéorologiques antérieures.

Les systèmes de prévisions hydrologiques à court et moyen termes ont été développés plus particulièrement entre 1975 et 1979, suite à un important projet de recherche réalisé en vue d'accroître la capacité de production des installations hydroélectriques d'Alcan dans la région du Saguenay-Lac-St-Jean (SÉCAL, 1982; Thompstone et al, 1981; Thompstone et Bergeron; 1980).

Depuis 1980, des améliorations importantes ont été apportées aux deux systèmes de prévision suite à l'expérience pratique acquise dans la phase d'application de ces nouveaux outils. D'une façon générale, les principes adoptés pour l'amélioration des prévisions hydrologiques ont été les suivants:

- (1) Considérer prioritairement les besoins des gestionnaires en termes de prévision et leur fournir des outils intégrés et structurés.
- (2) Augmenter autant que possible la qualité des prévisions en se basant sur les nouvelles données disponibles et l'exploration de diverses techniques mathématiques.
- (3) Assurer un contrôle et un suivi.

Dans le cas du système de prévision à court terme, des améliorations ont été apportées d'une part à la procédure de calibration des paramètres du modèle déterministe pour la rendre plus efficace et mieux représentative. D'autre part, des changements ont été apportés aux composantes du modèle original en vue d'obtenir une meilleure adéquation entre les ruissellements observés et

simulés. Ces modifications ont été effectuées dans l'esprit des principes énoncés précédemment et sont décrits en détail dans Bouchard (1985). La précision des prévisions s'est avérée substantiellement meilleure que celles produites antérieurement. L'erreur-type d'estimation a été réduite de moitié pour les résultats obtenus lors de la période de validation 1980 à 1982 (Bouchard, 1985).

Par ailleurs, le système de prévision à moyen terme a également fait l'objet d'améliorations importantes au niveau de la précision des prévisions et dans la structure et l'adaptation des informations fournies aux gestionnaires (Deslauriers et al, 1984). D'une part, des gains de précision sur l'erreur-type d'estimation dans la prédiction des volumes d'apports non contrôlés en période de crue ont atteint 40%. Ils sont attribuables en grande partie à une meilleure recherche des variables explicatives que celles développées antérieurement.

D'autre part, des prévisions de la date de départ et de l'apport non contrôlé de pointe en période de crue ont également été établies. Cela a permis d'instaurer un processus d'information structuré pour la prévision en période de crue et de répondre adéquatement en ce sens aux besoins des gestionnaires (Deslauriers et al, 1984).

APPLICATION À LA PRÉVISION DE LA CRUE PRINTANIÈRE 1984

Les prévisions hydrologiques en période de crue printanière constituent une information importante dans le processus de planification et de décision des opérations d'un système hydroélectrique. On veut alors s'assurer de remplir les réservoirs et rencontrer la demande en énergie mais on veut également éviter les inondations. Compte tenu de l'importance et de la variabilité des apports non contrôlés durant cette période, le gestionnaire veut compter sur de bons outils.

À titre d'exemple, nous avons retenu les diverses prévisions fournies aux gestionnaires pour la période de crue 1984. On présente d'abord les prévisions à moyen terme et ensuite celles à court terme provenant des versions améliorées des systèmes de prévisions. Mentionnons que la période de crue est définie du 1er avril au 15 juin.

Prévision à moyen terme

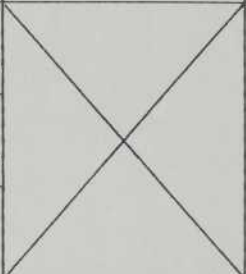
Les prévisions à moyen terme de la crue printanière 1984 ont été fournies en quatre étapes, soit au 1er mars, au 1er avril, au 15 avril et au 1er mai. Ces dates correspondent à des moments importants dans la prise de décision opérationnelle en période de crue pour le bassin du lac St-Jean. On présente au tableau IV, une vue d'ensemble des prévisions émises. Toutefois, pour notre étude de cas, nous ne retiendrons que la prévision émise le 1er avril.

TABLEAU IV : Vue d'ensemble des prévisions fournies aux gestionnaires en période de crue printanière		
DATE	VARIABLE PRÉDITE	BASSINS
1er mars	. volume de crue	Tous les bassins
1er avril	. date de départ de la crue . volume de crue . apport non contrôlé de pointe	Total Tous les bassins Total
15 avril 1er mai	. volume de crue . apport non contrôlé de pointe	Amont et aval Total

On montre à la page suivante, au tableau V, l'ensemble des prévisions fournies aux gestionnaires ainsi que les valeurs correspondantes observées.

La date de départ de la crue a été correctement prédite. En effet, la date prévue et celle observée ont été le 14 avril. De faibles précipitations et des températures supérieures à la normale, pour la première moitié d'avril, ont fait que le départ de la crue 1984 a été un peu plus hâtif que la moyenne.

TABLEAU V : Prévisions de la crue printanière 1984 émise le 1er avril 1984 et valeurs observées

VARIABLE PRÉDITE	BASSIN	PRÉVISION (% DE LA MOYENNE)			INTERVALLE DE CONFIANCE À 80% (% DE LA MOYENNE)	OBSERVÉ (% DE LA MOYENNE)
Volume de crue (avec informations hydrométéorologi- ques disponibles au 1er avril)	Total	109%			86 - 131%	112%
	Amont	100%			82 - 118%	107%
	Aval	110%			86 - 131%	112%
Volume de crue (avec informations hydrométéorologi- ques disponibles au 1er avril + préci- pitations du 1er avril au 15 juin)	Total	Précip du 01 04 au 15 06	75%	99%		Précipi- tation 108% Valeur interpo- lée pré- dite 111%
			100%	108%		
			125%	117%		
DATE DE DÉPART	Total	14 avril			7 - 20 avril	14 avril
APPORT NON CON- TRÔLÉ DE POINTE	Total	7 680 m ³ /s			6 240 - 9 124	6 512 m ³ /s

Par ailleurs, l'apport non contrôlé de pointe prévu était de $7\,680\text{ m}^3/\text{s}$ avec un intervalle de confiance à 80% variant entre $6\,240$ et $9\,124\text{ m}^3/\text{s}$. La pointe observée a été de $6\,512\text{ m}^3/\text{s}$ le 2 mai 1984 (moyenne mobile de trois jours) et se situe dans la limite inférieure de l'intervalle de confiance. Soulignons qu'un départ de crue hâtif a favorisé une pointe de crue inférieure à la moyenne.

Enfin, le volume de crue prévu au début d'avril pour le bassin total était 109% de la moyenne historique, dont 100% pour le bassin d'amont et 110% pour le bassin d'aval. Le volume de crue observé pour le bassin total a été de 112% de la moyenne. On a enregistré un volume de 107% et 112% de la moyenne pour les bassins d'amont et d'aval. Mentionnons qu'une estimation du volume de crue prévu avec informations hydrométéorologiques disponibles au 1er avril et les précipitations observées du 1er avril au 15 juin nous donne un volume de crue de 111% de la moyenne qui correspond pratiquement au volume de crue observé. C'est donc dire que les précipitations supérieures à la moyenne du 1er avril au 15 juin, soit 188 mm ou 108% de la normale saisonnière, ont fait qu'un volume de crue légèrement supérieur à celui prévu a été observé.

Prévision à court terme

L'information sur les prévisions hydrologiques à court terme est présentée ici de façon globale pour la période de crue 1984. On montre à la figure 4 en trait continu les apports non contrôlés observés pour le bassin d'aval et en lignes pointillées les prévisions hydrologiques journalières par périodes approximative d'une semaine fournies au gestionnaire. Le point constitue le jour où les prévisions ont été fournies au gestionnaire.

D'une façon générale, les prévisions hydrologiques de 1984 ont été fiables notamment pour le départ de la crue et l'évaluation de la date et de l'amplitude de l'apport non contrôlé de pointe, deux paramètres considérés comme très importants par le gestionnaire. On note un problème dans la première prévision du mois de mai. Le revirement des apports n'est pas prévu. Ceci correspond à la fin de la décrue, période où le modèle a de la difficulté à reproduire les ruissellements. La fonte de la neige serait effectuée trop rapidement par le modèle. La grande superficie du bassin et le fait qu'on emploie un modèle global sont les explications les plus plausibles à ce phénomène (Bouchard, 1985). Quant à la troisième prévision du mois de mai, l'erreur est cette fois attribuable à une mauvaise prévision météorologique. En effet, on prévoyait une quantité de précipitation de l'ordre de 20 millimètres pour cinq jours et il en est tombé 43 millimètres en réalité.

SYSTEME DE PREVISION HYDROLOGIQUE

apports non controles observes et simules, bassin d'aval

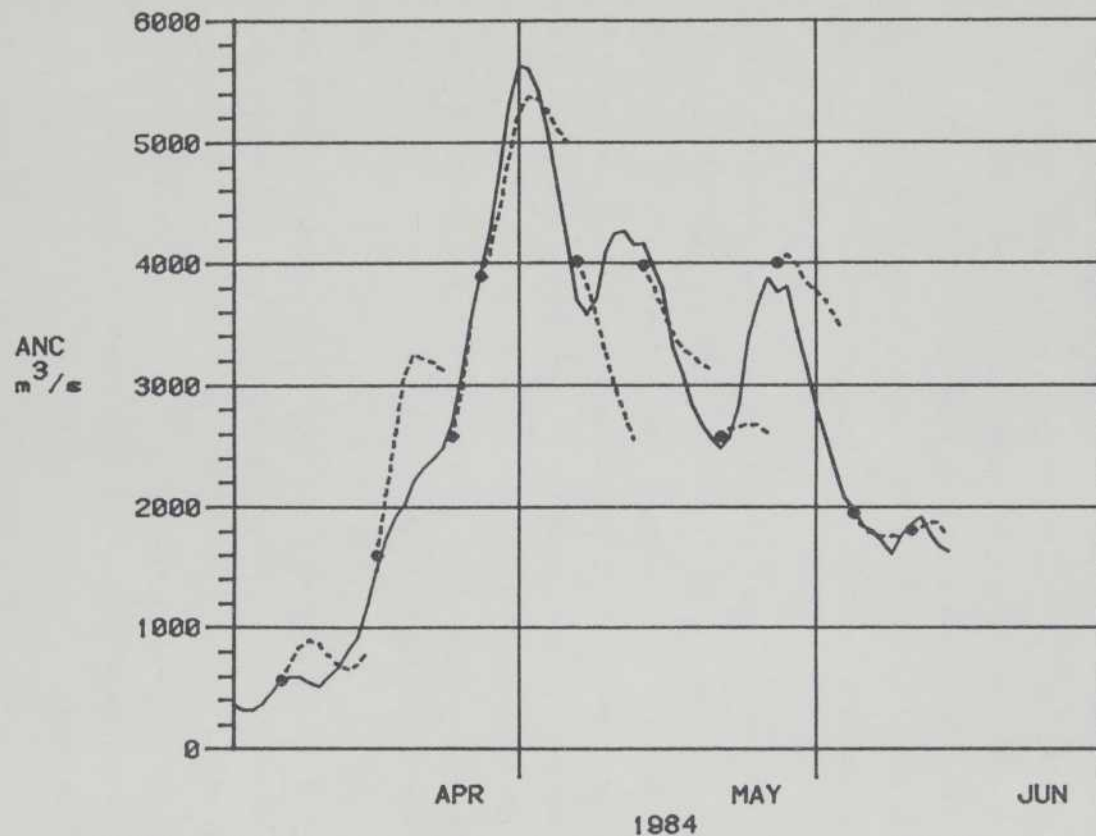


FIGURE 4: Prévisions hydrologiques à court terme pour la crue printanière 1984

DISCUSSION

L'emploi d'un modèle hydrologique stochastique pour la prévision hydrologique à moyen terme et d'un modèle déterministe pour la prévision à court terme ont permis jusqu'à présent d'obtenir des résultats satisfaisants pour les besoins de gestion du bassin hydrographique du lac St-jean. Les améliorations apportées récemment aux systèmes de prévision au point de vue technique et en vue de satisfaire les besoins des gestionnaires ont permis d'augmenter la qualité des outils de prévision.

Il apparaît important de souligner que les améliorations apportées ont été réalisées dans un contexte de recherche appliquée particulier. Dans notre organisation, le prévisionniste est au service du gestionnaire et à ce titre, il doit, en plus de fournir des outils de qualité, s'assurer qu'ils répondent aux besoins. Une information en quantité et même de bonne qualité est inutile dans un processus de décision si elle n'est pas utilisée. Les hydrologues doivent être sensibilisés par cet aspect dans la phase d'application des résultats de leur recherche.

Dans les travaux à venir, on veut explorer les possibilités d'émettre systématiquement des prévisions hydrologiques mensuelles. Dans ce cas, on doit se poser la question à savoir lequel modèle hydrologique, déterministe ou stochastique, sera le meilleur? Dans cette avenue, selon Noakes (1984), la combinaison des prévisions des deux modèles s'avérerait une voie de recherche prometteuse.

RÉFÉRENCES

BOUCHARD, S. (1985)

Amélioration d'un modèle hydrologique déterministe et son application à la prévision des ruissellements du bassin du lac St-Jean. Thèse de maîtrise (étape de correction), Département des sciences appliquées, Université du Québec à Chicoutimi, Chicoutimi, Québec.

DESLAURIERS, M., S. BOUCHARD et I. LAROUCHE (1984)

Amélioration et structuration du système de prévision à moyen terme, en période de crue printanière. Rapport 84-03, Groupe ressources hydrauliques, Énergie électrique, Québec, SECAL, Jonquière, Québec.

NOAKES, D.J. (1984)

"Applied Time Series Modelling and Forecasting". Thèse de doctorat, Department of System Design Engineering, Université de Waterloo, Waterloo, Ontario, 248 pages.

SÉCAL (Société d'électrolyse et de chimie Alcan, Ltée), (1982)

Nouvelle technologie pour accroître la puissance générée par un système hydroélectrique complexe déjà existant. Rapport technique final du projet de recherche PAT, Énergie électrique, Québec, Jonquière, Québec, 333 pages.

THOMPSTONE, R.M. et R. BERGERON (1980)

Prévision hydrologique interactive dans un système d'information hydrométéorologique. Compte rendu du 2ième colloque d'hydrotechnique du Québec, SCGC, Sherbrooke, Québec, pp. 332-337.

THOMPSTONE, R.M., BOUCHARD, S., PILON, P.J. et R. BERGERON (1981)

"Real time daily hydrological forecasting for a multi-reservoir hydroelectric system". Cinquième conférence nationale d'hydrotechnique de la S.C.G.C., Frédéricion, Nouveau-Brunswick, volume 1, p. 37 à 57.

THOMPSTONE, R.M., POIRÉ, A. et A. VALLÉE (1980)

"A Hydrometeorological Information System for Water Resources Management: INFOR-Journal canadien de recherche opérationnelle et d'informatique, volume 18, no 3, pp. 258 à 274.

COLLOQUE SUR LA RECHERCHE EN HYDROLOGIE AU QUEBEC
53e CONGRES DE L'ACFAS, 23 MAI 1985, CHICOUTIMI, QUEBEC

A MULTIVARIATE SEASONAL MODEL FOR STREAMFLOW SIMULATION

G. S. CAVADIAS

Department of Civil Engineering and Applied Mechanics,
McGill University, 817, Sherbrooke Street West, Montréal,
Québec, H3A 2K6

RESUME

MODELE SAISONNIER MULTIVARIABLE POUR LA SIMULATION D'UN ECOULEMENT
DE COURS D'EAU

La méthode de simulation stochastique de l'écoulement d'un cours d'eau à une ou plusieurs variables proposée dans cet article est basée sur le théorème de décomposition de matrices en valeurs singulières et produit des séquences simulées qui préservent exactement les coefficients de corrélation entre les écoulements mensuels parmi les différentes stations d'observation. Ce processus préserve également approximativement les fonctions d'auto-corrélation de toutes les stations et de cross-corrélation de toutes les paires de stations. On présente enfin l'application de cette méthode à deux stations.

ABSTRACT

A MULTIVARIATE SEASONAL MODEL FOR STREAMFLOW SIMULATION

The method of univariate and multivariate stochastic simulation of river flows proposed in this paper is based on the theorem of singular value decomposition of matrices and produces simulated sequences which preserve exactly the correlation coefficients between monthly flows within and among stations. It also preserves approximately the auto-correlation functions for all stations and the cross-correlation functions for all pairs of stations.

An application to a two-station case is given in the paper.

A Multivariate Seasonal Model for Streamflow Simulation

G.S. Cavadias

INTRODUCTION

Current seasonal multivariate flow generation models assume that the vector of flows X_t is a realization of a multivariate transfer function - noise process in which the inputs are lagged values of the components of X_t and other variables. (Tao and Dalleur [1976], Rao and Kashyap [1973], Kashyap and Rao [1976], Curry and Bras [1980], Bras and Rodriguez-Iturbe [1985]).

An examination of the structure of these models shows that the number of parameters to be estimated is large relative to the number of the available observations.

The method proposed in this paper attempts to take advantage of the following properties of monthly flows in order to simplify the flow generation procedure:

If we consider the data matrix $X = [x_{ij}]$, where $i = 1, \dots, m$ are years and $j = 1, 2, \dots, 12$ are months, we can usually assume that

- 1) There is no correlation between the flows of the same month for different years.
- 2) There is one month in the year whose flows are not correlated with the flows of the previous month. (In semi-arid regions it is usually the first month of the dry season and in regions influenced by snowmelt it is the month of the spring break-up).

The first step of the computation is to standardize the columns of the matrix X by subtracting the monthly means and dividing by the monthly standard deviations, thus obtaining the matrix X_s . The next step is to compute the $(r \times n)$ matrix

Z_s of the standardized principal components of the columns of the matrix X_s where r is the rank of the correlation matrix R_x of the matrix X_s . The elements x_{sij} of the matrix X_s are uncorrelated both column and row-wise and therefore, under the normality assumption, they can be considered as independent random variables and consequently, after identification of their distributional properties (e.g. different distributions for each month or one overall distribution), simulated values can be generated following these distributions and arranged in a $(m \times r)$ matrix $\tilde{Z}_s$.

The elements of this matrix can be considered as the standardized principal components of the columns of the $(m \times n)$ matrix $\tilde{X}_s$ which can be computed using the singular value decomposition theorem described in the Appendix.

The method proposed in this paper preserves the following statistical properties of recorded flows:

1. - One Station

The means and variances for each period (e.g. month) and the correlation coefficients between all pairs of periods are preserved exactly. The autocorrelation function is preserved approximately.

2. - Two or more Stations

In addition to the above, the correlation coefficients between all pairs of periods within and among stations are preserved exactly. The cross-correlation functions for all pairs of stations are preserved approximately.

It is to be noted that, in the case of river flows, the preservation of the correlation coefficients between individual months is more relevant than

the preservation of the autocorrelation and cross-correlation functions which are meaningful only for stationary processes.

2. DESCRIPTION OF THE METHOD

The method is based on the theorem of singular value decomposition of matrices, described in the Appendix. We shall deal initially with monthly flows and assume that there is a month whose correlation coefficients with previous months are not significant. This restriction will be removed later. Let X be a $(m \times 12)$ matrix of monthly flows of a river with m years of record. The basic idea of the proposed method is that the principal components of the 12 variables represented by the columns of X are uncorrelated and therefore they can be generated independently. Using the singular value decomposition theorem, we can then compute a $(m \times 12)$ matrix $\tilde{X}$ whose columns (months) have the same correlation matrix as the original data and approximately the same autocorrelation function.

The computations are outlined in Table 1 and consist of an Analysis and a Simulation Stage. The Analysis Stage (Steps 1-6) starts with the data matrix X and ends with the computation of Z_S , the matrix of the standardized principal components of X . During the analysis stage, the following diagnostic computations are carried out, to identify the statistical properties of the data and to establish a basis of comparison with the simulated sequence.

- 1) Histograms and normal probability plots of individual months and time series for the matrices X and $\tilde{X}_S$.
- 2) Autocorrelation functions and portmanteau tests of randomness for the entire time series.
- 3) Tests of the Hypotheses $R = I$ and $r_{ij} = 0, i \neq j$ for the correlation matrix R_X .

The Simulation stage (Steps 7-15) starts with the generation of a $(m \times 12)$ matrix $\tilde{Z}_S$ of random numbers following a given probability distribution. It is to be noted that the principal components are linear combinations of the standardized monthly values and therefore they tend to be closer to the normal distribution than the original values. Due to sampling variations, the matrix $\tilde{Z}_S$ is only approximately orthonormal^F and is transformed (Steps 8-12) to the orthonormal matrix $\tilde{Z}_{S2}$ using the theorem of the singular value decomposition. This matrix is then used to compute the $(m \times 12)$ matrix $\tilde{X}_S$ which contains the standardized sequence of simulated flows.

The equality between the correlation matrices of $\tilde{X}_S$ and X_S can be proven as follows:

$$\begin{aligned} R_{\tilde{X}_S} &= \frac{1}{m-1} \tilde{X}_S' \tilde{X}_S = \frac{1}{m-1} U D^{\frac{1}{2}} \tilde{Z}_{S2}' \tilde{Z}_{S2} D^{\frac{1}{2}} U' = \\ &= \frac{1}{m-1} U D^{\frac{1}{2}} (m-1) I D^{\frac{1}{2}} U' = U D U' = R_{X_S} = R_X \end{aligned}$$

The matrix $\tilde{X}$, containing the final simulated flows $\tilde{X}_{ij}$ is computed in Step (15).

During the simulation stage, the same diagnostic computations are performed on the matrices $\tilde{Z}_S$, $\tilde{X}_S$ and $\tilde{X}$ as was done in the analysis stage for the corresponding matrices Z_S , X_S and X . (See Table 1). These computations enable us to compare the statistical properties of the simulated sequences to those of the observed flows.

^F The columns of an orthonormal matrix have zero mean, unit standard duration and are uncorrelated.

The method described above can be extended to the case of two or more stations. (Table 2). The only additional operation is the concatenation of the data matrices X_A and X_B in Step 3 and the partition of the generated data matrix in Step 16.

As mentioned in the introduction, the proposed method is based on the assumption that there is no significant correlation between the month represented by the first column of X and previous months. If there is a significant correlation with the ℓ previous months we start by forming the following matrix Y

	ℓ months	12 months
$Y =$	Year 1	Year 2
	Year 2	Year 3
	.	.
	.	.
	.	.
	.	.
	Year (m-1)	Year m

and carry out the computations of Table 1 on the matrix Y . We then eliminate the first ℓ columns of the resulting matrix $\tilde{Y}_S$ and obtain the matrix $\tilde{X}_S$ which contains the standardized simulated values. This approach is valid as long as $\ell < 12$.

TABLE 1
OUTLINE OF COMPUTATIONS (ONE STATION)

STEP NO.	MATRIX COMPUTED	DEFINITION OR FORMULA	DIAGNOSTIC COMPUTATIONS ON THE COLUMNS OF THE MATRIX	
				TIME SERIES
(1)	X (m x n)	Data matrix m = number of years n = number of periods (e.g., months)	Normal probability plots Autocorrelation (AC) and partial autocorrelation (PAC) functions	Histogram Time Series plot Normal probability plot AC - function PAC - function Portmanteau test
(2)	X_s	$[X_{sij}]$ Data matrix standardized by months, where $x_{sij} = \frac{x_{ij} - \bar{x}_j}{s_j}$		Histogram Time series plot Normal probability plot AC - function PAC - function Portmanteau test
(3)	R_x (n x n)	Correlation matrix of X and X_s (Rank of $R_x = r$)		Test 1: $r_{ij} = 0$ Test 2: $R_x = I$
(4)	D (r x r)	Diagonal matrix of ordered non-zero eigenvalues of R_x		
(5)	U (n x r)	Matrix of corresponding eigenvectors of R_x		
(6)	Z_s (m x r)	$= X_s U D^{-\frac{1}{2}} =$ Matrix of standardized principal components of X_s	Normal probability plots	Normal probability plot Histogram
(7)	$\tilde{Z}_s$ (m x r)	Matrix consisting of m x r random values following the distribution of the elements of Z_s		

TABLE 1 (continued)

STEP NO.	MATRIX COMPUTED	DEFINITION OR FORMULA	DIAGNOSTIC COMPUTATIONS ON THE COLUMNS OF THE MATRIX	ON THE TIME SERIES
(8)	$\tilde{Z}_{s1}$ (m x r)	Matrix $\tilde{Z}_s$ standardized by months		
(9)	$R_{\tilde{Z}_{s1}}$ (r x r)	Correlation matrix of $\tilde{Z}_{s1}$		
(10)	$D_{\tilde{Z}_{s1}}$	Diagonal matrix of ordered non-zero eigen values of $R_{\tilde{Z}_{s1}}$		
(11)	$U_{\tilde{Z}_{s1}}$ (r x r)	Matrix of corresponding eigen vectors of $R_{\tilde{Z}_{s1}}$		
(12)	$\tilde{Z}_{s2}$ (m x r)	$= \tilde{Z}_{s1} U_{\tilde{Z}_{s1}} D_{\tilde{Z}_{s1}}^{-1/2}$ = Matrix of standardized principal components of $\tilde{Z}_s$	Normal probability plots	Test 1: $r_{\tilde{Z}_{ij}} = 0$ Test 2: $R_{\tilde{Z}_{s2}} = 1$ Normal probability plot
(13)	$\tilde{X}_s$ (m x n)	$= \tilde{Z}_{s2} D U'$ = Matrix of standardized simulated flows		Histogram Time series plot Normal probability plot AC - function PAC - function Portmanteau test
(14)	$R_{\tilde{X}_s}$	Correlation Matrix of $\tilde{X}_s$		
(15)	$\tilde{X}$ (m x n)	$= \tilde{X} + \tilde{X}_s S =$ = Matrix of simulated flows having the same correlation matrix as the data matrix X	Normal probability plots	Histogram Time series plot Normal probability plot AC - function PAC - function Portmanteau test

TABLE 2
OUTLINE OF COMPUTATIONS
(TWO OR MORE STATIONS)

STEP NO.	MATRIX COMPUTED	DEFINITION OR FORMULA	DIAGNOSTIC COMPUTATIONS ON THE COLUMNS OF THE MATRIX	TIME SERIES
(1)	X_A, X_B (mxn) (mxn)	Data matrices (A and B denote stations)	Normal probability plots Autocorrelation (AC) and partial autocorrelation (PAC) functions	(Separately for X_A, X_B) Histogram Time series plot Normal probability plot AC - function PAC - function Portmanteau test
(2)	X_{As}, X_{Bs} (mxn) (mxn)	Data matrices standardized by months	(Same as in Step 1)	(Same as in Step 1)
(3)	X_s (m x 2n)	$= (X_{As} : X_{Bs})$ = Concatenation of X_{As}, X_{Bs}		
(4)	R_x (m x 2n)	Correlation matrix of X_s Rank (R_x) = r		Test 1 : $r_{ij} = 0$ Test 2 : $R_x = 1$
(5)	D (r x r)	Diagonal matrix of ordered non-zero eigenvalues of R_x		
(6)	U (2n x r)	Matrix of corresponding eigenvectors of R_x		
(7)	Z_s (m x r)	$= X_s U D^{-1/2} =$ Matrix of standardized principal components of X_s	Normal probability plots	Histogram Normal probability plot

TABLE 2 (continued)

STEP NO.	MATRIX COMPUTED	DEFINITION OR FORMULA	DIAGNOSTIC COMPUTATIONS ON THE COLUMNS OF THE MATRIX	
(8)	$\tilde{Z}_s$ (m x r)	Matrix consisting of m x r random values following the distribution of the elements of Z_s		
(9)	$\tilde{Z}_{s1}$ (m x r)	Matrix $\tilde{Z}_s$ standardized by months		
(10)	R_{Zs1} (r x r)	Correlation matrix of Z_{s1}		
(11)	D_{Zs1} (r x r)	Diagonal matrix of ordered non-zero eigenvalues of R_{Zs1}		
(12)	U_{Zs1} (r x r)	Matrix of corresponding eigenvectors of R_{Zs1}		
(13)	$\tilde{Z}_{s2}$ (m x r)	$= \tilde{Z}_{s1} U_{Zs1} D_{Zs1}^{-\frac{1}{2}}$ = Matrix of standardized principal components of $\tilde{Z}_s$		Test 1: $r_{ij}=0$ Test 2: $R_{Zs2}^2 = 1$ Normal probability plot
(14)	$\tilde{X}_s$ (m x 2n)	$= \tilde{Z}_{s2} D^{\frac{1}{2}} U^*$ = Matrix of standardized simulated flows		
(15)	R_{Xs}	Correlation matrix of X_s		
(16)	$\tilde{X}_{As}, \tilde{X}_{Bs}$ (mxn)(mxn)	= Partition of matrix $\tilde{X}_s$ $\tilde{X}_s = (\tilde{X}_{As} : \tilde{X}_{Bs})$		

TABLE 2 (continued)

STEP NO.	MATRIX COMPUTED	DEFINITION OR FORMULA	DIAGNOSTIC COMPUTATIONS ON THE COLUMNS OF THE MATRIX		ON THE TIME SERIES
(17)	$\tilde{X}$	$= \tilde{X} + \tilde{X}_S S$			
(18)	$\tilde{X}_A, \tilde{X}_B$ (mxn)(mxn)	= Partition of matrix $\tilde{X}$	(Same as in Step 1)		(Same as in Step 1)

3. EXAMPLE

The method described above has been used to simulate the flows of the Bell river and its tributary, the Megiscane river in Northern Quebec. The drainage areas are respectively 809 and 3210 square miles and the interval considered is from May 1924 to April 1939.

ANALYSIS STAGE

According to the steps shown in Table 2 we start with the two (15×12) - matrices X_A and X_B of the monthly flows of the Bell and Megiscane rivers. The diagnostic computations on the data matrices enable us to analyze the distributional and correlation properties of the data for individual months and for the entire time series $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_{12}, x_{13}, \dots, x_{180})$ for both stations.

The autocorrelation functions of these time series for the two stations are shown respectively in figures 1 and 5. The next step is to compute the standardized matrices X_{AS} and X_{BS} . The diagnostic computations indicate that both distributions do not differ significantly from the normal distribution. The autocorrelation functions of the standardized time series for the two stations are shown in figures 3 and 7 respectively.

The (24×24) correlation matrix R_X , computed in Step (4) has 14 non-zero eigenvalues and therefore is of rank 14. The (15×14) matrix Z_S of the standardized principal components is computed in Step (7) and the diagnostic computations show that its elements are independently distributed and that their distributions do not differ significantly from the Normal distribution both by column and overall.

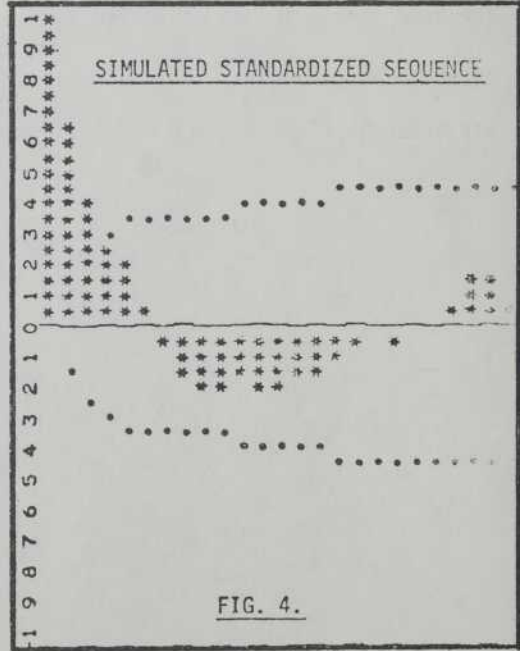
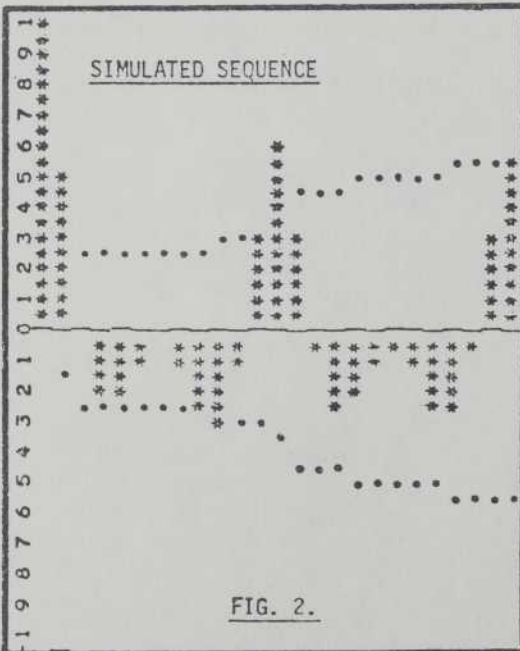
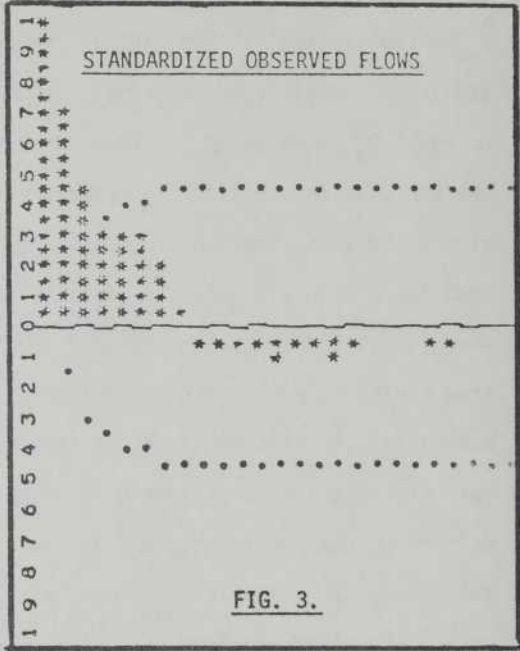
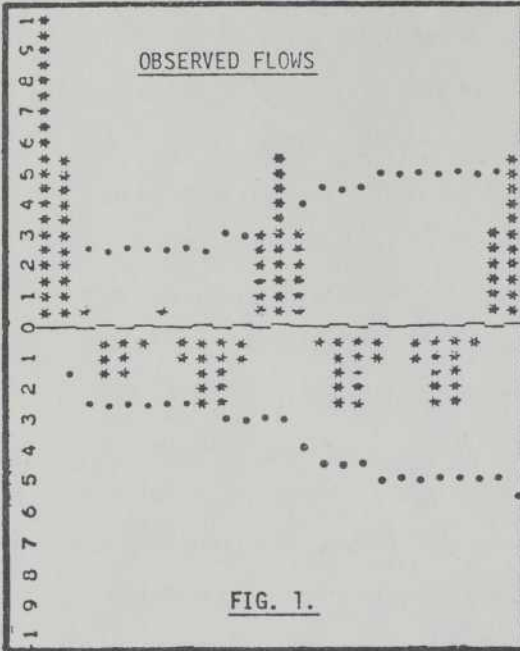
SIMULATION STAGE

Based on the distributional properties of Z_S , we proceed in Step (8) to generate a matrix $\tilde{Z}_S$ of $15 \times 14 = 210$ random values from the standard Normal distribution. Since the matrix $\tilde{Z}_S$ is only approximately orthonormal, it is

transformed using its singular value decomposition to the orthonormal matrix $\tilde{Z}_{s2}$ which is used in Step (14) to compute the (15×24) matrix $\tilde{X}_s$ of the simulated standardized sequence. In the next step (15) the 24×24 correlation matrix $R_{\tilde{X}_s}$ is computed in order to verify numerically that $R_{\tilde{X}_s} = R_X$. i.e. the correlation coefficients between individual months are preserved both within and among the two stations. The matrix $\tilde{X}_s$ is partitioned in step (16) into the matrices $\tilde{X}_{AS}$ and $\tilde{X}_{BS}$ and the diagnostic computations indicate that the distributions of their columns and the overall distributions of the two time series do not differ significantly from the Normal distribution. The autocorrelation functions of the time series $(\tilde{X}_{s1}, \tilde{X}_{s2}, \dots, \tilde{X}_{s, 180})$ for both stations are shown in figures 4 and 8. Finally, in steps (17) and (18) we compute the matrices $\tilde{X}_A$ and $\tilde{X}_B$ containing the required simulated sequences. The diagnostic computations indicate that the distribution of $\tilde{X}_A$ does not differ significantly from that of X_A (Two-sample Kolmogorov-Smirnov test). The same conclusion is valid for $\tilde{X}_B$ and X_B . The autocorrelation functions of the time series $(x_1, x_2, \dots, x_{12}, x_{13}, \dots, x_{180})$ for the two stations are shown in figures 2 and 6 respectively.

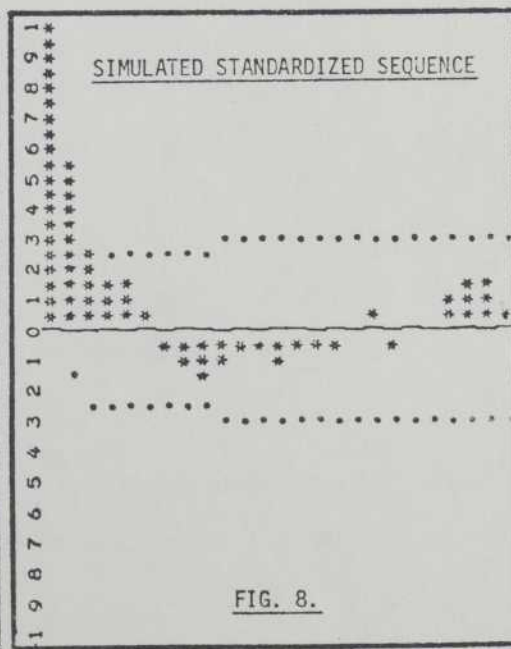
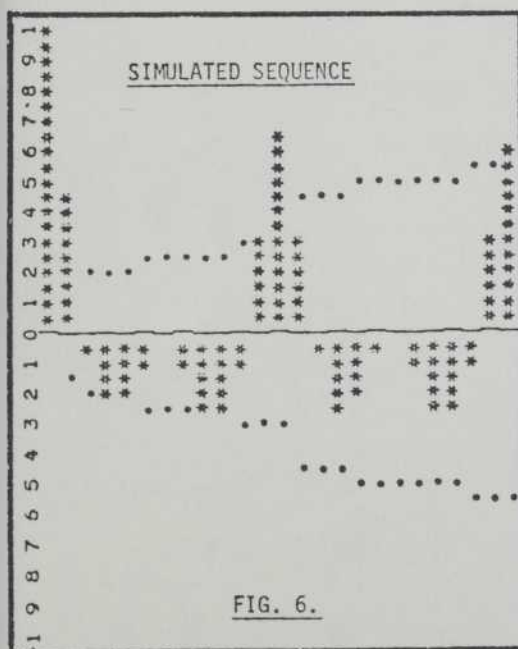
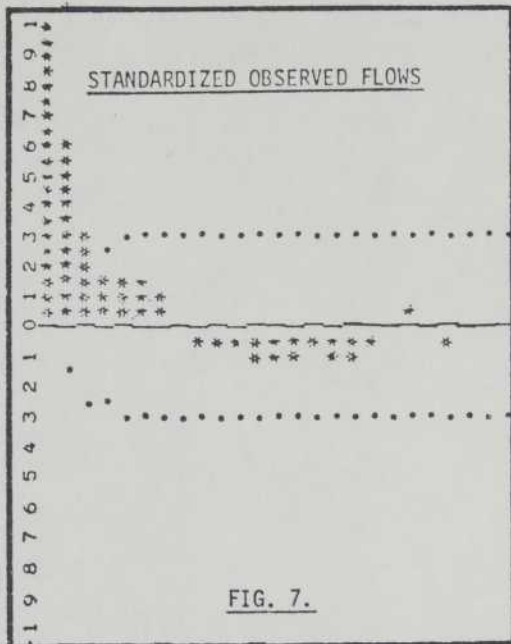
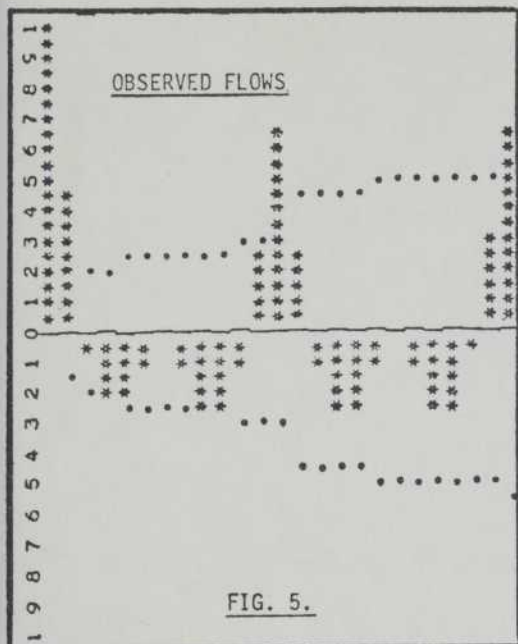
COMPARISON OF AUTOCORRELATION FUNCTIONS

BELL RIVER



COMPARISON OF AUTOCORRELATION FUNCTIONS

MEGISCANE RIVER



APPENDIX

Singular value decomposition of a matrix

Let: $X = [x_{ij}]$ be a data matrix with m observations and n variables.
($m \times n$)

We compute the following matrices:

$$1) \quad X_S = [x_{sij}] \quad \text{where} \quad x_{sij} = \frac{x_{ij} - \bar{x}_j}{s_j}$$

X_S is the matrix of standardized values by columns.

In matrix form we have:

$$X_S = (X - \bar{X})S^{-1} \quad \text{where}$$

$\bar{X}$ is a Matrix whose identical rows contain the values

$$(\bar{x}_{.1}, \bar{x}_{.2}, \dots, \bar{x}_{.n}) \quad \text{and}$$

S is a Diagonal matrix of the standard deviations of the n variables

$$2) \quad R_x = \text{Correlation matrix of the } n \text{ variables} = \frac{1}{m-1} X_S' X_S.$$

($n \times n$) Assume that the rank of R_x is equal to $r \leq \min(m, n)$

- 3) $D =$ Diagonal matrix of the ordered r non-zero
($r \times r$)
eigenvalues of R_x
- 4) $U =$ Matrix of the corresponding r eigenvectors of R_x
($n \times r$)
- 5) $Z_s =$ Matrix of the r standardized principal components of X_s
where $Z_s = X_s U D^{-\frac{1}{2}}$
($m \times r$) ($m \times n$) ($n \times r$) ($r \times r$)

Given the above matrices, the singular value decomposition theorem Joreskog (1978), Green (1978), can be stated as follows:

$$X_s = Z_s D^{\frac{1}{2}} U'$$

($m \times n$) ($m \times r$) ($r \times r$) ($r \times n$)

In addition we have the following decomposition of the correlation matrix:

$$R_x = U D U'$$

($n \times n$) ($n \times r$) ($r \times r$) ($r \times n$)

The matrix X of the original observations can be computed as follows:

$$X = \bar{X} + X_s S$$

ACKNOWLEDGMENTS

The work reported in this paper was supported by funds provided by the Water Resources Branch of the Department of the Environment grant number: KL 229-1637. The support of the Department of the Environment is gratefully acknowledged.

REFERENCES

1. Curry et Bras, Multivariate Seasonal Time Series Forecast with Application to Adaptive Control, MIT Technical Report 253, 1980.
2. Delleur et Kavvas, Stochastic Models for Monthly Rainfall Forecasting and Synthetic Generation, J. Appl. Meteorology 17(10): 1528-36, 1978.
3. Green, P.E., Analyzing Multivariate Data, The Dryden Press, Hinsdale, Illinois, 1978.
4. Joreskog, K.G., Klován, J.E. and Rayment, R.A., Geological Factor Analysis, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, Oxford, New York, 1978.
5. Kashyap et Rao, Dynamic Stochastic Models from Empirical Data, Academic Press, 1976.
6. McLeod, A.I. and Hipel, L.W., Developments in Monthly Autoregressive Modelling, Technical Report No. 45 XM011178, Department of Systems Design, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, 1978.
7. Rao et Kashyap, Analysis, Construction and Validation of Stochastic Models for Monthly River Flows, West Lafayette, Ind. School of Civil Engineering, Purdue University, 1973.
8. Tao, P.C. and Delleur, J.W., Seasonal and Nonseasonal ARMA Models in Hydrology, Tour of the Hydraulics Div. ASCE, 102 (HY 10), 1541-1559, 1976.

COLLOQUE SUR LA RECHERCHE EN HYDROLOGIE AU QUEBEC
53e CONGRES DE L'ACFAS, 23 MAI 1985, CHICOUTIMI, QUEBEC

ANALYSE FREQUENTIELLE DES CRUES - ETUDE COMPARATIVE DES METHODES

Raymond CHARBONNEAU⁽¹⁾

José LLAMAS⁽²⁾

Jean-Claude RASSAM⁽¹⁾

(1): Hydro-Québec, Service Prévisions et Systèmes hydriques,
75 ouest, boul. Dorchester, Montréal, Québec, H2Z 1A4

(2): Université Laval, Département de Génie civil, Cité universitaire,
Ste-Foy, Québec, G1K 7P4

Analyse fréquentielle des crues - Étude comparative des méthodes

par : Raymond Charbonneau*, José Llamas** et
Jean-Claude Rassam*

RÉSUMÉ

L'ajustement de la fonction de distribution des débits de pointe pluviale par les méthodes traditionnelles est comparé à celui obtenu par deux méthodes plus récentes (l'entropie maximale et ajustement par les polynômes orthogonaux). Le nombre d'événements indépendants pluviaux permet une certaine quantification de l'exactitude de l'ajustement par rapport à la fonction Weibull considérée comme la distribution vraie à l'intérieur des limites de probabilités d'occurrence observées. Un jugement préliminaire est porté sur les fonctions définies avec des moments d'ordre supérieur.

1. INTRODUCTION

Le dimensionnement des évacuateurs, des ponts et des systèmes hydriques repose sur le risque de dépassement retenu par le concepteur.

* CHARBONNEAU, Raymond - Hydro-Québec
RASSAM, Jean-Claude Service Prévisions et Systèmes hydriques (9^e C.D.)
75 ouest, boul. Dorchester
Montréal, Québec
H2Z 1A4

** LLAMAS, José Université Laval
Département de génie civil
Cité Universitaire
Ste-Foy, Québec
G1K 7P4

Une connaissance erronée des valeurs des débits extrêmes peut engendrer des situations critiques. En particulier, dans le cas des ouvrages construits, il y a plus de 25 ou 30 ans, alors que l'évolution à proximité de ces ouvrages (développement urbain, récréatif, etc...) ajoute une note dramatique au risque de conception.

Pour représenter la crue de projet, il est nécessaire d'établir une relation entre l'amplitude et la fréquence de la crue, afin de permettre une extrapolation de cette relation jusqu'à la probabilité de dépassement retenue pour la conception. Pour ceci, l'hydrologue utilise soit un ajustement graphique ou une description mathématique de la loi de distribution théorique à partir de l'information tirée de l'échantillon des données hydrométriques.

Les lois d'ajustement des valeurs extrêmes sont nombreuses et le choix d'utiliser une loi plutôt qu'une autre relève plus du domaine de la subjectivité que d'une analyse objective de performance.

Cette étude s'insère dans un projet global concernant l'applicabilité de certaines fonctions de distribution dans l'analyse des valeurs extrêmes de débit, c'est-à-dire, identifier les circonstances où telle loi est susceptible de donner de meilleurs résultats que telle autre loi.

Quels sont les caractéristiques d'un échantillon qui peuvent servir de critère de sélection ?

Quelques unes sont facilement identifiables, ce sont :

- . la taille de l'échantillon : un échantillon dont la taille est importante est susceptible de renfermer suffisamment d'informations pour que les moments d'ordre supérieur aient une signification ;

- la variance des valeurs : les données hydrométriques à l'exutoire des grands bassins versants montrent peu de variance ; l'extrapolation vers les valeurs extrêmes à l'aide des lois statistiques est facilitée.

Les autres variables discriminantes sont moins évidentes. Ainsi, la couverture végétale, le type de sol, la topographie et plus particulièrement les caractéristiques des phénomènes météorologiques qui affectent les bassins versants jouent un rôle de premier plan.

2. BUT DE L'ÉTUDE

La présente étude vise à déterminer si l'information contenue dans des échantillons de taille relativement grande permet de sélectionner des lois d'ajustement qui utilisent des moments d'ordre supérieurs.

Pour démontrer ce point, nous comparons la précision d'ajustement de lois à deux paramètres, à trois paramètres et à plus de trois paramètres. Les deux premiers groupes font appel aux lois classiques alors que le troisième utilise des fonctions de distributions appliquées tout récemment en hydrologie.

Lois à deux paramètres

Gumbell

Gamma

Log Gamma

Lois à trois paramètres

Pearson III

Log Pearson III

Lois à plus de trois paramètres

Entropie maximale

Polynômes orthogonaux

3. DESCRIPTION DES LOIS DE DISTRIBUTION

Nous n'insistons pas sur la description de ces lois puisqu'elles sont bien décrites dans la littérature plus particulièrement les lois classiques des deux premiers groupes.

Nous nous limitons à présenter leurs fonctions de densité.

3.1 Les lois classiques

Gumbell

$$f(x) = \frac{1}{C} e^{-(a+x)/C} - e^{-(a+x)/C}$$

$$a = \gamma C - \bar{x} \text{ avec } \gamma = 0,57721 \text{ (constante d'Euler)}$$

$$C = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S(x)$$

Gamma

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \sqrt{\beta}} \left(\frac{x}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-x/\alpha}$$

α = paramètre d'échelle
 β = paramètre de forme

Log Gamma

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \sqrt{\beta}} \left(\frac{\log(x)}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\log(x)/\alpha}$$

Pearson III

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \sqrt{\beta}} \left(\frac{x-\gamma}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x-\gamma}{\alpha} \right)}$$

α = paramètre d'échelle
 γ = paramètre de position
 β = paramètre de forme

Log Pearson III

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \sqrt{\beta}} \left(\frac{\log(x)-\gamma}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{\log(x)-\gamma}{\alpha} \right)}$$

Lorsque la taille de l'échantillon est assez importante, les moments d'ordre supérieur au deuxième et au troisième degré peuvent améliorer l'estimation des valeurs extrêmes.

3.2 Les lois utilisant des moments d'ordre supérieur

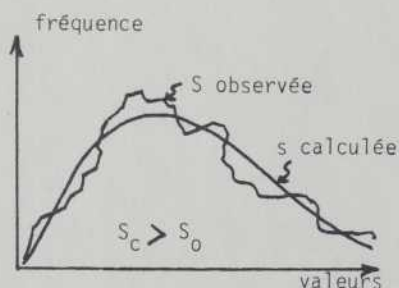
Nous vous référons à l'article de (Llamas et al. 1984 et Llamas 1982) pour les détails mathématiques concernant ces lois.

Entropie maximale

Cette méthode basée sur le principe de Jaynes, établit que la meilleure fonction de distribution, en terme de l'information contenue dans l'échantillon, est celle qui maximise l'entropie :

$$S = - \int_R f(x) \ln [f(x)] dx$$

où $f(x)$ est la fonction de densité des probabilités.



En quelque sorte, maximiser l'entropie tel qu'exprimée par l'équation ci-haut, équivaut à définir la courbe qui exprime le mieux la distribution des valeurs observées. Schématiquement, les points extraits de la distribution lissée ont une valeur d'entropie plus élevée que ceux tirés de la courbe brisée.

On retrouve donc la définition d'entropie qui est une mesure du désordre.

Les contraintes du système :

$$\int_R f(x) dx = 1$$

$$\int_R x^i f(x) dx = m_i = \text{moments de l'échantillon}$$

sont incorporées dans le système d'équation à l'aide des multiplieurs de La Grange.

Méthode d'ajustement par des polynômes orthogonaux

Ce type d'ajustement se fait à partir d'une fonction de densité des probabilités du type classique et une série de polynômes orthogonaux évalués à partir des moments à l'origine de l'échantillon.

Lorsque le coefficient d'asymétrie de l'échantillon est différent de zéro et que les bornes physiques de la variable sont $(0, \infty)$, l'ajustement peut se faire à partir d'une fonction Gamma et des polynômes de type Laquerre.

La fonction de densité Gamma :

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{\beta-1} e^{-x/\alpha}$$

posant $a = \frac{1}{\alpha}$ et $b = \beta$ on obtient :

$$g(x) = \frac{a^b x^{b-1} e^{-ax}}{\Gamma(b)}$$

La fonction de densité des probabilités Gamma-Laquerre s'écrit :

$$f(x) = g(x) T(x, m_k)$$

où

m_k = les moments à l'origine jusqu'à l'ordre k ;

$T(x, m_k)$ = un polynôme qui dépend de x et de tous les moments à l'origine jusqu'à l'ordre k ;

Le polynôme $T(x, m_k)$ n'a pas d'effet sur $g(x)$ lorsque k est inférieur ou égal à 2. Le nombre maximum des moments, c'est-à-dire, l'ordre maximum du polynôme de Laquerre, est en principe infini, mais on constate des oscillations dans les limites extrêmes de la distribution lorsque k est trop élevé. Il est conseillé que k ne dépasse pas la valeur 6 (Llamas 1972).

4. FORMATION DES ÉCHANTILLONS

Dans le but de constituer des échantillons aussi longs que possible, nous avons sélectionné d'une part des stations hydrométriques de longue date et d'autre part, le phénomène des crues pluviales ce qui permet de retenir plus d'un événement indépendant par année ce qui accroît sensiblement l'échantillonnage.

Les stations qui ont servi à l'étude sont présentées au tableau 1 ainsi que la taille de l'échantillon correspondant. Les valeurs de chacune des échantillons apparaissent à l'annexe.

Tableau 1

Stations hydrométriques utilisées pour former les échantillons

Noms	Bassin versant km ²	Numéro provincial	Durée	Nombre de valeurs
Chaudière à Saint-Lambert	5 820	023402	1915 à 1983	236
Beaurivage	709	023401	1926 à 1983	156
Jacques Cartier	2 010	050801	1924 à 1983	120
Matane	1 650	021601	1926 à 1983	107
Etchemin	1 130	023301	1927 à 1983	236

5. DISCUSSION DES RÉSULTATS

Les tableaux 2 à 11 inclusivement montrent les fréquences cumulatives et les périodes de retour sur cinq rivières du Québec.

On a fait l'hypothèse que la distribution empirique de l'échantillon exprimée par la loi de Weibull représentait le mieux la distribution vraie de la population.

Sous cet hypothèse, le rendement de chaque loi a été évalué par simple coïncidence avec la distribution dite "vraie". Un classement a d'abord été fait sur l'ensemble des résultats, puis un second en se limitant aux deux valeurs de débits les plus élevées de chacune des rivières. Ce deuxième classement évite de donner trop de poids aux faibles périodes de retour là où les lois ont des performances équivalentes.

Par ordre décroissant de précision d'ajustement, l'analyse de coïncidence a produit le classement suivant :

1. Log Pearson III W.R.C. ;
2. polynômes orthogonaux (4 moments) ;
3. polynômes orthogonaux (5 moments) ;
4. entropie maximale ;
5. Pearson III ;
6. Log Gamma ;
7. Gamma ;
8. Gumbel.

Plus spécifiquement, on distingue trois groupes à l'intérieur desquels les lois ont à peu près le même rendement.

Groupe 1 - Les lois classées 1,2,3, et 4.

Groupe 2 - La loi classée 5.

Groupe 3 - Les lois classées 6,7, et 8.

Ces résultats sont préliminaires puisqu'ils s'appuient sur un nombre restreint d'échantillons et que ces échantillons sont de tailles variables. De plus, l'hétérogénéité des bassins versants peut introduire des éléments perturbateurs qui favorisent des lois au détriment de certaines autres.

Somme toute, l'étude montre qu'en présence d'un échantillon de taille importante, les lois qui utilisent des moments supérieurs ont tendance à donner de meilleurs résultats. Il est également recommandable d'éviter l'utilisation des lois à deux paramètres.

6. REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier M. François Desjardins du service Prévisions et Systèmes hydriques d'Hydro-Québec et M. Issaoui Mohammed du département de génie civil de l'Université Laval pour le support informatique à la réalisation de ce projet.

7. RÉFÉRENCES

- BOBEE, B. and BOUCHER, P., Ajustement des distributions Pearson type 3, Gamma, log-Pearson type 3 et log-Gamma. Université du Québec, INRS-EAU, Rapport scientifique no 105, 1981.
- CHOW, V.T., Handbook of applied hydrology. McGraw-Hill Inc., 1964.
- KITE, G.W., Frequency and risk analysis. Inland Waters Directorate, Environment Canada, 1976.
- LLAMAS, J., Méthodes statistiques. Sixième colloque d'initiation aux principes d'hydrologie. Université Laval, Québec 1972.
- LLAMAS, J., Estudio regional de precipitaciones en la provincia de Madrid. Monographia no 1, Diputacion de Madrid, Servicio Forestal y de Medio Ambiente, 1982.
- LLAMAS, J. and SIUDIOUI, M., Run of pricipitation series. Colorado State University, Hydrology paper no 33, Fort Collins, Colorado, 1969.
- LLAMAS, J., CHARBONNEAU, R. et RASSAM, J.C., Étude comparative de quelques méthodes d'estimation des débits de crue. Proceedings, 5th International Conference on Water Resources Planning and Management, Athens, 1-4 octobre 1984.
- SIDDALL, J.M., Probabilist Engineering Design : Principles and Applications. Department of Mechanics. University of Colombus,. OHIO, 1983.

Tableau 2

Fonctions de distribution des séries partielles
des débits de pointes pluviales sur la rivière Jacques Cartier

Débits (m ³ /s)	Weibull	Gumbel	Gamma	Log-Gamma	Pearson III	Log-Pearson III WRC	Entropie maximale	P0-4	P0-5
300	0,7741	0,6956	0,7043	0,7550	0,7906	0,7758	0,7858	0,7806	0,7813
400	0,9219	0,8563	0,8552	0,9051	0,8869	0,9003	0,9292	0,9284	0,9279
500	0,9524	0,9358	0,9381	0,9597	0,9361	0,9496	0,9632	0,9608	0,9601
600	0,9618	0,9721	0,9740	0,9837	0,9621	0,9686	0,9724	0,9664	0,9661
700	0,9713	0,9880	0,9904	0,9927	0,9801	0,9827	0,9766	0,9732	0,9733
800	0,9843	0,9948	0,9959	0,9961	0,9911	0,9896	0,9801	0,9820	0,9822
900	0,9865	0,9978	0,9983	0,9979	0,9926	0,9928	0,9845	0,9896	0,9897
1 000	0,9888	0,9991	0,9993	0,9991	0,9955	0,9952	0,9920	0,9946	0,9947
1 100	0,9911	0,9996	0,9997	0,9993	0,9967	0,9960	0,9988	0,9975	0,9975

Tableau 3

Fonctions de distribution des séries partielles
Des débits de pointes pluviales sur la rivière Jacques Cartier
en terme de périodes de retour

Débits (m ³ /s)	Weibull	Gumbel	Gamma	Log-Gamma	Pearson III	Log-Pearson III WRC	Entropie maximale	P0-4	P0-5
300	4	3	3	4	5	5	5	5	5
400	13	7	7	11	9	10	14	14	14
500	21	16	16	25	16	20	27	26	25
600	26	36	39	61	26	32	36	30	30
700	35	83	104	137	50	58	43	37	38
800	64	192	244	256	112	96	50	56	56
900	74	455	588	476	135	139	65	96	97
1 000	89	1 111	1 429	1 111	222	208	125	185	189
1 100	112	2 500	3 333	1 429	303	250	833	400	400

Tableau 4

Fonctions de distribution des séries partielles
des débits de pointes pluviales sur la rivière Beaurivage

Débits (m ³ /s)	Weibull	Gumbel	Gamma	Log-Gamma	Pearson III	Log-Pearson III WRC	Entropie maximale	P0-4	P0-5
100	0,7962	0,7313	0,7381	0,7942	0,7813	0,8043	0,8221	0,8049	0,8161
125	0,8764	0,8478	0,8459	0,8893	0,8622	0,8849	0,9023	0,9004	0,8972
150	0,9268	0,9165	0,9163	0,9380	0,9172	0,9272	0,9344	0,9392	0,9294
175	0,9463	0,9551	0,9554	0,9630	0,9513	0,9543	0,9475	0,9547	0,9465
200	0,9656	0,9760	0,9768	0,9804	0,9672	0,9671	0,9589	0,9650	0,9615
225	0,9752	0,9873	0,9883	0,9877	0,9814	0,9799	0,9680	0,9745	0,9750
250	0,9807	0,9933	0,9941	0,9922	0,9884	0,9846	0,9800	0,9830	0,9859
275	0,9866	0,9964	0,9965	0,9952	0,9927	0,9892	0,9887	0,9899	0,9933
300	0,9909	0,9981	0,9982	0,9962	0,9954	0,9916	0,9984	0,9948	0,9978

Tableau 5

Fonctions de distribution des séries partielles
Des débits de pointes pluviales sur la rivière Beaurivage
en terme de périodes de retour

Débits (m ³ /s)	Weibull	Gumbel	Gamma	Log-Gamma	Pearson III	Log-Pearson III WRC	Entropie maximale	P0-4	P0-5
100	5	4	4	5	5	5	6	5	5
125	8	7	7	9	7	9	10	10	10
150	14	12	12	16	12	14	15	16	14
175	19	22	22	27	21	22	19	22	19
200	29	42	43	51	31	30	24	29	26
225	40	79	86	81	54	50	31	39	40
250	52	149	170	128	86	65	50	59	71
275	75	278	286	208	137	93	88	99	149
300	110	526	556	263	217	119	625	192	455

Tableau 6

Fonctions de distribution des séries partielles
des débits de pointes pluviales sur la rivière Chaudière à Saint-Lambert

Débits (m ³ /s)	Weibull	Gumbel	Gamma	Log-Gamma	Pearson III	Log-Pearson III WRC	Entropie maximale	P0-4	P0-5
700	0,9170	0,9092	0,9084	0,9177	0,9095	0,9154	0,9228	0,9254	0,9201
800	0,9521	0,9436	0,9408	0,9441	0,9385	0,9400	0,9410	0,9481	0,9405
900	0,9635	0,9652	0,9639	0,9580	0,9580	0,9555	0,9535	0,9620	0,9549
1 000	0,9666	0,9786	0,9760	0,9684	0,9712	0,9648	0,9634	0,9714	0,9664
1 100	0,9705	0,9869	0,9850	0,9787	0,9820	0,9741	0,9723	0,9784	0,9758
1 200	0,9773	0,9920	0,9909	0,9834	0,9878	0,9812	0,9810	0,9839	0,9833
1 300	0,9831	0,9951	0,9944	0,9873	0,9918	0,9846	0,9889	0,9882	0,9891
1 400	0,9927	0,9970	0,9960	0,9905	0,9948	0,9880	0,9951	0,9917	0,9934
1 500	0,9949	0,9982	0,9972	0,9923	0,9959	0,9906	0,9987	0,9943	0,9963

Tableau 7

Fonctions de distribution des séries partielles
Des débits de pointes pluviales sur la rivière Chaudière à Saint-Lambert
en terme de périodes de retour

Débits (m ³ /s)	Weibull	Gumbel	Gamma	Log-Gamma	Pearson III	Log-Pearson III WRC	Entropie maximale	P0-4	P0-5
700	12	11	11	12	11	12	13	13	13
800	21	18	17	18	16	17	17	19	17
900	27	29	28	24	24	23	22	26	22
1 000	30	47	42	32	35	28	27	35	30
1 100	34	76	67	47	56	39	36	46	41
1 200	44	125	110	60	82	53	53	62	60
1 300	59	204	179	79	122	65	90	85	92
1 400	137	333	250	105	192	83	204	121	152
1 500	196	556	357	130	244	106	769	175	270

Tableau 8

Fonctions de distribution des séries partielles
des débits de pointes pluviales sur la rivière Etchemin

Débits (m ³ /s)	Weibull	Gumbel	Gamma	Log-Gamma	Pearson III	Log-Pearson III WRC	Entropie maximale	P0-4	P0-5
150	0,8658	0,8503	0,8452	0,8854	0,8608	0,8814	0,9055	0,8945	0,8888
175	0,9008	0,9111	0,9101	0,9299	0,9118	0,9208	0,9382	0,9331	0,9222
200	0,9367	0,9480	0,9494	0,9572	0,9429	0,9501	0,9573	0,9524	0,9424
225	0,9518	0,9698	0,9685	0,9729	0,9608	0,9613	0,9657	0,9634	0,9578
250	0,9726	0,9826	0,9833	0,9835	0,9747	0,9725	0,9742	0,9720	0,9707
275	0,9917	0,9900	0,9910	0,9898	0,9838	0,9813	0,9803	0,9793	0,9809
300	0,9923	0,9942	0,9951	0,9928	0,9899	0,9854	0,9864	0,9856	0,9884
325	0,9929	0,9967	0,9967	0,9952	0,9930	0,9895	0,9924	0,9905	0,9934
350	0,9935	0,9981	0,9982	0,9961	0,9954	0,9915	0,9984	0,9942	0,9966
375	0,9942	0,9989	0,9991	0,9970	0,9964	0,9933	0,9990	0,9966	0,9984

Tableau 9

Fonctions de distribution des séries partielles
Des débits de pointes pluviales sur la rivière Etchemin
en terme de périodes de retour

Débits (m ³ /s)	Weibull	Gumbel	Gamma	Log-Gamma	Pearson III	Log-Pearson III WRC	Entropie maximale	P0-4	P0-5
150	8	7	7	9	7	8	11	10	9
175	10	11	11	14	11	13	16	15	13
200	16	19	20	23	18	20	23	21	17
225	21	33	32	37	26	26	29	27	24
250	36	57	60	61	40	36	39	36	34
275	120	100	111	98	62	53	51	48	52
300	130	172	204	139	99	68	74	69	86
325	141	303	303	208	143	95	132	105	152
350	154	526	555	256	217	118	625	172	294
375	172	909	1 111	333	278	149	1 000	294	625

Tableau 10

Fonctions de distribution des séries partielles
des débits de pointes pluviales sur la rivière Matane

Débits (m ³ /s)	Weibull	Gumbel	Gamma	Log-Gamma	Pearson III	Log-Pearson III WRC	Entropie maximale	P0-4	P0-5
150	0,7460	0,6833	0,6909	0,7337	0,7217	0,7446	0,7640	0,7417	0,7539
175	0,8102	0,7792	0,7850	0,8210	0,8053	0,8238	0,8520	0,8312	0,8321
200	0,8704	0,8493	0,8488	0,8791	0,8575	0,8763	0,8829	0,8863	0,8783
225	0,9002	0,8985	0,9038	0,9171	0,9048	0,9122	0,9037	0,9178	0,9063
250	0,9222	0,9323	0,9351	0,9449	0,9314	0,9357	0,9255	0,9376	0,9266
275	0,9531	0,9551	0,9579	0,9595	0,9579	0,9536	0,9377	0,9511	0,9433
300	0,9639	0,9704	0,9729	0,9712	0,9659	0,9628	0,9518	0,9619	0,9579
325	0,9667	0,9805	0,9836	0,9812	0,9781	0,9721	0,9626	0,9708	0,9701
350	0,9695	0,9872	0,9902	0,9859	0,9846	0,9805	0,9771	0,9785	0,9800
375	0,9729	0,9916	0,9938	0,9903	0,9900	0,9840	0,9868	0,9848	0,9874

Tableau 11

Fonctions de distribution des séries partielles
Des débits de pointes pluviales sur la rivière Matane
en terme de périodes de retour

Débits (m ³ /s)	Weibull	Gumbel	Gamma	Log-Gamma	Pearson III	Log-Pearson III WRC	Entropie maximale	P0-4	P0-5
150	4	3	3	4	4	4	4	4	4
175	5	5	5	6	5	6	7	6	6
200	8	7	7	8	7	8	9	9	8
225	10	10	10	12	11	11	10	12	11
250	13	15	15	18	15	16	13	16	14
275	21	22	24	25	24	22	16	20	18
300	28	34	37	35	29	27	21	26	24
325	30	51	61	53	46	36	27	34	33
350	33	78	102	71	65	51	44	47	50
375	37	119	161	103	100	63	76	66	79

ANNEXE

Valeurs de débits de pointes pluviales sur
les cinq rivières utilisées

Rivière Chaudière

100 100 473 377 161 365 215 129 991 236 648 269 614 248 140 484 725 561 129 538 269 496 292
 248 120 648 161 100 258 365 603 1350 129 192 161 193 600 391 629 154 328 209 394 179 651 219
 521 337 408 151 189 169 510 360 106 603 106 804 240 187 128 481 314 229 119 575 314 303 348
 292 156 337 235 126 185 150 612 152 117 1230 126 121 155 175 385 214 103 320 106 228 115 251
 89 357 405 555 473 501 274 133 419 640 184 184 251 419 184 124 206 439 195 572 850 262 445
 274 143 256 702 793 501 157 129 382 148 507 148 119 188 416 102 119 148 394 111 129 462 309
 106 507 112 261 334 286 123 266 231 257 151 151 213 144 728 362 161 192 708 481 166 1300 184
 643 133 252 188 371 183 337 405 538 365 388 260 583 108 106 180 191 232 147 309 578 122 150
 317 204 183 532 1100 223 265 283 362 728 221 131 385 835 629 135 108 104 137 306 289 168 107
 115 575 365 699 1540 203 614 269 132 719 478 110 285 287 174 481 285 164 265 243 452 1150 1320
 755 254 197 178 450

Rivière Beauvage

72 158 317 45 136 79 109 72 121 93 79 66 81 47 45 33 70 69 40 71 80 63 32 53 79 155 59 75
 138 69 45 70 110 99 68 30 59 61 48 70 278 100 63 66 65 63 60 33 43 38 48 40 63 39 40 89
 37 146 39 66 41 90 44 57 152 95 46 97 72 78 107 119 188 103 128 197 60 54 43 54 40 59 58
 44 49 37 55 44 44 83 61 79 60 56 39 46 31 45 35 79 148 68 69 144 36 202 97 65 116 34 59
 38 44 65 39 37 30 120 34 40 251 59 69 45 51 49 222 122 52 44 46 78 49 127 110 71 87 54 45
 51 58 40 77 86 190 62 34 46 54 92 119 141 103 31 43 66

Rivière Jacques Cartier

294 193 464 1130 259 155 138 164 146 212 222 143 163 663 765 217 157 134 348 158 139 171 186
 107 249 374 194 294 394 306 733 159 174 197 405 160 345 394 170 122 360 275 198 117 142 158
 481 459 189 561 230 215 219 272 190 159 362 125 212 132 121 303 368 294 229 259 203 155 262
 317 201 151 209 317 257 187 114 217 306 154 146 283 189 283 226 241 235 221 224 223 317 147
 224 277 224 206 282 137 326 155 340 195 102 150 265 289 119 146 196 177 192 320 321 125 135
 200 118 190 290 114

Rivière Etchemin

111 128 439 200 62 95 58 68 154 99 71 91 64 43 59 63 80 52 63 76 76 80 61 186 78 199 41
 101 94 59 52 54 52 43 78 50 87 85 89 46 54 160 103 242 271 85 50 204 80 74 47 52 74 269
 62 135 71 183 89 41 87 50 50 89 169 261 58 98 68 118 122 172 114 51 68 70 65 66 128 41 65
 94 92 95 67 89 57 63 53 111 238 53 65 66 50 125 42 54 83 40 43 68 52 136 52 109 45 79 207
 179 57 47 45 112 229 156 44 184 43 103 228 46 185 191 116 184 63 78 121 52 48 70 103 45 63
 170 73 59 93 96 51 92 82 119 80 53 51 111 44 79 73 117 59 93 85 121 60 55 53 49 46 73 45
 130 51 51 116 167 79 105 162 135 149 42 142 83 88 49 79 99 102 79 100 57 46 50 53 80 56
 41 62 48 94 116 98 51 123 68 97 50 67 221 80 67 71 138 59 53 88 53 120 233 59 112 40 42
 49 76 65 60 106 70 261 258 65 107 115 89 131 62 100 80 124 111 87

Rivière Matane

146 155 374 160 100 65 142 129 104 91 57 58 83 191 127 105 196 126 116 399 99 108 59 158 94
 112 55 60 67 75 76 191 213 241 60 119 223 143 83 50 95 116 292 388 185 69 136 98 104 160
 102 73 63 117 56 71 256 138 112 138 90 80 84 143 200 118 69 77 93 165 61 195 259 57 77 153
 94 98 195 276 115 67 56 93 105 132 87 83 83 61 65 126 56 72 73 78 97 232 143 260 111 124
 206 158 92 104 51

COLLOQUE SUR LA RECHERCHE EN HYDROLOGIE AU QUEBEC
53e CONGRES DE L'ACFAS, 23 MAI 1985, CHICOUTIMI, QUEBEC

ETAT DES CONNAISSANCES HYDROLOGIQUES DES RIVIERES DU QUEBEC
SEPTENTRIONAL ET MERIDIONAL

Van-Diem HOANG

Direction des relevés aquatiques, Direction générale des ressources
hydriques, 3900, Marly, Sainte-Foy, Quebec, G1X 4E4

1- INTRODUCTION

La Direction des relevés aquatiques du ministère de l'Environnement exploite un réseau de mesure de niveaux et de débits sur tout le territoire du Québec dans le but de faire l'inventaire quantitatif de la ressource en eau. Ce réseau de stations de mesure est divisé en trois grandes classes: réseau de base pour la connaissance hydrologique, réseau de gestion pour des fins de gestion et contrôle d'inondations et réseau de projet dans le cadre d'une étude particulière.

Ce programme de mesure à long terme a pour but de connaître les régimes hydrologiques et le potentiel hydrique de nos rivières et de fournir aux utilisateurs de la ressource tous les renseignements hydrologiques répondant à leurs besoins (aménagement, délimitation des zones inondables, prévision de crue, pollution des cours d'eau et approvisionnement en eau potable, etc...)

1.1 OBJECTIF

L'objectif premier de cette étude consiste à produire un bilan sur l'état des connaissances hydrologiques des cours d'eau du Québec, soit aux stations de mesure, soit aux endroits non jaugés de tout le territoire.

L'état des connaissances aux endroits non jaugés sera en quelque sorte une interpolation des résultats obtenus aux endroits jaugés. De plus, cette étude aura comme conséquence de qualifier et quantifier certaines régions hydrologiques homogènes du Québec.

1.2 VARIABLES HYDROLOGIQUES A ÉTUDIER

Les variables hydrologiques à l'étude ne sont pas des paramètres physiques propres du bassin versant tel la densité de drainage, la superficie, la pente de la rivière, le pourcentage de lacs et marécages, etc., mais plutôt des variables attachées aux débits des cours d'eau aux stations de mesure choisies.

Nous étudions les débits moyens sur une base annuelle, saisonnière, mensuelle et journalière ainsi que les débits maximaux et minimaux annuels attribués respectivement aux inondations (problèmes hydrologiques résultats de la surabondance d'eau) et aux sécheresses (problème hydrologique résultats du manque d'eau).

A l'aide des cartes, il sera possible d'avoir une vue d'ensemble de la variabilité spatiale des variables à étudier de chacune des régions qui serviront par la suite à une analyse des comportements hydrologiques des bassins versants soit aux stations de mesure, soit à n'importe quel endroit non jaugeé du territoire.



2 - DONNÉES DISPONIBLES

Sur tout le territoire de la province de Québec, plusieurs stations de mesure installées sur nos cours d'eau ont été ou sont présentement en opération dans le but de faire l'inventaire quantitatif de la ressource en eau et cela pour une meilleure connaissance des régimes hydrologiques et du potentiel hydrique de nos rivières.

Nous avons constitué une liste des stations de mesure qui sont opérées par différents organismes tel Environnement Canada, Hydro-Québec, Environnement Québec, Alcan, etc. Cette liste composée d'au-delà de 600 stations hydrométriques indique les années d'observation, si la cueillette de données était ou est annuelle, saisonnière, à régime d'écoulement influencé ou non.

Pour les besoins de l'étude, il s'agit seulement de choisir les stations hydrométriques possédant une période d'enregistrement suffisamment longue pour permettre une analyse statistique significative; le nombre d'années d'observation doit être supérieur ou égal à dix ($N \geq 10$ ans). De plus, le régime de ces cours d'eau doit remplir la condition d'être naturel, une des conditions essentielles pour estimer le plus près possible de la réalité un débit de récurrence donnée à partir d'un échantillon de N valeurs de débit observé. Le nombre de stations répondant à ces deux critères est de l'ordre de 168.

3-RÉGIONALISATION

Cette étape a pour but de regrouper des stations de mesure choisies dans une région ayant des caractéristiques géographiques et hydrologiques relativement homogènes. Les trois critères suivants sont utilisés: les débits spécifiques moyens annuels, les coefficients de variation et la distance de corrélation nulle. A l'intérieur d'une zone délimitée, nous supposons que les variables dépendantes hydrologiques (crue, étiage, moyenne, etc.) sont fonction des caractéristiques physiques, géomorphologiques, géologiques et climatiques du bassin. L'étude de régression de ces variables permet d'établir des formules d'estimation du débit maximal, minimal ou moyen à un site non jaugé.

Comme nous pouvons le constater, la régionalisation permet de qualifier et quantifier un groupe de stations, une région. Sept régions ont été considérées pour tout le Québec, dont trois dans le Québec septentrional et quatre dans le Québec méridional (voir carte 1).

3.1 QUÉBEC MÉRIDIONAL

Région 1: Bassins versants situés à l'est de la rivière du Sud, drainant le versant sud du golfe Saint-Laurent et de la vallée de la Matapédia.

Région 2: Bassins versants sur la rive droite du fleuve Saint-Laurent, de la frontière Canado-Américaine jusqu'à la limite

de la région 1. Cette région couvre une grande partie de la région de l'Estrie et des Bois-Francs. Un grand nombre des stations de mesure se trouve dans cette région et une des régions la plus peuplée au Québec méridional.

Région 3: Bassins drainant la partie nord du fleuve Saint-Laurent, de l'Outaouais et de Saint-Maurice, à l'exception des affluents nord du lac Saint-Jean de la Chamouchouane à Péribonca inclusivement.

Région 4: Bassins versants du massif Laurentien et les bassins drainant vers le lac Saint-Jean.

3.2 QUÉBEC SEPTENTRIONAL

Région 5: Bassins versants de la Manicouagan et les bassins sur la rive nord du fleuve Saint-Laurent dans les régions moyennes Côte Nord et basse Côte Nord.

Région 6: Bassins du sud de la Baie de James, de Rupert-Eastmain, de Grande-Rivière, de Grande-Rivière-de-la-Baleine, du Nord de la Baie d'Hudson. Tous ces bassins drainent l'eau vers la Baie de James et d'Hudson.

Région 7: Bassins des rivières: Arnaud, Aux Feuilles, Aux Mélèzes, Caniapiscou. Tous ces bassins drainent l'eau vers la baie d'Ungava.

4 - ANALYSE DES DÉBITS MOYENS MENSUELS, SAISONNIERS ET ANNUELS

4.1 DÉBITS MOYENS MENSUELS

Les débits moyens s'obtiennent en faisant la moyenne arithmétique des débits journaliers de chaque mois. Cette variable nous permet de voir les fluctuations du régime des cours d'eau pour une période de douze (12) mois. A titre d'exemple, nous présentons au tableau 4.1 les débits moyens mensuels sous forme de tableau et par ordre chronologique de la rivière Mégiscane à la station de mesure numéro 080717.

Comme notre étude a pour but également d'analyser le comportement hydrologique des régions dans le but de détecter les particularités régionales, on a calculé la moyenne du débit mensuel spécifique par station et par la suite fait la moyenne pour la région. Le débit moyen mensuel spécifique s'obtient en litre/seconde/kilomètre au carré. La figure type 4.1 représente les débits moyens mensuels pour la rivière Mégiscane à la station numéro 080717. Dans la figure 4.1, le trait gros continu représente comme la moyenne des débits moyens mensuels. La figure 4.1 montre en effet un débit très élevé au début du printemps (Mai-Juin), mais extrêmement bas pendant les mois de Janvier, de Février et de Mars.

4.2 DÉBITS MOYENS SAISONNIERS

Les débits saisonniers sont calculés en prenant la moyenne des débits moyens mensuels; ils représentent la période de l'année où la lame d'eau écoulee est la plus basse, forte ou moyenne. Les saisons

correspondant comme suit: hiver (janvier à mars), printemps (avril à juin), été (juillet à septembre) et automne (octobre à décembre). Nous utilisons également les modules spécifiques (litre/seconde/km²) pour fin de comparaison entre les stations et régions. A titre d'exemple, les valeurs saisonnières sont illustrées au tableau 4.2 et à la carte 5.

4.3 DÉBITS MOYENS ANNUELS

Les débits moyens ou modules correspondant à un volume d'eau s'écoulant d'une manière régulière pendant tous les jours de l'année. C'est une pondération journalière du volume d'eau à une station ou région donnée. Ils caractérisent la quantité potentielle d'eau qu'un bassin versant est capable de fournir à long terme et présentent donc une importance fondamentale pour un inventaire des eaux de surface.

Le tableau 4.3 indiquent les valeurs moyennens et leur écart-type des débits moyens annuels par région hydrologique homogène. Les modules calculés par station sont présentés dans la carte 2.

4.4 PRÉCISION DU DÉBIT MOYEN ANNUEL

La valeur du débit moyen annuel calculé à partir des enregistrements n'indique pas sa vraie valeur, mais simplement une moyenne sur l'échantillon tiré des relevés portant sur N années d'enregistrement; alors, il est très important de connaître avec quelle précision sur la moyenne calculée. Cette précision est mesurée grâce à l'écart type de l'échantillon, s'exprime en pourcentage (%) et s'obtient par la formule suivante:

$$S(\bar{Q}_n) = \frac{c_v}{N} \times 100 \text{ (en pourcentage)}$$

où C_v représente le coefficient de variation estimé du débit moyen annuel:

$$C_v = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (Q_i - \bar{Q})^2}{N - 1}}}{\bar{Q}}$$

N = nombre d'années d'observation;

Q_i = débit moyen annuel à l'année i ;

$\bar{Q}$ = moyenne des débits moyens annuels;
pour une station ou module interrannuel.

La précision et le coefficient de variation du module sont présentés dans les cartes 3 et 4.

5 - ANALYSE DES DÉBITS MAXIMA ANNUELS

La connaissance quantitative du débit de crue ayant différentes périodes de récurrence est une donnée indispensable pour l'hydraulicien ou pour l'hydrologue dans le calcul économique optimal de la conception des ouvrages hydrauliques ou pour la délimitation des zones inondables.

Ce calcul de débit de crue est généralement estimé par une approche statistique. Cette approche consiste à retenir, pour chaque année, la valeur maximale du débit journalier observé qui n'est pas toujours nécessairement un débit d'inondation. Dans le cas où l'on dispose d'un échantillon en nombre suffisant de N crues ($N \geq 10$) et après avoir vérifié que les éléments de cet échantillon sont indépendants et proviennent d'une même population homogène, soit la crue printanière ou d'orage; on applique une loi statistique de distribution qui permet de déterminer les crues de période de récurrence donnée (décennale, centennale, millénale, etc...) avec un intervalle de confiance de 95 pour cent ou parfois 90 pour cent.

Les lois statistiques les plus utilisées en hydrologie sont: log-normale, gamma, gamma généralisé, Pearson du type 3, log Pearson du type 3 et Gumbel. La fiabilité des résultats obtenus lors de l'analyse statistique dépend grandement le nombre d'années d'enregistrements disponibles.

Pour la présente étude, la distribution du type log Pearson 3 est utilisée pour avoir une méthode uniforme dans l'évaluation du débit de crue. Cette distribution est détruite de la loi Pearson du type 3 par une transformation logarithmique.

5.1 PRÉCISION D'UNE SÉRIE DU DÉBIT MAXIMAL ANNUEL

Tel que mentionné dans la section 4.3, on dispose seulement d'une série des débits observés maximaux, alors on doit connaître avec quelle précision sur cette variable. La précision et le coefficient de variation présentés au tableau 5.1 ont été calculés de la même façon que pour le débit moyen annuel, sauf que Q_i devient maintenant le débit maximal de l'année i et $\bar{Q}$ la moyenne des débits maximaux annuels pour une station donnée. Les calculs ont été effectués pour toutes les stations de la présente étude et ensuite par région hydrologique homogène. La carte 12 en annexe présente ces résultats.

5.2 ANALYSE STATISTIQUE DES DÉBITS MAXIMAUX ANNUELS AUX STATIONS DE MESURE, PAR L'AJUSTEMENT D'UNE DISTRIBUTION DE FRÉQUENCE DE LOG PEARSON DU TYPE 3.

Si $y = \log x$ suit une loi Pearson 3, x suit une distribution de log Pearson 3, dont la fonction de densité de probabilité prend la forme suivante:

$$p(x) = \frac{1}{\beta \Gamma(\alpha)} \left[\frac{\log x - a}{\beta} \right]^{\alpha-1} e^{-\frac{(\log x - a)}{\beta}}$$

où α , β et a sont des paramètres de la distribution.

Cette loi Gamma à trois paramètres est très en vogue aux États-Unis et au Canada. Nous utilisons la méthode d'estimation des paramètres proposée par le comité d'hydrologie du conseil des ressources en eau des États-Unis (WRC). Ces trois paramètres sont estimés par

les moments en se basant sur la transformation logarithmique des valeurs observées par les formules suivantes:

$$\hat{\alpha} = 4/C_s^2$$

$$\hat{\beta} = S/\sqrt{\hat{\alpha}}$$

$$a = \bar{x} - \hat{\alpha} \hat{\beta}$$

où $\bar{x}$, S et C_s sont respectivement la moyenne, l'écart-type non biaisé et le coefficient d'asymétrie de l'échantillon.

Cette distribution permet de déterminer la courbe de fréquence des débits maximaux annuels aux stations de mesure. De plus, nous attribuons à chaque observation du débit maximal annuel classé une probabilité empirique. La connaissance de cette probabilité est essentielle et permet de comparer la distribution observée avec la distribution théorique de log Pearson du type 3. La probabilité d'ordre k dans un échantillon de taille N est donnée par la formule de Weibull:

$$p = \frac{k}{N+1}$$

où k : l'ordre de l'échantillon;

N : taille de l'échantillon.

La figure 5.1 est une représentation typique de la courbe de fréquence des débits journaliers maximaux annuels de la rivière Chaudière à la station de mesure 023402 au pont-route 210 à Saint-Lambert-de-Lévis. De plus, dans cette figure illustre sommairement la variabilité temporelle des maxima annuels.

Les débits maxima annuels de récurrence de deux ans ainsi que les rapports entre les débits journaliers de récurrence de cinq, dix, vingt, cinquante, cent ans et deux ans, c'est-à-dire Q_5/Q_2 , Q_{10}/Q_2 , Q_{20}/Q_2 , Q_{50}/Q_2 , Q_{100}/Q_2 obtenus à l'aide de la courbe de fréquence sont présentés dans les cartes 6, 7, 8, 9, 10 et 11 respectivement.

5.3 ESTIMATION DU DÉBIT MAXIMAL AUX ENDROITS NON JAUGÉS

A l'intérieur de chaque région hydrologique définie dans le chapitre 3, nous avons établi les formules d'estimation du débit maxima d'une récurrence de deux ans. Cette formule est obtenue par une régression multivariée entre la variable dépendante (débit maxima de récurrence de deux ans) et les variables indépendantes (caractéristiques **physiographiques** du bassin). Pour ce faire, nous avons considéré les variables indépendantes disponibles au moment d'effectuer cette étude, par conséquent, aucune recherche n'a été entreprise pour introduire des autres variables indépendantes.

Les variables indépendantes:

A : superficie du bassin de drainage, en km^2 ;

P_r : pente du cours d'eau; en m/km

S_t : pourcentage de lacs et de marécages.

La variable dépendante:

$Q_{\max, 2}$: débit maxima de récurrence de deux ans.

Après l'analyse des résultats, on remarque une forte corrélation entre $Q_{\max, 2}$ et la variable A (superficie). Alors, dans les formules d'estimation, on a retenu seulement cette variable, à cause qu'à elle seule, explique 95 pour cent du débit maximal.

Les résultats de ces régressions sont fournis sous forme d'équations dans le tableau 5.2. A côté de chaque équation, on a indiqué le coefficient de détermination (R^2), l'erreur relative d'estimation en pourcentage, pour donner une indication de la validité de la formule de régression.

La formule d'estimation s'applique à l'intérieur d'une région donnée; cependant, elle ne dispose pas d'un examen critique sur un site où des conditions spéciales prévalent, c'est donc dire à l'utilisateur de juger si les résultats obtenus sont valables ou non.

Les débits maxima annuels d'une récurrence de 5, 10, 20, 50 et 100 ans sont estimés à l'aide des courbes régionales de fréquence adimensionnelle. En utilisant la méthode Dalrymple, ces courbes sont obtenues en faisant la moyenne des quotients d'inondation " Q_T/Q_2 ", parfois appelés indices d'inondation, calculés aux stations de mesure de chaque région homogène à l'aide de la distribution de log Pearson du type 3. Les résultats sont présentés à la figure 5.2. On remarque que les crues de récurrence centennale sont plus spontanées (fortes) dans les régions I et IV et plus pondérées (faibles) ailleurs au Québec, quoique les quotients d'inondation se situent entre 1,7 et 2,2; soit une variation de l'ordre de 30% à l'échelle de tout le Québec, cet écart est réduit à 10% à la récurrence cinquantenaire. Une étude similaire effectuée en Angleterre par Stevens et Lyn en 1978, a fourni des quotients d'inondation ($Q_{100 \text{ ans}}/Q_{2 \text{ ans}}$) variant entre deux et trois. Ceci peut s'expliquer par les tailles des bassins versants qui sont en général plus petits que celles du Québec.

6 - ANALYSE DES DÉBITS MINIMA ANNUELS

De plus en plus de gens s'intéressent aux débits minima des cours d'eau. Que ce soient les ingénieurs hydrauliciens, les agriculteurs et même les consommateurs de la ressource eau, tous s'entendent pour affirmer l'importance de connaître ce régime d'écoulement des cours d'eau afin de prévoir et combattre toute pénurie qui serait dommageable pour l'économie régionale et la santé publique.

Dans le cas où l'on dispose d'un échantillon en nombre suffisant de N valeurs des débits minima ($N \geq 10$), on applique une loi statistique de distribution qui permet de déterminer les étiages de période de récurrence donnée.

6.1 Précision d'une série des débits minima annuels:

Tel que mentionné dans la section 4.3, on dispose seulement d'une série des débits observés minima, alors on doit connaître avec quelle précision sur cette variable. La précision et le coefficient de variation présentés au tableau 5.1 et à la carte 24 ont été calculés de la même façon que pour le débit moyen annuel, sauf que Q_i devient maintenant le débit minima de l'année i et $\bar{Q}$ la moyenne des débits minima pour une station donnée. Les calculs ont été effectués pour toutes les stations de la présente étude et ensuite par région hydrologique homogène.

6.2 Analyse statistique des débits minima annuels aux stations de mesure:

Comme l'analyse des débits maxima annuels, la distribution du type log Pearson 3 est utilisée pour l'analyse de fréquence des débits minima annuels.

La figure 6.1 est une représentation typique des courbes de fréquence des débits journaliers minima annuels de la rivière Chaudière au pont-route 210 à Saint-Lambert de Lévis (station 023402).

Les débits minima annuels de récurrence de deux ans ainsi que les rapports entre les débits journaliers de récurrence de 5, 10, 20, 50, 100 et 200 ans, c'est-à-dire Q_5/Q_2 , Q_{10}/Q_2 , Q_{20}/Q_2 , Q_{50}/Q_2 , Q_{100}/Q_2 obtenus à l'aide de la courbe de fréquence sont présentés dans les cartes 15, 19, 20, 21, 22 et 23 respectivement.

6.3 Estimation du débit minima aux endroits non jaugés:

Les formules d'estimation du débit minimal de récurrence de deux (2) ans sont présentées au tableau 6.1.

Les débits minimaux d'une récurrence donnée sont estimés à l'aide d'une courbe de fréquence régionale adimensionnelle (graphique 6.2). Cette courbe est obtenue en faisant la moyenne des quotients d'étiage $Q_T^{\text{ans}}/Q_2^{\text{ans}}$ établis aux stations de mesure de chaque région homogène par la distribution de log Pearson III.

Concernant les débits minima, les différences sont plus marquées; des étiages plus sévères surviennent dans les régions I, II,

III et VII alors que l'on trouve des étiages près de deux fois supérieurs dans les trois autres régions. Ceci peut être expliqué par la présence de nombreux lacs dans ces régions. Ces lacs ont pour effet de soutenir les étiages sévères.

7- ANALYSE ET SYNTHESES DES RESULTATS

L'analyse et l'interprétation des résultats obtenus nous ont permis de préciser les points suivants:

7.1 Les particularités régionales:

Les particularités régionales expliquent les différences qui existent entre le volume d'écoulement annuel, le volume d'eau de la crue printanière et les courbes de fréquence (maximales ou minimales) d'une région par rapport à une autre. Ces particularités sont attribuées au relief des bassins versants ainsi qu'à la climatologie de la région.

7.2 Précision sur quelques variables hydrologiques importantes:

La précision d'une variable dépend fortement de la variation des valeurs dans une série donnée ainsi que le nombre d'années d'enregistrement. La précision du débit moyen annuel varie de 3,4 pour cent (région V) à 4,4 pour cent (région II), celle du débit maximal varie de 5,2 pour cent (région III) à 7,6 pour cent (région IV) et, finalement, celle du débit minimal varie de 4,3 pour cent (région VI) à 9,3 pour cent (région VII). En conclusion, nous avons une plus grande précision pour le débit moyen, ensuite le débit maximal et enfin le débit minimal. Le débit moyen a une plus grande précision étant donné une plus faible variation dans les valeurs par rapport aux maximums ou aux minimums.

7.3 Erreur sur les formules d'estimation des débits extrêmes:

L'erreur sur les valeurs estimées pour une région donnée est très grande, variant de 9 pour cent à 40 pour cent pour le débit maximal et de 9 pour cent à 67 pour cent pour le débit minimal. Ces formules d'estimation ne doivent pas être utilisées pour le calcul précis; elles ne sont qu'une estimation.

7.4 Redondance de l'information sur le régime d'écoulement sur quelques rivières:

En analysant les courbes de fréquence des débits maxima ou minima annuels ainsi que des débits moyens mensuels, annuels, ceci nous permet de détecter la redondance de l'information sur le régime d'écoulement de quelques rivières au Québec méridional et septentrional. Cette redondance est expliquée par un fort degré de corrélation entre deux séries de débits recueillis aux stations de mesure soit sur la même rivière, soit dans une même région avoisinante.

7.5 Corrélation inter-bassin et inter-station:

Dans la poursuite d'un programme de collecte de mesure de phénomènes hydrométéorologiques, il importe de vérifier périodiquement la qualité des résultats obtenus de l'exploitation d'un réseau de stations et d'éliminer la redondance de l'échantillonnage, afin de maintenir un rendement optimum de ce programme sur les plans de la qualité et du coût.

Les études de corrélation sont utiles pour établir la similitude du comportement des cours d'eau en différents points de leur réseau hydrographique et même, entre bassins d'une même zone hydrologique homogène.

En ce sens, nous avons analysé les données mensuelles et journalières de débits aux stations à régime naturel de deux secteurs; l'un passablement perturbé par les activités forestières et agricoles, la rive sud du Saint-Laurent (zone I et II); l'autre en milieu relativement intact, les versants de la baie James, de la baie d'Hudson et de la baie d'Ungava. L'analyse des débits journaliers limitait à une période commune de cinq années, ce qui nous donnait un échantillonnage de plus de 1800 valeurs pour chacune des stations; quant à l'analyse des débits mensuels, nous avons utilisé la période maximale commune aux stations et bassins d'une même zone. (zones VI et VII).

Les résultats obtenus sont intéressants et le tableau 7.1 les résume; le coefficient de corrélation donne un indice sur le comportement d'un bassin (ou d'une station) par rapport à l'autre et met en évidence la composante saisonnière et annuelle (harmonique) des séries de données journalières et mensuelles. Il ne faut pas conclure que le débit d'un jour ou d'un mois particulier est à ce point corrélable. Le degré de dépendance des débits journaliers entre les stations d'un même bassin est relativement constant dans les deux secteurs décrits précédemment, $0,80 \leq R \leq 0,95$. La corrélation est moins bonne en comparant les stations d'un bassin à un autre, $0,32 \leq R \leq 0,92$. Ceci s'explique en partie par les différences physiographiques des bassins comparés, notamment la présence de lacs importants et de marécages, et surtout la taille du bassin versant; en effet, l'étendue et l'intensité d'un épisode pluvieux dans une région ne produira pas le même ruissellement sur des bassins pourtant voisins. D'ailleurs, selon les résultats d'une étude sur les méthodes de transposition des débits de crue, il a été établi qu'un rapport de bassin versant supérieur à deux entraîne une erreur appréciable dans l'estimation d'un débit de crue, de faible récurrence.

Dans la région du Nouveau-Québec, l'étude de corrélation des débits mensuels confirme la relative uniformité du régime hydrologique de ces grands cours d'eau; à l'intérieur d'un même bassin le plus faible coefficient de corrélation est 0,90 et cette dépendance atteint 0,99 pour certaines stations prises deux à deux. Le synchronisme de l'écoulement mensuel entre bassins est quand même bon $0,80 \leq R \leq 0,99$; l'existence de lacs importants peuvent expliquer ces écarts entre les bassins d'une même zone homogène.

CONCLUSION

L'étude sur la connaissance hydrologique de nos cours d'eau a apporté une réponse partielle aux objectifs posés de notre programme de mesure hydrologique. Les deux objectifs suivants sont satisfaits:

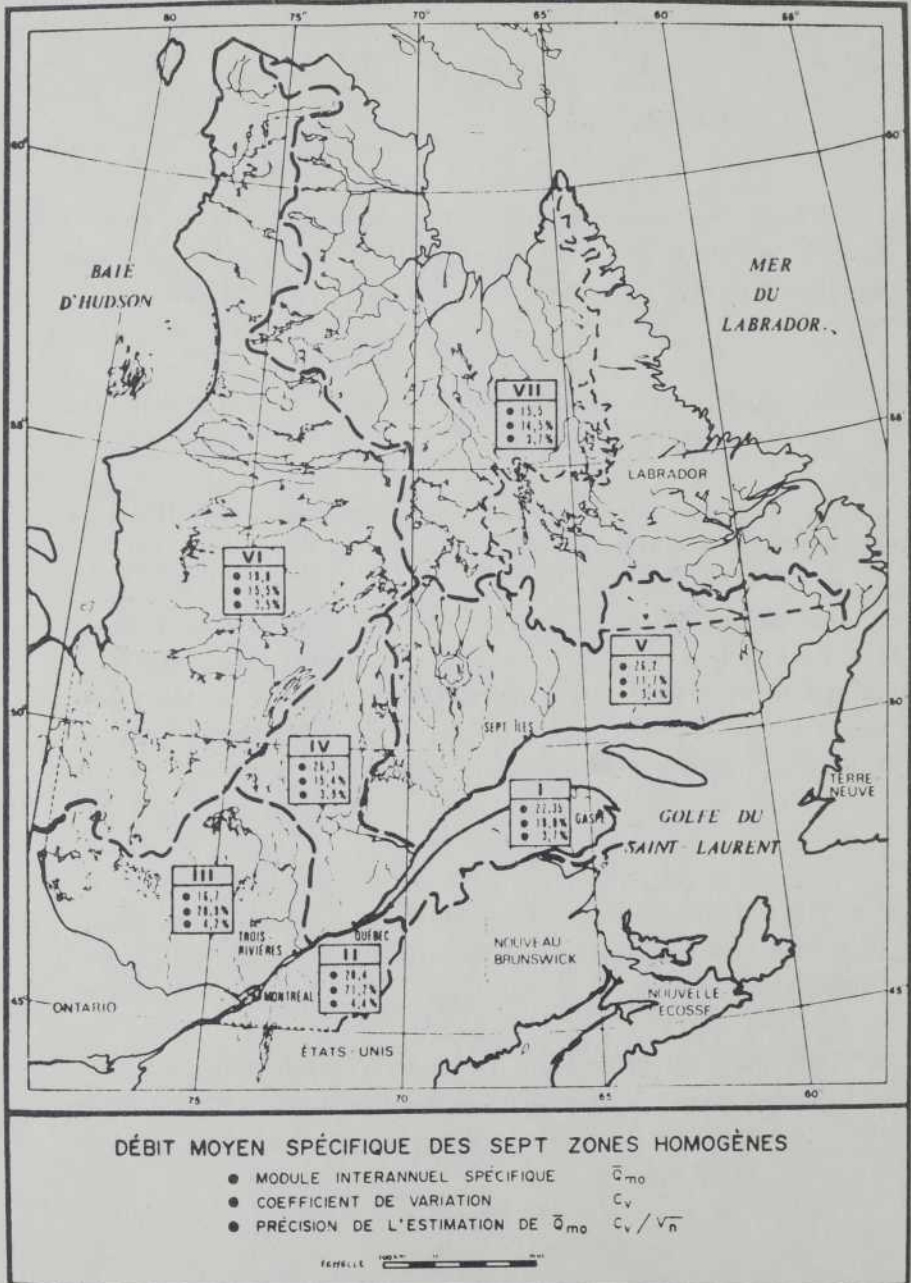
- 1.- L'évaluation de l'abondance et de la répartition des ressources hydriques sur le territoire;
- 2.- La connaissance des particularités hydrologiques des différents régimes d'écoulement;

Par contre, on doit poursuivre sur tout le territoire l'échantillonnage temporel à long terme du régime naturel d'écoulement sur quelques bassins de rivières représentatifs de chaque région hydrologique homogène. Pour tout le Québec, on compte un nombre total de 72 bassins versants répartis d'une façon équilibrée sur tout le territoire.

Dans le Québec méridional, on doit continuer les études d'interprétation des données disponibles afin d'améliorer les formules d'estimation des débits (crue ou étiage) sur les cours d'eau peu ou pas échantillonnés.

Cette étude permet de faire quelques recommandations concernant le changement au mode d'opération du réseau et de la rationalisation selon l'objectif poursuivi du ministère de l'Environnement du Québec.

CARTE 1



Station: 080705 - 080717

Mégiscane à 2,3 km en aval du pont du C.N. près de Mégiscane

Bassin versant: 8 310 km²

Période de documentation: 1924 - 1982

1) TABEAU DES DEBITS MOYENS MENSUELS (en m³/s)

Mois	Minimum (année)	Maximum (année)	Moyen
Janvier	38,819 (1963)	116,855 (1958)	71,860
Février	32,811 (1963)	82,852 (1932)	55,661
Mars	31,764 (1963)	101,352 (1981)	51,053
Avril	45,467 (1926)	391,633 (1981)	141,585
Mai	215,839 (1958)	800,871 (1936)	428,243
Juin	106,563 (1980)	595,567 (1974)	259,390
Juillet	73,813 (1953)	366,226 (1930)	175,346
Août	43,916 (1953)	293,516 (1966)	140,346
Septembre	50,200 (1933)	310,933 (1941)	135,884
Octobre	62,752 (1933)	541,839 (1932)	170,645
Novembre	58,457 (1949)	334,033 (1967)	162,156
Décembre	52,894 (1962)	230,419 (1966)	113,786

Tableau 4.1

TABLEAU 4.2

DÉBIT SPÉCIFIQUE MOYEN SAISONNIER
 EN LITRES/S/KM ET POURCENTAGE DU VOLUME ANNUEL

ZONE HOMOGÈNE	HIVER (JAN.-MARS)	PRINTEMPS (AVRIL-JUIN)	ÉTÉ (JUILLET-SEPTEMBRE)	AUTOMNE (OCTOBRE-DÉCEMBRE)
I	8,4 11	45 57	11 14	14 18
II	15 19	38 48	10 12	17 21
III	8,6 11	38 45	14 17	23 27
IV	8,1 9	47 49	21 22	19 20
V	7,5 7	52 49	24 23	22 21
VI	7,5 10	27 36	21 28	19 26
VII	2,3 4	23 38	24 40	11 18

TABLEAU 4.3

DÉBIT MOYEN ANNUEL SPÉCIFIQUE
EN LITRE PAR SECONDE PAR km²

RÉGION HOMOGÈNE	NOMBRE DE STATION	DÉBIT MOYEN ANNUEL SPÉC., (litre/s/km ²) $\bar{q}$	ECART-TYPE σ
I	18	22,35	2,87
II	36	20,7	3,38
III	42	16,7	5,37
IV	24	26,3	5,29
V	10	26,2	3,39
VI	35	19,0	7,06
VII	9	15,5	3,19

TABLEAU 5.1

PRÉCISION ET VARIATION MOYENNE
DU DÉBIT JOURNALIER ANNUEL

$\bar{Q}_{JMAX}$ & $\bar{Q}_{JMIN}$

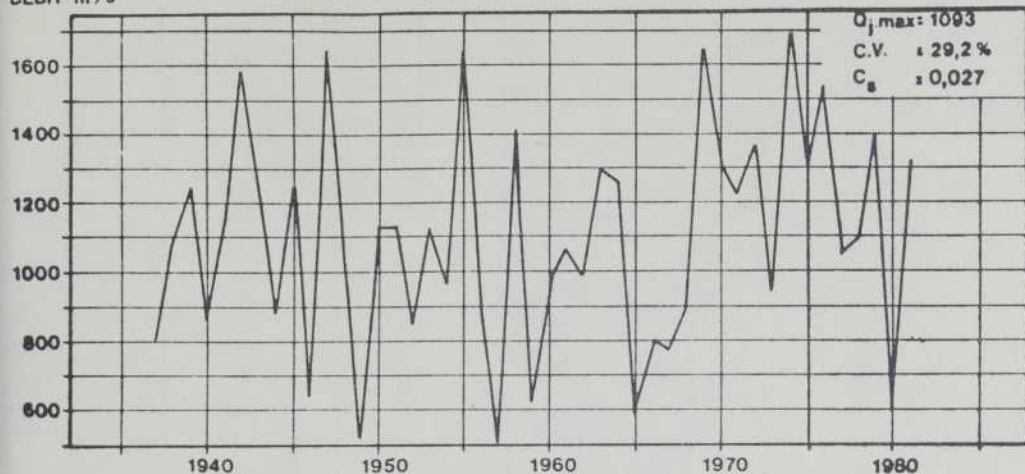
ZONE HOMOGÈNE	NOMBRE DE STATIONS n	VARIABLE	COEFFICIENT DE VARIATION Cv	PRÉCISION DE L'ESTIMATION $Cv/\sqrt{n}$ pourcentage
I	18	$\bar{Q}_{jmax}$	0,329	7
	18	$\bar{Q}_{jmin}$	0,359	7
II	19	$\bar{Q}_{jmax}$	0,312	6
	19	$\bar{Q}_{jmin}$	0,471	9
III	29	$\bar{Q}_{jmax}$	0,288	5
	30	$\bar{Q}_{jmin}$	0,360	7
IV	16	$\bar{Q}_{jmax}$	0,306	8
	16	$\bar{Q}_{jmin}$	0,255	7
V	11	$\bar{Q}_{jmax}$	0,299	7
	11	$\bar{Q}_{jmin}$	0,272	7
VI	18	$\bar{Q}_{jmax}$	0,255	6
	18	$\bar{Q}_{jmin}$	0,188	4
VII	8	$\bar{Q}_{jmax}$	0,260	6
	8	$\bar{Q}_{jmin}$	0,383	9

GRAPHIQUE 5.1

DÉBITS JOURNALIERS MAXIMAUX ANNUELS

- 125 -

DÉBIT m^3/s



DÉBIT m^3/s

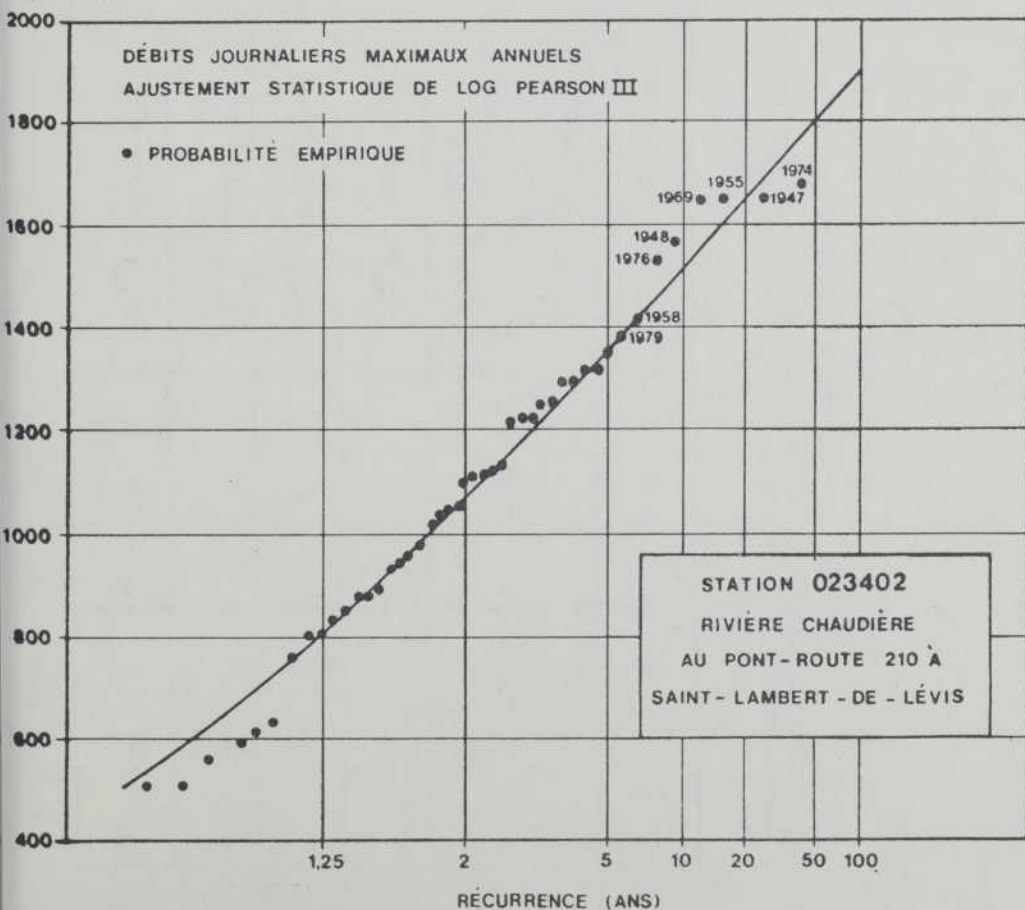
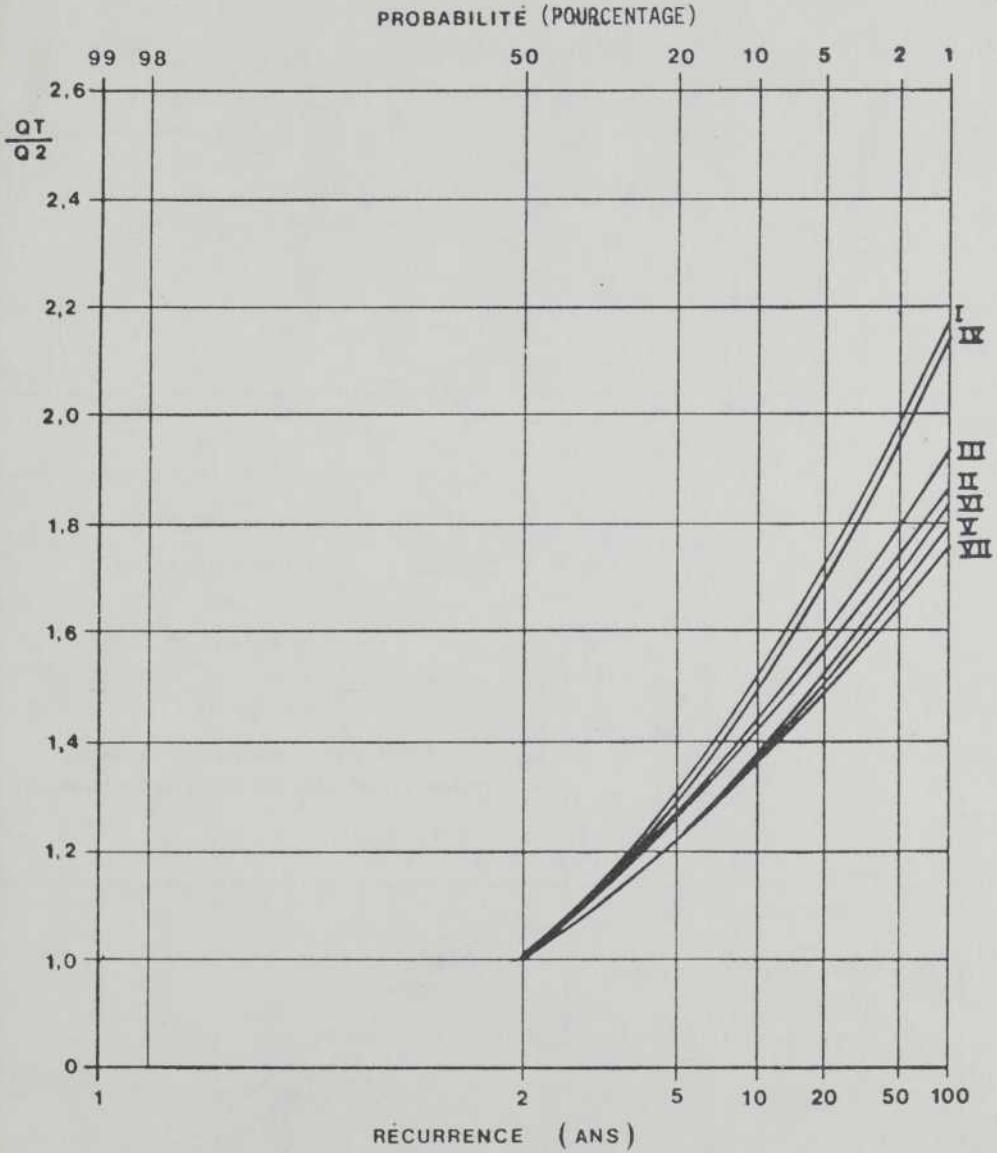


TABLEAU 5.2

FORMULE RÉGIONALE D'ESTIMATION
DU DÉBIT MAXIMUM JOURNALIER (Q_2) DE RÉCURRENCE ANNUELLE

ZONE HOMOGÈNE	NOMBRE DE STATIONS	EQUATION : $Q=m^3/sec$	VARIANCE EXPLIQUÉE R^2	ERREUR RELATIVE D'ESTIMATION pourcentage
I	18	$Q_{2max}=0,3967A^{0,8936}$	0,86	30
II	19	$Q_{2max}=4,2499A^{0,5839}$	0,93	24
III	28	$Q_{2max}=0,9469A^{0,6720}$	0,74	40
IV	16	$Q_{2max}=1,1480A^{0,7401}$	0,96	21
V	11	$Q_{2max}=0,486A^{0,868}$	0,99	9
VI	18	$Q_{2max}=0,200A^{0,862}$	0,93	13
VII	8	$Q_{2max}=0,00687A^{1,261}$	0,98	20

FIGURE 5.2



QUOTIENTS RÉGIONAUX DE CRUE

GRAPHIQUE 6.1

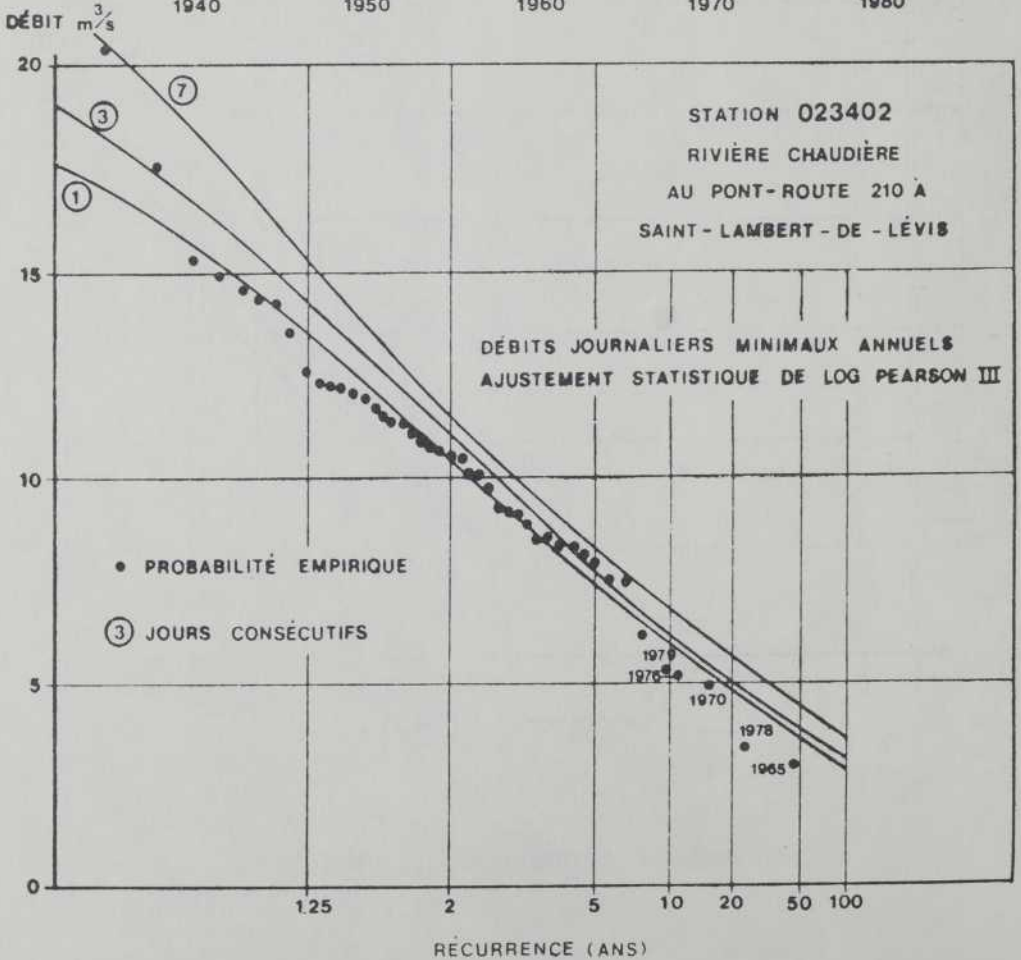
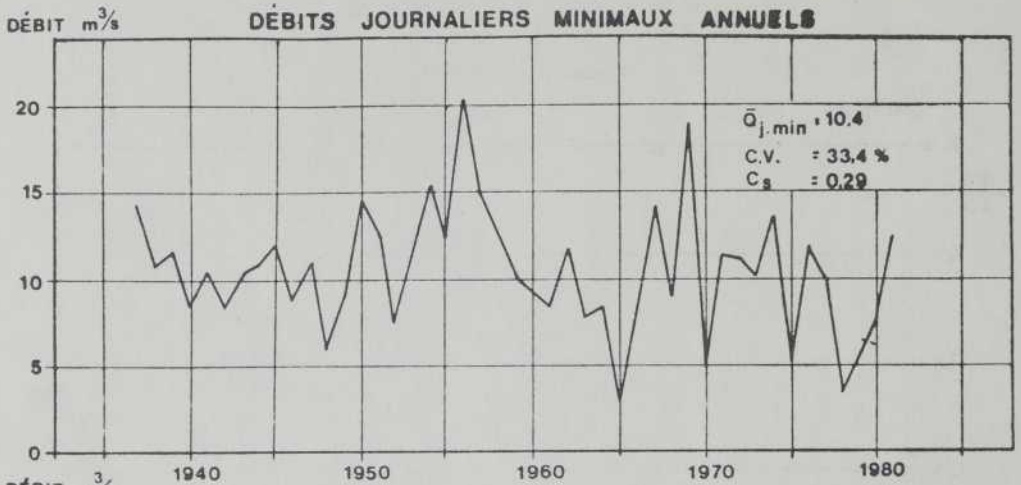
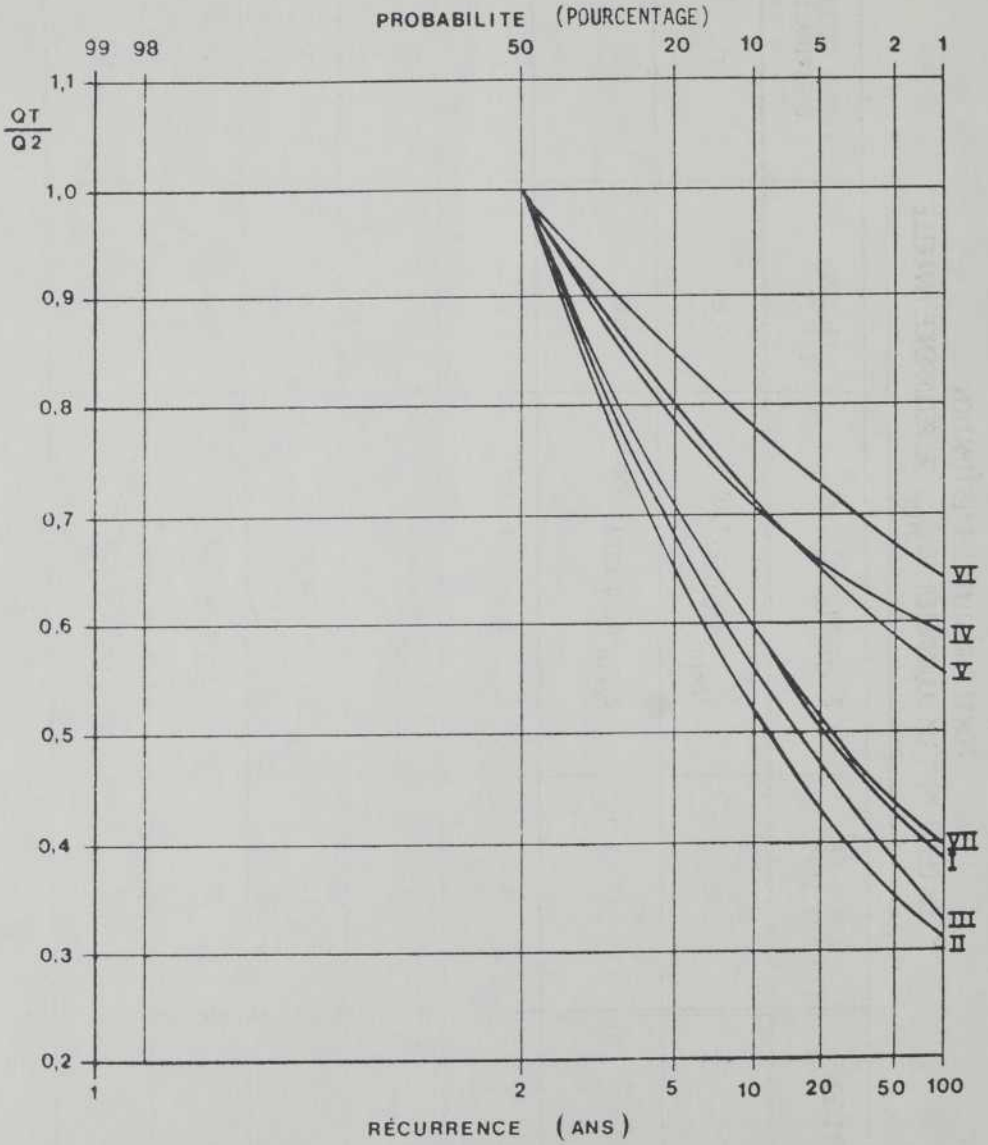


TABLEAU 6.1
FORMULE RÉGIONALE D'ESTIMATION
DU DÉBIT MINIMUM JOURNALIER (Q_{2min}) DE RÉCURRENCE ANNUELLE

ZONE HOMOGÈNE	NOMBRE DE STATIONS	EQUATION: $Q=m^3/sec$	VARIANCE EXPLIQUÉE R^2	ERREUR RELATIVE D'ESTIMATION pourcentage
I	18	$Q_{2min}=0,00139A^{1,0774}$	0,86	37
II	20	$Q_{2min}=0,000219A^{1,2663}$	0,97	32
III	28	$Q_{2min}=0,000657A^{1,2072}$	0,80	67
IV	16	$Q_{2min}=0,00212A^{1,0830}$	0,95	34
V	11	$Q_{2min}=0,00178A^{1,099}$	0,99	9
VI	18	$Q_{2min}=0,00121A^{1,139}$	0,94	26
VII	8	$Q_{2min}=0,00029A^{1,142}$	0,92	36

FIGURE 6.2



QUOTIENTS RÉGIONAUX D'ÉTIAGE

TABLEAU 7.1

VARIATION DES COEFFICIENTS DE CORRÉLATION R

ZONE HOMOGÈNE	Q_j (5 ans) (1975-79)		Q mensuel	
	MÊME BASSIN	BASSINS DIFFÉRENTS	MÊME BASSIN	BASSINS DIFFÉRENTS
I	0,80 @ 0,92	0,74 @ 0,90		
II	0,80 @ 0,90	0,60 @ 0,90		
VI	0,80 @ 0,95	0,35 @ 0,89	0,90 @ 0,99	0,80 @ 0,98
VII	0,85 @ 0,95	0,32 @ 0,92	0,97 @ 0,99	0,80 @ 0,99

Erreur moyenne d'estimation $Q_j > 30$ pour cent

$$\left[(1-R^2) \cdot 100 \right]$$

$Q_m < 20$ pour cent

COLLOQUE SUR LA RECHERCHE EN HYDROLOGIE AU QUEBEC
53e CONGRES DE L'ACFAS, 23 MAI 1985, CHICOUTIMI, QUEBEC

IMPACT DE LA MODIFICATION DU COUVERT FORESTIER SUR
LA FONTE DE PRINTEMPS

D. LAUZIER

M. BERRAJA

Département de géographie, Université du Québec à Montréal,
C.P. 8888, Succursale "A", Montréal, Québec, H3C 3P8

RESUME*

L'application du modèle SSARR (streamflow Synthesis and Reservoir Regulation) au bassin versant des «Eaux Volées» située à 80 km au Nord de la ville de Québec pour les périodes de 1970-76 et 1978-80 donne des résultats satisfaisants dans la reconstitution et la simulation des débits de fonte de printemps, ainsi que pour les périodes sans gel sur une base journalière.

La méthode de degré-jour a été utilisée pour la simulation de la fonte en milieu forestier et dans les conditions de site à découvert.

Les anomalies constatées entre les débits de fonte calculés et mesurés pour l'année 1978-79 sont discutées en relation avec les effets combinés de la coupe de 15% du bassin versant, de la dégradation du couvert forestier par la tordeuse d'épinette et les effets conjugués des températures et des pluies sur la durée et la forme de l'hydrogramme.

* Article non disponible lors de la publication du compte rendu.

COLLOQUE SUR LA RECHERCHE EN HYDROLOGIE AU QUEBEC
53e CONGRES DE L'ACFAS, 23 MAI 1985, CHICOUTIMI, QUEBEC

MODELISATION DE L'AZOTE TOTAL EN RIVIERE A L'AIDE DU MODELE
QUANTITE-QUALITE CEQUEAU

Guy MORIN
Daniel CLUIS
Denis COUILLARD
H. Gérald JONES
Jean-Maurice GAUTHIER

INRS-Eau, Université du Québec, C.P. 7500, Ste-Foy, Québec, G1V 4C7

RESUME

Opérationnel depuis une dizaine d'années, le modèle hydrologique CEQUEAU permet de simuler journalièrement les débits en n'importe quel point d'un bassin versant. Dernièrement des sous-routines de qualité ont été ajoutées à ce modèle hydrologique. L'azote total constitue l'un des paramètres introduits. Le modèle d'azote total comporte deux fonctions principales: une fonction de production au niveau du bassin versant et une fonction de transport en rivière. La fonction de production quantifie les différentes sources d'azote alors que la fonction de transport représente le cheminement des charges en rivières. Les sources d'azote considérées sont: les précipitations, les dépôts atmosphériques secs, les rejets municipaux et industriels, les fumiers d'animaux et les engrais chimiques. Les charges produites par ces sources s'ajoutent aux charges inhérentes à l'écoulement hypodermique et souterrain. La fonction de production distingue les sources diffuses et les sources ponctuelles. Les charges diffuses accumulées au niveau du sol sont dégradées en fonction de la température et entraînées en rivière s'il y a ruissellement. La fonction de transport effectue un bilan des charges transitées vers l'aval de la rivière.

INTRODUCTION

Le modèle hydrologique CEQUEAU, développé à l'INRS-Eau depuis une dizaine d'années, permet de simuler journalièrement les débits en n'importe quel point d'un bassin versant. À cette fin, le bassin versant étudié est découpé en parcelles. La discrétisation du bassin versant permet de suivre l'évolution spatio-temporelle des phénomènes, de prévoir l'effet des modifications physiques du bassin et de considérer des réservoirs réels ou fictifs. L'application du modèle hydrologique comporte deux étapes principales: la production d'eau par ruissellement, par écoulement hypodermique et par écoulement de la nappe et le transfert de l'eau sur le réseau hydrographique.

Dernièrement, des sous-modèles de qualité ont été ajoutés au modèle hydrologique pour les paramètres suivants: la température de l'eau, les solides en suspension, l'oxygène dissous, la demande biochimique en oxygène, les solides dissous et l'azote total en rivière. Dans cet article, nous ne présentons que le sous-modèle d'azote total en rivière. Le sous-modèle proposé comporte une fonction de production au niveau du bassin versant et une fonction de transport en rivière. La fonction de production quantifie les différentes sources d'azote alors que la fonction de transport représente le cheminement des charges en rivière.

Ce sous-modèle de qualité a été appliqué au bassin de la rivière Sainte-Anne dont l'embouchure est située à La Pérade, entre Trois-Rivières et Québec. Le bassin versant a une superficie de 2 690 km² et supporte une population d'environ 17 000 habitants. L'agriculture et l'industrie fores-

tière y sont les principales activités primaires et les villes de Saint-Raymond et La Pérade regroupent la majorité des industries.

MODÈLE HYDROLOGIQUE CEQUEAU

Le modèle hydrologique CEQUEAU est un modèle souple qui considère les caractéristiques physiques du bassin versant par le découpage de celui-ci en parcelles. Cette discrétisation spatiale du bassin versant permet de suivre l'évolution spatio-temporelle des phénomènes, de prévoir l'effet des modifications physiques du bassin versant et de tenir compte des réservoirs réels ou fictifs. Le découpage du bassin versant facilite l'utilisation de la télédétection pour définir certaines caractéristiques physiographiques et estimer certaines variables telles que les précipitations, le couvert neigeux, etc.

Découpage du bassin versant

Le découpage dans l'espace d'un bassin versant peut être très varié dans sa forme et sa densité. Pour le modèle CEQUEAU, nous avons retenu des surfaces carrées de dimensions semblables. En pratique, cela se traduit par une grille délimitant des éléments de surface que nous appelons "carreaux entiers" (figure 1). La dimension de chaque "carreau entier" dépend de la superficie du bassin versant étudié, de sa topographie et du nombre de stations météorologiques disponibles. Sur chaque "carreau entier" sont évaluées les caractéristiques physiographiques (altitude, % forêt, % lac, % marais) qui sont nécessaires pour effectuer le bilan hydrologique.

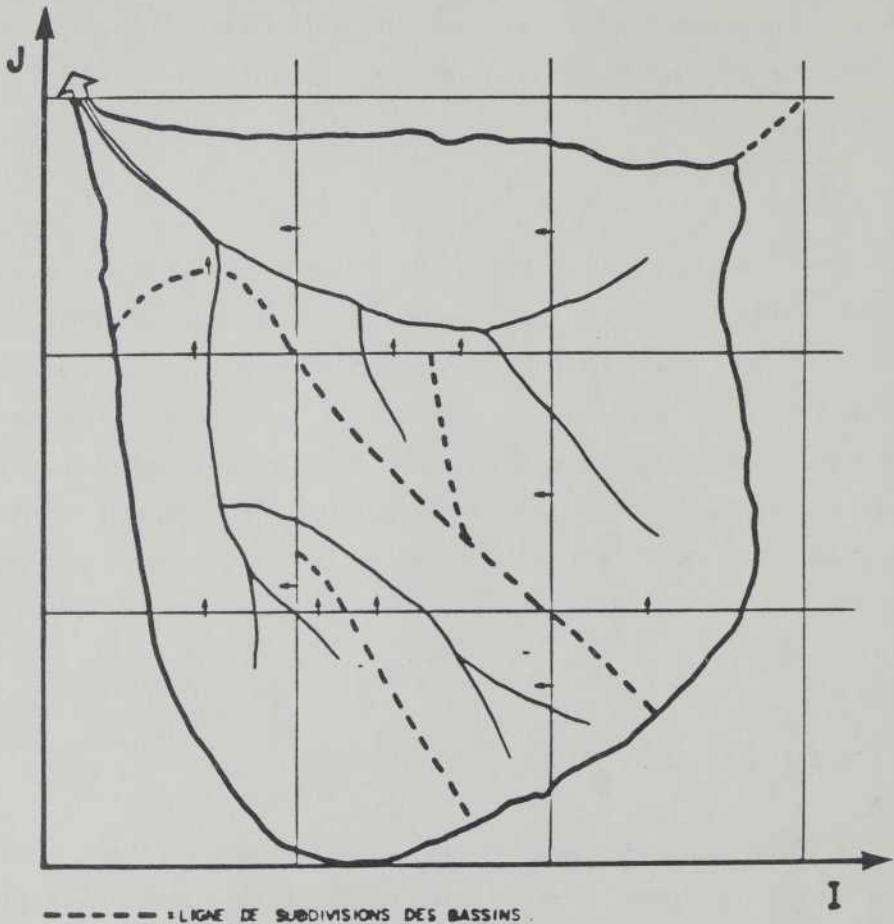


FIGURE 1 Subdivision du bassin versant en carreaux entiers en fonction d'une grille carrée et en carreaux partiels en fonction des lignes de partage des eaux.

Un deuxième découpage est ensuite nécessaire pour reproduire le cheminement de l'eau dans les rivières. Ce découpage est fait en subdivisant chaque "carreau entier" en "carreaux partiels" d'après les lignes de partage des eaux des sous-bassins (figure 1). Les seules caractéristiques physiques liées au "carreau partiel" sont sa superficie exprimée en pourcentage du "carreau entier" et le sens de l'écoulement.

Données météorologiques

En plus des données physiographiques des carreaux entiers, le modèle requiert sur chacun de ces carreaux à un pas de temps journalier les données suivantes:

- la précipitation liquide;
- la précipitation solide;
- la température maximale de l'air;
- la température minimale de l'air.

Ces données n'étant disponibles qu'à un nombre limité de stations, le modèle permet différentes options d'interpolation, à savoir la régression, la pondération et le polygone de Thiessen.

Le modèle hydrologique

Le modèle CEQUEAU comporte deux parties principales visant à décrire le mieux possible le cheminement de l'eau vers l'exutoire du bassin versant.

La première partie, qu'on appelle "fonction de production", concerne l'écoulement vertical de l'eau et a pour but d'effectuer sur chaque carreau entier le bilan de l'eau dans le sol ainsi que dans les lacs et marais.

La seconde partie, qu'on appelle "fonction de transfert", concerne l'écoulement dans le réseau de drainage et a pour but d'effectuer sur chaque carreau partiel le transfert de l'eau en rivière et de tenir compte, s'il y a lieu, des ouvrages de régularisation.

Fonction de production

La fonction de production a pour but de représenter de manière simple, mais réaliste, les différentes voies que suivra l'eau atmosphérique entre le moment où elle atteint le sol et celui où elle rejoint la rivière. L'origine de l'alimentation en eau atmosphérique du bassin versant est la pluie ou la neige.

Quelle que soit l'origine de l'eau atmosphérique entrant dans un carreau avant sa mise en disponibilité pour l'écoulement vers l'exutoire, elle sera soumise à divers processus qui auront une influence directe sur la formation de l'onde d'écoulement.

Ces processus sont schématisés dans le modèle CEQUEAU par la représentation du sol sous forme de réservoirs communiquant entre eux à l'aide de relations mathématiques reproduisant, à l'échelle journalière, les différents transferts de masse (figure 2).

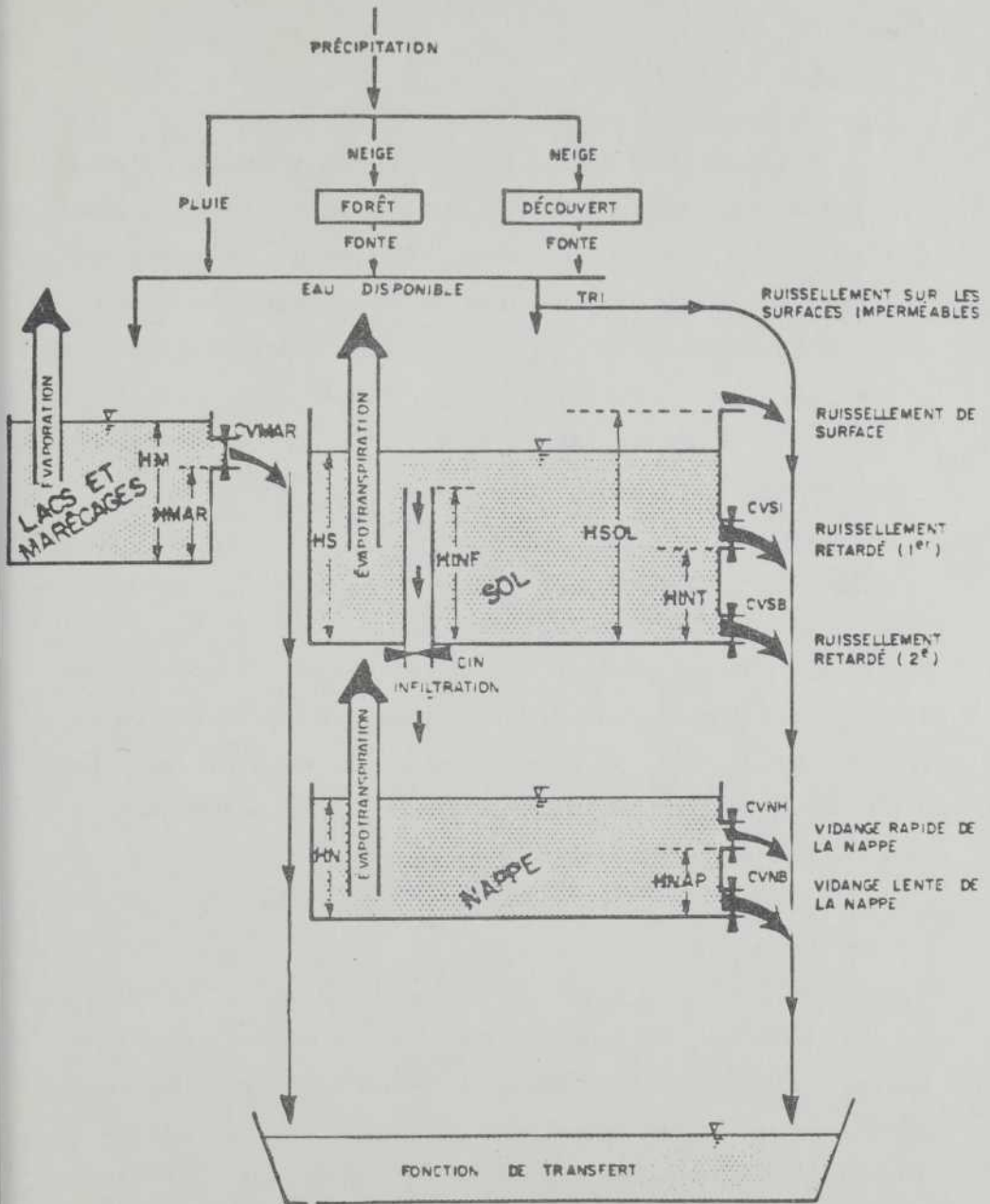


FIGURE 2 Schéma de production du modèle CEQUEAU.

Fonction de transfert

La fonction de production qui vient d'être décrite aboutit à l'obtention d'un volume d'eau disponible pour le transfert en rivière. Ce transfert est effectué de carreau partiel à carreau partiel. Le volume d'eau transféré d'un carreau partiel à l'autre est estimé en utilisant un coefficient calculé par une équation qui tient compte de la capacité d'amortir la crue par emmagasinement dans le cours d'eau. Ce coefficient, constant dans le temps, est calculé sur chaque carreau partiel à l'aide des données physiographiques.

Modélisation de l'azote total

Le modèle proposé considère l'azote total en rivière à savoir l'azote sous forme de nitrites, de nitrates, d'azote amoniacal ou d'azote organique. Le modèle d'azote total comporte un sous-modèle de production dans lequel les charges provenant des différentes sources sont estimées et un sous-modèle de transport en rivière.

Production

Par production, on entend l'estimation des charges provenant des sources d'azote sur le bassin versant. Il importe de distinguer les charges diffuses et les charges ponctuelles. Les charges diffuses sont liées à l'utilisation du territoire et sont réparties spatialement. Elle peuvent cheminer un certain temps sur et dans le sol avant d'arriver au cours d'eau, citons par exemple l'azote provenant des engrais chimiques épandus sur le

sol. Les charges ponctuelles sont celles qui arrivent directement à la rivière, comme par exemple celles associées à l'exutoire d'un réseau d'égouts ou à l'effluent d'une industrie.

Charges diffuses

Le bilan journalier des charges d'azote accumulées à la surface du sol est fait sur chaque carreau entier.

$$CN_{sol} = CN'_{sol} + T_{sec}A + D_{por}P_{por}(1 - F_{pon}) + D_{nop}P_{nop} + D_{eng}P_{eng} * e^{-K_D}$$

où CN_{sol} : charge d'azote accumulée à la surface du sol avant entraînement par le ruissellement (kg)

CN'_{sol} : charge d'azote à la surface du sol à la fin du jour précédent (kg)

T_{sec} : taux moyen journalier de dépôts atmosphériques secs d'azote (kg N/km²)

A : surface du carreau entier (km²)

D_{por} : coefficient mensuel de production d'azote par les porcs

P_{por} : production moyenne journalière d'azote par les porcs sur le carreau entier (kg)

F_{pon} : fraction ponctuelle de la production porcine d'azote

D_{nop} : coefficient mensuel de production d'azote par les non porcs

P_{nop} : production moyenne journalière d'azote par les non porcs sur le carreau entier (kg)

- D_{eng} : coefficient mensuel d'application d'azote par les engrais chimiques
- P_{eng} : quantité moyenne journalière d'azote épandu au sol par les engrais chimiques sur le carreau entier (kg)
- K_D : coefficient de dégradation du stock d'azote accumulé à la surface du sol (1/jour)

Le taux moyen journalier de dépôts atmosphériques secs d'azote (T_{sec}) est une donnée d'entrée du modèle d'azote total. Étant donné la rareté d'une telle mesure, cette valeur sera habituellement estimée. Les termes de production (P_{por} , P_{nop} , P_{eng}) sont également des données d'entrée qui sont évaluées au besoin à partir des recensements agricoles. Les coefficients mensuels de production (D_{por} , D_{nop} , D_{eng}) sont déterminés par l'utilisateur en fonction des pratiques agricoles usuelles sur le bassin versant. Dans le cas des porcs, les fumiers étant semi-liquides, l'utilisateur peut aussi définir la fraction ponctuelle de la production porcine d'azote; c'est-à-dire celle qui arrive directement en rivière. Cette fraction est établie par un paramètre (F_{pon}).

Le stock d'azote à la surface du sol subit une dégradation journalière qui dépend du paramètre de dégradation (K_D). Ce paramètre est corrigé en fonction de la température de l'air à l'aide de l'équation suivante:

$$K_D = K_{20}^{(T-20)} \quad (2)$$

où K_{20} : coefficient de dégradation à 20°C (1/jour)

θ : constante empirique légèrement supérieure à l'unité

T : température moyenne de l'air (°C)

Charges ponctuelles

Les charges ponctuelles arrivent directement en rivière et sont ajoutées à la charge transitée sur chaque carreau partiel. Pour l'azote, les charges ponctuelles considérées sont celles provenant des rejets municipaux, des rejets industriels et de la production porcine ponctuelle d'azote:

$$CN_{pon} = CN_{mun} + CN_{ind} + P_{por} F_{pon} R_{cp} \quad (3)$$

où CN_{pon} : charge ponctuelle journalière d'azote total sur un carreau partiel donné (kg)

CN_{mun} : charge moyenne journalière d'azote provenant des rejets municipaux sur le carreau partiel (kg)

CN_{ind} : charge moyenne journalière d'azote provenant des rejets industriels sur le carreau partiel (kg)

P_{por} : production moyenne journalière d'azote par les porcs sur le carreau partiel (kg)

F_{pon} : fraction ponctuelle de la production porcine d'azote

R_{cp} : rapport de la surface du carreau partiel sur la surface de son carreau entier d'origine

Entraînement de la charge diffuse vers la rivière

La charge associée aux différentes formes d'écoulement sur chaque carreau entier se définit comme suit:

$$CN_{loc} = V_R N_R + V_H N_H + V_S N_S + V_L N_{ppt} \quad (4)$$

où CN_{loc} : charge journalière des différentes formes d'écoulement sur le carreau entier (kg)

V_R : volume journalier d'eau de ruissellement sur le carreau entier (milliers de m^3)

V_H : volume journalier de l'écoulement hypodermique sur le carreau entier (milliers de m^3)

V_S : volume journalier de l'écoulement souterrain sur le carreau entier (milliers de m^3)

V_L : volume journalier d'eau de débordement des lacs et marais sur le carreau entier (milliers de m^3)

N_R : concentration en azote des eaux de ruissellement (mg/l)

N_H : concentration en azote de l'écoulement hypodermique (mg/l)

N_S : concentration en azote de l'écoulement souterrain (mg/l)

N_{ppt} : concentration moyenne mensuelle en azote des précipitations (mg/l)

Dans la dernière équation, les volumes sont estimés par le modèle hydrologique. La concentration des eaux de débordement des lacs et marais a été supposée égale à celle des précipitations. La concentration de

l'écoulement hypodermique est calculée comme étant la moyenne de celle de l'écoulement souterrain et de celle du ruissellement superficiel.

Les eaux de ruissellement sont supposées avoir au moins la concentration des eaux de précipitation. S'il existe en plus une charge d'azote au sol entrainable par ruissellement, la concentration du ruissellement est augmentée du rapport de la charge entraînée sur le volume de ruissellement:

$$N_R = N_{ppt} + CN_{ent}/V_R \quad (5)$$

où N_R : concentration en azote des eaux de ruissellement (mg/l)

N_{ppt} : concentration moyenne mensuelle en azote des précipitations (mg/l)

CN_{ent} : charge d'azote à la surface du sol entraînée par ruissellement vers la rivière (kg)

V_R : volume journalier d'eau de ruissellement sur le carreau partiel considéré (milliers de m^3)

La charge d'azote entraînée par ruissellement est évaluée à chaque carreau entier en fonction de la charge accumulée et de la lame de ruissellement:

$$CN_{ent} = (1 - e^{-R/P63}) CN_{sol} \quad (6)$$

où CN_{ent} : charge d'azote à la surface du sol entraînée par ruissellement vers la rivière (kg)

CN_{sol} : charge d'azote accumulée à la surface du sol (kg)

R : lame de ruissellement journalière (mm)

P63 : lame de ruissellement entraînant 63% de la charge accumulée (mm)

Dans l'équation 6, la lame de ruissellement entraînant 63% de la charge accumulée (P63) est un paramètre du modèle d'azote total. Son effet est illustré à la figure 3.

Bilan et transport en rivière

La production décrite précédemment est distribuée sur chaque carreau partiel au prorata de sa superficie et représente la charge disponible pour le transport et la dégradation en rivière. Le bilan journalier d'azote total au niveau du carreau partiel s'exprime ainsi:

$$N = \frac{CN_{init} + CN_{am} + CN_{loc} R_{cp} + CN_{pon}}{V_{dil}} * e^{-K_D} \quad (7)$$

où N : concentration en azote total à l'exutoire du carreau partiel et à la fin du jour simulé (mg/l)

CN_{init} : charge initiale en azote total sur le tronçon de rivière au début du jour simulé (kg)

CN_{am} : charge journalière provenant de l'amont (kg)

CN_{loc} : charge journalière locale associée aux différentes formes d'écoulement sur le carreau entier (kg)

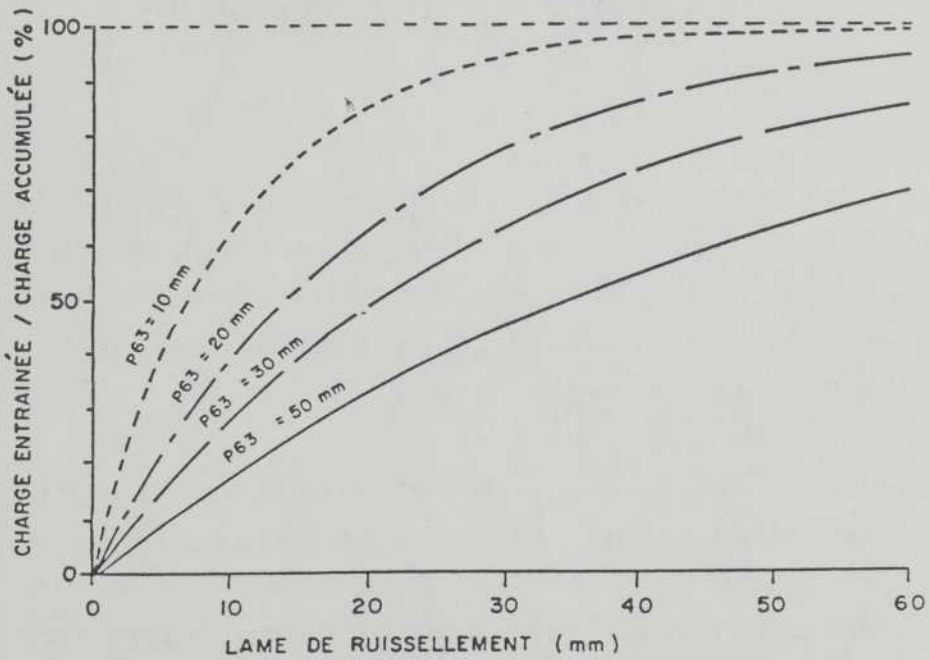


FIGURE 3 Effet du paramètre (P63) d'entraînement de la charge accumulée.

- R_{cp} : rapport de la surface du carreau partiel sur la surface de son carreau entier d'origine
- CN_{pon} : charge journalière ponctuelle sur le carreau partiel (kg)
- V_{dil} : volume de dilution correspondant à la somme des volumes d'eau advectionnels sur le carreau partiel plus le volume d'eau déjà présent (milliers de m^3)
- K_D : coefficient de dégradation de l'azote total corrigé en fonction de la température de l'eau à l'aide de l'équation (2).

APPLICATION

L'application du modèle d'azote total nécessite premièrement la calibration du modèle hydrologique CEQUEAU de façon à reproduire le mieux possible les débits observés. Par la suite, on doit estimer les sources diffuses et ponctuelles d'azote et finalement ajuster les six paramètres relatifs à l'azote total cités précédemment.

L'application a été faite sur le bassin versant de la rivière Sainte-Anne dont l'embouchure est située à La Pêrade entre Trois-Rivières et Québec. Le bassin a une superficie de $2\,690\text{ km}^2$ et supporte une population d'environ 17 000 habitants. L'agriculture et l'industrie forestière y sont les principales activités et les villes de Saint-Raymond et La Pêrade regroupent la majorité des quelques industries secondaires du bassin. Les concentrations en azote total utilisées sont celles mesurées à La Pêrade en 1978, 1979 et 1980 par le ministère de l'Environnement du Québec.

Les charges ponctuelles relatives aux populations et aux industries sont données aux tableaux 1 et 2. Les tableaux 3 et 4 donnent les charges diffuses provenant de la population animale et des engrais épandus sur le bassin versant.

L'estimation de la concentration en azote des précipitations a été faite en utilisant les mesures effectuées par le ministère de l'Environnement du Québec à la station de Forêt Montmorency pour les années 1981 à 1983 (tableau 5).

Les résultats des simulations à La Pêrade pour les années 1978 à 1980 sont montrés aux figures 4 à 6. Ces premiers résultats montrent que le modèle permet de reconstituer l'allure générale des concentrations d'azote total. Il est cependant nécessaire de poursuivre la recherche en travaillant sur d'autres bassins versants où l'utilisation du territoire est beaucoup plus complète.

TABLEAU 1: Production ponctuelle journalière en azote total de la population humaine sur le bassin de la rivière Sainte-Anne répartie par carreau partiel (CP) (Statistique Canada, 1982a; OPDQ, 1979; MAS, 1978, 1981).

RÉFÉRENCES		LIEU	POPULATION DESSERVIE PAR UN ÉGOUT	PRODUCTION* (kg N/jour)
CP	IJ			
1	12 11 A	La Pérade - village	1 039	
		Ste-Anne-de-la-Pérade - paroisse	1 218	
		TOTAL	2 257	
2	11 11 A	St-Prosper-de-Champlain - paroisse	454	6
3	12 12 A	St-Casimir - village	1 042	
		St-Casimir - paroisse	-	
		St-Casimir-est - village	362	
		St-Thuribe - paroisse	226	
		TOTAL	1 630	23
6	13 12 A	St-Alban - village	673	
		St-Alban - paroisse	-	
		TOTAL	673	9
7	11 13 A	St-Ubalde sd	281	4
16	14 13 A	Ste-Christine - paroisse	94	1
18	14 14 B	St-Léonard-de-Portneuf sd	191	3
27	15 14 A	St-Raymond - ville	3 551	
		St-Raymond - paroisse	942	
		TOTAL	4 493	

* production unitaire en azote total utilisée: 0.014 kg/jour/personne (Cluis et Durocher, 1976)

TABLEAU 2: Estimations des productions journalières moyennes en azote total des industries sur le bassin de la rivière Sainte-Anne réparties par carreau partiel (CP) (Scott's Industrial Directories, 1980; Couillard, 1974; INRS-Eau - Groupe Système Urbain, 1973).

RÉFÉRENCES		LIEU	INDUSTRIE	EMPLOYÉS	CONSUMMATION D'EAU* (l/jour/employé)	CONC. DE L'EFFLUENT* (mg/l)	PRODUCTION (kg N/jour)
CP	IJ						
1	12 11 A	Ste-Anne-de-la-Pérade	laiterie	83	3 593	53	16
			bonbons	2	1 109	~ 0	~ 0
			boulangerie	4	1 001	~ 0	~ 0
			margarine	28	3 593	10	1
			confection vêtements	45	1 360	~ 0	~ 0
			moulée	2	-	~ 0	~ 0
			produits métal	10	-	~ 0	~ 0
							Total: 17
3	12 12 A	St-Casimir	équipement scierie	20	-	~ 0	~ 0
			tuyaux béton	4	-	~ 0	~ 0
			planage bois	3	-	~ 0	~ 0
			contre-plaqué	67	-	~ 0	~ 0
			moulée	13	-	~ 0	~ 0
							Total: ~ 0
6	13 12 A	St-Alban	beurre	7	3 593	53	1
			bois brut	15	-	~ 0	~ 0
			bois sciage	6	-	~ 0	~ 0
			équipements hydrauliques	7	-	~ 0	~ 0
							Total: 1
7	11 13 A	St-Ubalde	boulangerie	13	1 001	~ 0	~ 0
			confection vêtements	60	1 360	~ 0	~ 0
			bois construction	12	-	~ 0	~ 0
			bois sciage	15	-	~ 0	~ 0
							Total: ~ 0
16	14 13 A	Ste-Christine	charbon bois	11	-	~ 0	~ 0
18	14 14 B	St-Léonard-de-Portneuf	portes chassis	2	-	~ 0	~ 0
			démarrateurs	4	-	~ 0	~ 0
			charpentes bois	3	-	~ 0	~ 0
			bois construction	12	-	~ 0	~ 0
							Total: ~ 0
27	15 14 A	St-Raymond	charbon bois	10	-	~ 0	~ 0
			charbon bois	12	-	~ 0	~ 0
			fromagerie	4	3 593	53	1
			imprimerie	6	68	~ 0	~ 0
			imprimerie	1	68	~ 0	~ 0
			planage bois	30	-	~ 0	~ 0
			papier journal	150	11 050	~ 0	~ 0
			bois sciage	40	-	~ 0	~ 0
			laiterie	50	3 593	53	10
			gants	20	-	~ 0	~ 0
			sciure bois, savon	3	500	35	~ 0
			armoires bois	6	-	~ 0	~ 0
			meubles et bois	200	-	~ 0	~ 0
			bois sciage	50	-	~ 0	~ 0
			béton, gravier	100	-	~ 0	~ 0
			traitement bois	12	-	~ 0	~ 0
							Total: 11

* valeurs estimées

TABLEAU 3: Production en azote total des populations animales sur le bassin de la rivière Sainte-Anne ventilée sur les carreaux entiers (CE)
(Statistique Canada, 1982b).

RÉFÉRENCES		POPULATION ESTIMÉE				PRODUCTION* (kg N/jour)	
CE	IJ	PORCS	BOVINS	CHEVAUX	POULETS	PORCS	AUTRES
1	12 11	-	1 518	20	200	-	287
2	11 11	-	501	24	31	-	98
3	12 12	50	3 600	21	334	2	677
4	11 12	717	1 635	48	190	22	314
5	12 13	26	2 054	12	181	1	386
6	13 12	-	1 366	6	148	-	257
7	11 13	597	1 518	17	169	19	286
8	12 14	-	951	9	90	-	179
9	13 13	516	1 457	9	177	16	274
10	11 14	-	140	2	11	-	27
11	12 15	-	-	-	-	-	-
12	13 14	1 153	217	6	21	36	41
13	14 13	577	122	4	18	18	23
14	14 14	791	394	9	1 351	25	78
15	15 13	-	-	-	-	-	-
16	13 15	-	648	10	20	-	123
17	14 15	10	309	5	6 697	-	72
18	15 14	8	155	2	5 357	-	40
19	13 16	5	92	1	3 348	-	24
20	15 15	14	257	4	9 375	-	67
21	14 16	8	147	2	5 357	-	39
22	15 16	11	202	3	7 366	-	53
23	16 15	4	73	1	2 679	-	19
24	16 16	3	55	1	2 009	-	14
25	15 17	-	-	-	-	-	-
26	16 17	-	-	-	-	-	-
27	17 16	-	-	-	-	-	-
28	14 17	6	110	2	4 018	-	29
29		-	-	-	-	-	-
à							
43							

* productions unitaires en azote total utilisées: 0.031 kg/jour par porc; 0.187 kg/jour par bovin; 0.159 kg/jour par cheval; 0.002 kg/jour par poulet (Cluis et Durocher, 1976)

TABLEAU 4: Moyenne journalière d'azote total provenant des engrais chimiques épandu sur chaque carreau partiel (CP) (Statistique Canada, 1982b).

RÉFÉRENCES		QUANTITÉ ANNELLE D'ENGRAIS ÉPANDUS (tonnes)	MOYENNE JOURNALIÈRE D'AZOTE ÉPANDU* (kg N/jour)
CE	IJ		
1	12 11	301	124
2	11 11	87	36
3	12 12	466	192
4	11 12	386	159
5	12 13	764	314
6	13 12	292	120
7	11 13	873	359
8	12 14	312	128
9	13 13	487	200
10	11 14	97	40
11	12 15	-	-
12	13 14	172	71
13	14 13	71	29
14	14 14	117	48
15	15 13	-	-
16	13 15	251	103
17	14 15	58	24
18	15 14	18	7
19	13 16	18	7
20	15 15	55	23
21	14 16	18	7
22	15 16	55	23
23	16 15	18	7
24	16 16	18	7
25	15 17	-	-
26	16 17	-	-
27	17 16	-	-
28	14 17	18	7
29		-	-
à			
43			

* en supposant un contenu moyen de 15% d'azote total dans les engrais chimiques

TABLEAU 5: Concentrations (mg/l N) en azote mesurées dans les précipitations à la station de Forêt Montmorency pour les années 1981, 1982 et 1983 (MEO, 1984a).

	NO _x [*]			NH ₄			TOTAL			
	81	82	83	81	82	83	81	82	83	moyenne
janvier	-	0.26	0.26	+	0.03	0.08	-	0.29	0.34	0.32
février	-	0.29	0.28	-	0.04	0.08	-	0.33	0.36	0.35
mars	-	0.52	0.08	-	0.18	0.02	-	0.70	0.10	0.40
avril	-	0.46	0.15	-	0.26	0.09	-	0.72	0.24	0.48
mai	-	0.38	0.31	-	0.36	0.22	-	0.74	0.53	0.64
juin	-	0.28	0.29	-	0.24	0.46	-	0.52	0.75	0.64
juillet	-	0.21	0.24	-	0.20	0.28	-	0.41	0.52	0.47
août	-	0.24	0.42	-	0.21	0.52	-	0.45	0.94	0.70
septembre	0.24	0.23	0.23	0.22	0.37	0.30	0.46	0.60	0.53	0.53
octobre	0.33	0.38	0.28	0.11	0.34	0.20	0.44	0.72	0.48	0.55
novembre	0.29	0.65	0.18	0.05	0.26	0.08	0.34	0.91	0.26	0.50
décembre	0.27	0.39	0.20	0.06	0.14	0.02	0.33	0.53	0.22	0.36

* NO₃+NO₂

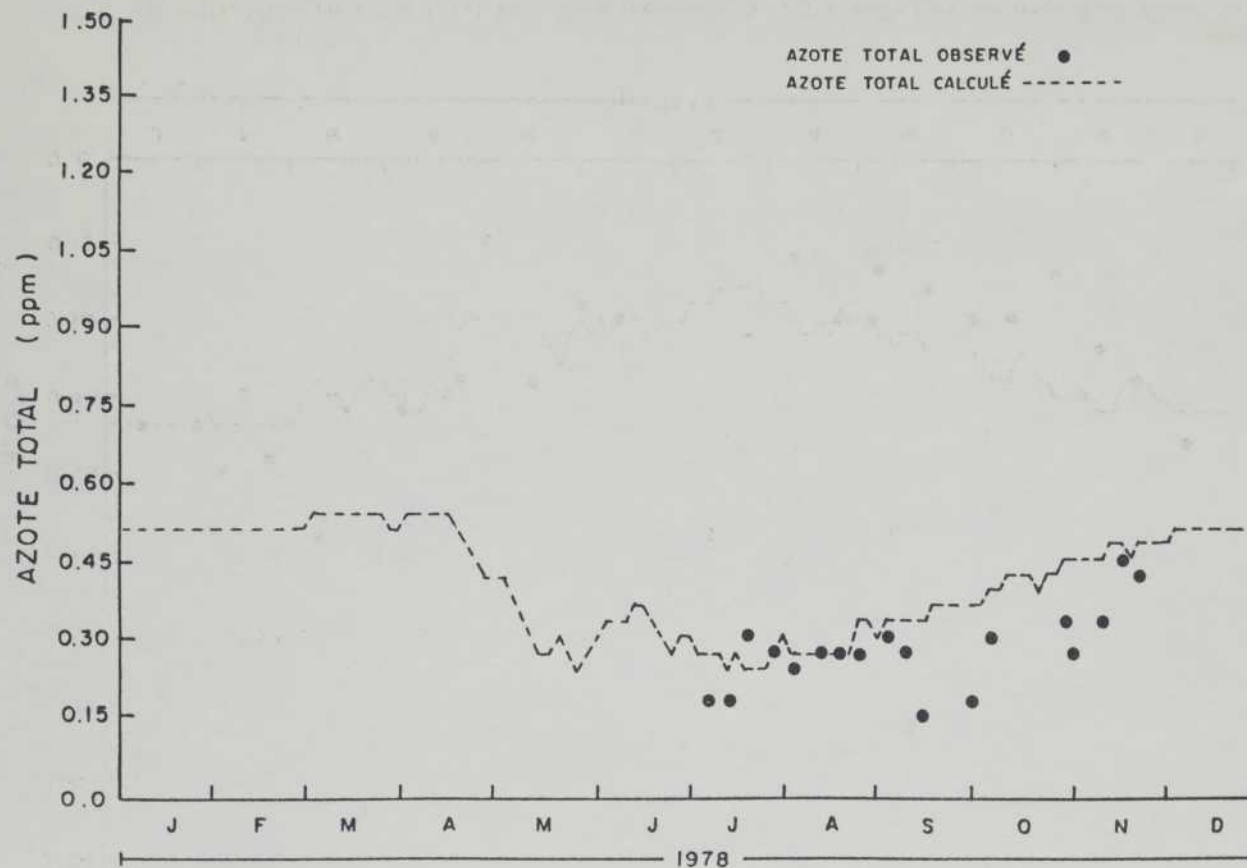


FIGURE 4 Concentrations en azote total calculées (moyenne de trois jours) et mesurées à La Pérade en 1980.

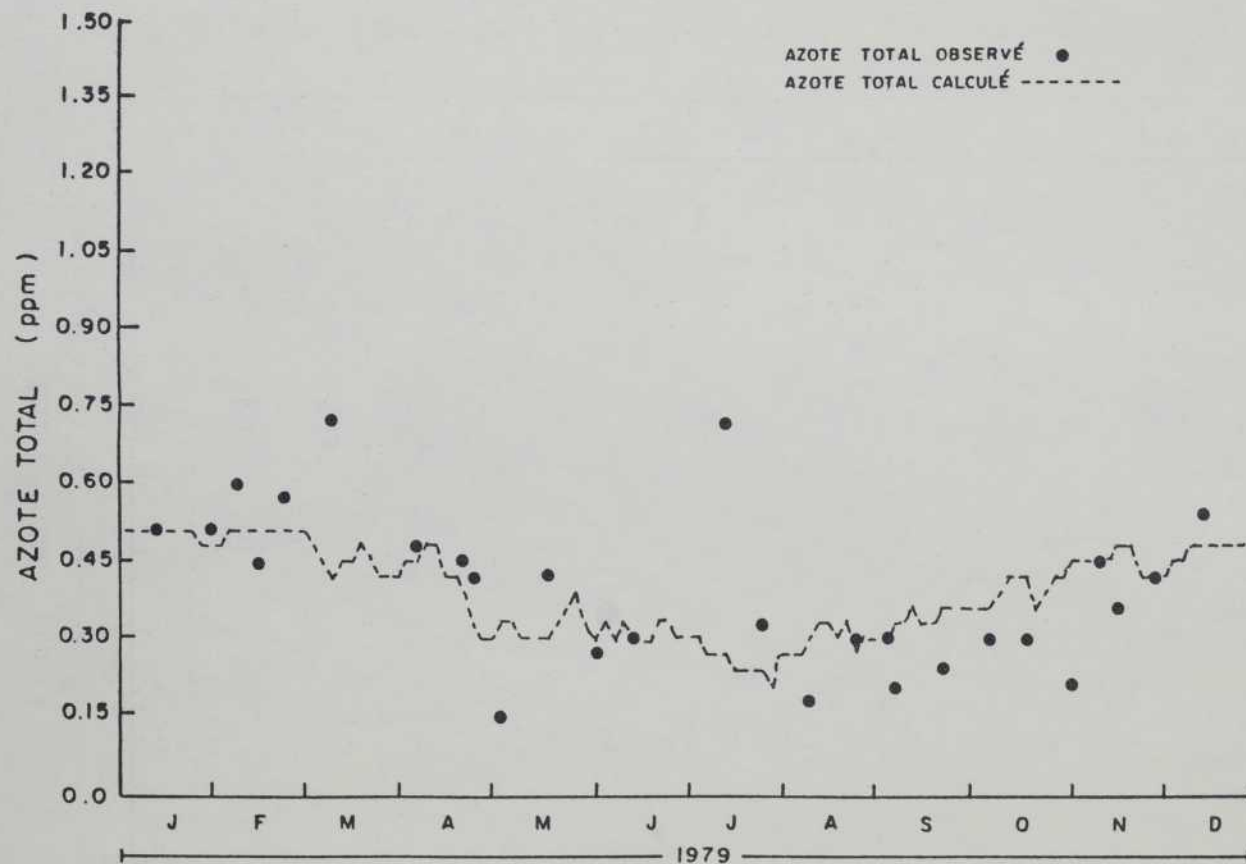


FIGURE 5 Concentrations en azote total calculées (moyennes de trois jours) et mesurées à La Pérade en 1979.

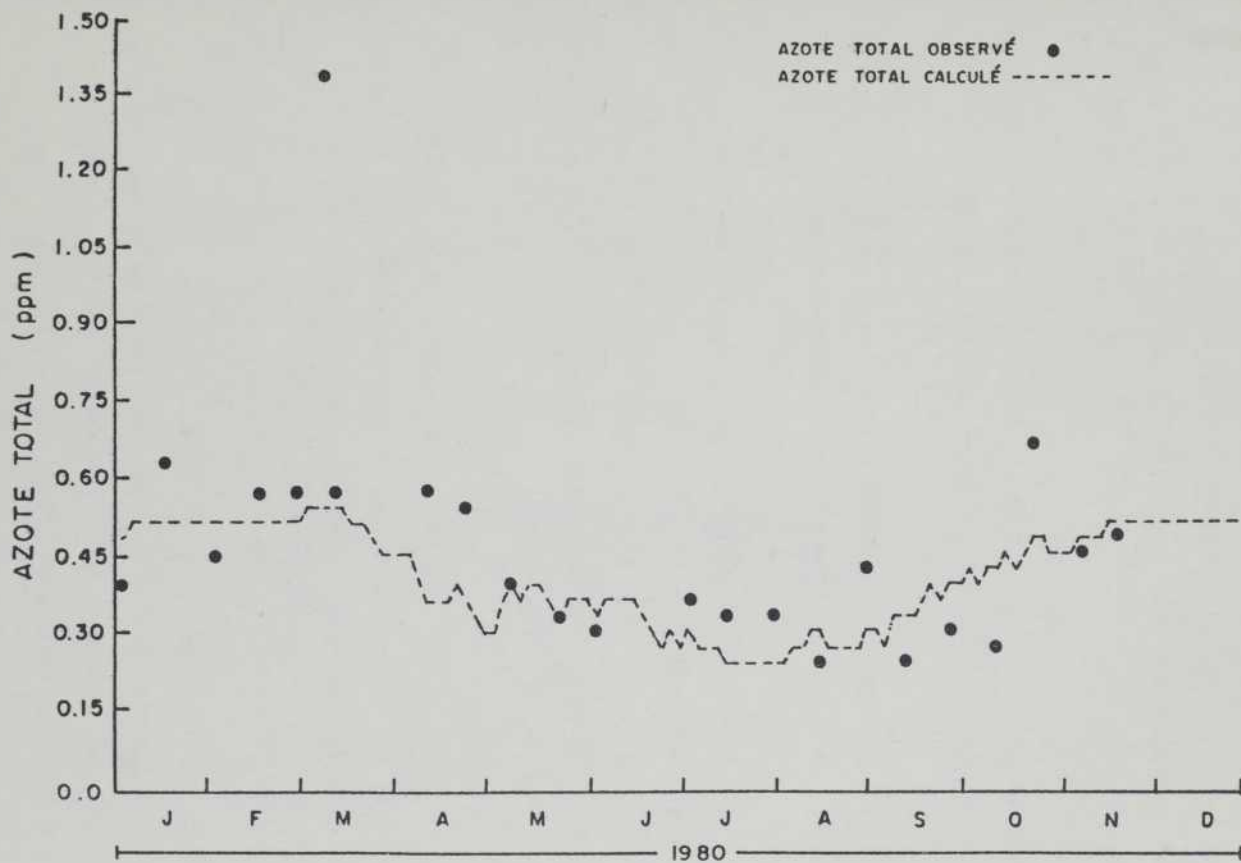


FIGURE 6 Concentrations en azote total calculées (moyenne de trois jours) et mesurées à La Pérade en 1978.

BIBLIOGRAPHIE

- ANDERSON, D.R., DRACUP, J.A., FOGARTY, T.J. and WILLIS, R. (1976). Water quality modeling of deep reservoirs. J. Water Pollut. Control Fed., 48(1): 134-146.
- BIENFANG, P.K. (1975). Steady state analysis of nitrate-ammonium assimilation by phytoplankton. Limnol. Oceanogr., 20(3): 402-410.
- BREZONIK, P.L. (1968). The dynamics of the nitrogen cycle in natural waters. Ph.D. Thesis, University of Wisconsin, Madison.
- BREZONIK, P.L. (1977). Denitrification in natural waters. Prog. Water Technol., 8: 373-392.
- BURRIS, R.H. (1969). Progress in the biochemistry of nitrogen fixation. Proc. Roy. Soc. B., 172: 339-354.
- CANALE, R.P., DePALMA, L.M. and VOGEL, A.H. (1976). A plankton-based food web model for lake Michigan. In: Mathematical modeling of biochemical processes in aquatic ecosystems. R.P. Canale (ed). Ann Arbor Science Press.
- CHATARPAUL, L. and ROBINSON, J.B. (1979). Nitrogen transformations in stream sediments: N studies. In: Methodology for biomass determinations and microbial activities in sediments. Litchfield, C.D. and P.L. Seyfried (eds). Publ. ASTM STP673, Philadelphia.

- CHATARPAUL, L., ROBINSON, J.B. and KAUSHIK, N.K. (1980). Effects of tubificid worms on denitrification and nitrification in stream sediment. *Can. J. Fish. Aquat. Sci.*, 37: 656-663.
- CHEN, R.L., KEENEY, D.R. and KONRAD, J.G. (1972a). Nitrification in sediments of selected Wisconsin lakes. *J. Environ. Qual.*, 1: 151-154.
- CHEN, R.L., KEENEY, D.R., GRAETZ, D.A. and HOLDING, A.J. (1972b). Denitrification and nitrate reduction in Wisconsin lake sediments. *J. Environ. Qual.*, 1: 158-162.
- CHEN, R.L., KEENEY, D.R. and SIKORA, L.J. (1979). Effects of hypolimnetic aeration on nitrogen transformations in simulated lake sediment-water systems. *J. Environ. Qual.*, 8: 429-433.
- CLUIS, D. et DUROCHER, H. (1976). Étude intégrée de la qualité des eaux des bassins versants des rivières Saint-François et Yamaska. Volume 3: Secteur du modèle d'apports. INRS-Eau, rapport scientifique no 53. 105 p.
- CONSTABLE, T.W. (1975). A distributed quantity-quality runoff model for assessing potential impacts of alternative land use configurations. Technical report no 75-1. Water resources group, Dept. of civil engineering, University of Waterloo, Waterloo, Ontario. 207 p.

- COUILLARD, D. (1974). Compilation de certains rejets industriels: bilan des polluants. Rapport scientifique no 47, INRS-Eau, Sainte-Foy (Québec). 246 p.
- COUILLARD, D. and CLUIS, D. (1980). Estimation of the downstream river water quality with a pollution land-use data bank. Water Supply and Management, 4: 263-268.
- DE LEVAL, J. and REMACLE, J. (1976). The influence of environmental factors on nitrification. In: Environmental biogeochemistry: Volume 1: Carbon, nitrogen, phosphorus, sulfur and selenium cycles. J.O. Nriagu (ed). Ann Arbor Science, Ann Arbor, Mich. 423 p.
- DUGDALE, V.A. and DUGDALE, R.C. (1965). Nitrogen metabolism in lakes: III: Trace studies of the assimilation of inorganic nitrogen sources. Limnol. Oceanogr., 10: 53-57.
- ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. (1971). Storm water management model. Vol I-IV. U.S. Government Printing Office.
- HAITH, D.A. and TUBBS, L.J. (1981). Watershed loading functions for nonpoint sources. J. Environ. Engng Div., ASCE, 107(E1): 121-137.
- HILL, A.R. (1981). Nitrate-nitrogen flux and utilization in a stream ecosystem during low summer flows. Can. Geog., 25: 225-239.

- HILL, A.R. (1983). Nitrate-nitrogen mass balances for two Ontario rivers. In: Dynamics of lotic ecosystems. T.D. Fontaine and S.M. Bartell (eds). Ann Arbor Science, Ann Arbor, Michigan. pp.457-477.
- HORNE, A.J. and CARMIGGELT, C.J.W. (1975). Algal nitrogen fixation in California streams: seasonal cycles. Freshwat. Biol., 5: 461-470.
- HORNE, A.J. and GOLDMAN, C.R. (1972). Nitrogen fixation in Clear lake, California. I. Seasonal variations and the role of heterocysts. Limnol. Oceanogr., 17: 678-692.
- HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER. (1974). Urban storm water runoff "STORM". U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.
- INRS-EAU: GROUPE SYSTÈME URBAIN. (1973). Systèmes urbains de distribution d'eau. Étude du système et de la demande. Rapport scientifique no 12, INRS-Eau, Sainte-Foy (Québec). 49 p.
- JAWORSKI, N.A., LEAR, D.W. and VILLA, O. (1971). Nutrient management in the Potomac estuary. Technical report 45. Chesapeake technical support laboratory, Middle Atlantic region, Water quality office, Environmental protection agency. 64 p.
- JOHANNES, R.E. (1969). Nutrient regeneration in lakes and oceans. In: Advances in microbiology of the sea. Droop, M.R. and E.J.F. Wood (eds). Academic Press, New York. pp. 203-212.

- JOHNSON, J.D. and STRAUB, C.P. (1971). Development of a mathematical model to predict the role of surface runoff and groundwater flow in overfertilization of surface waters. Bulletin no 35. Water resources research center, University of Minnesota, Minneapolis, Minnesota. 176 p.
- KEENEY, D.R. (1973). The nitrogen cycle in sediment-water systems. J. Environ. Qual., 2: 15-29.
- KRENKEL, P.A. and FRENCH, R.H. (1982). State-of-the-art of modeling surface water impoundments. Water Sci. Tech., 14: 241-261.
- KUZNETSOV, S.I. (1968). Recent studies on the role of micro-organisms in the cycling of substances in lakes. Limnol. Oceanogr., 13: 211-224.
- MANNY, B.A. and WETZEL, R.G. (1973). Diurnal changes in dissolved organic and inorganic carbon and nitrogen in a hardwater stream. Freshwat. Biol., 3: 31-43.
- MCCOLL, R.H.S. (1974). Self-purification of small freshwater streams: phosphate, nitrate, and ammonia removal. N.Z. J. Marine Freshwat. Res., 8(2): 375-388.
- McELROY, A.D., CHIU, F.Y. and ALETI, A. (1975). Analysis of nonpoint-source pollutants in the Missouri basin region. EPA-600/5-75-004. Office of research and development, U.S. Environmental Protection Agency, Washington, D.C. 163 p.

MINISTÈRE DE L'AGRICULTURE, DES PÊCHERIES ET DE L'ALIMENTATION (MAPAQ).
(1980). Grilles de fertilisation. Éditeur officiel du Québec, Service
des impressions en régie. 60 p.

MINISTÈRE DE L'AGRICULTURE, DES PÊCHERIES ET DE L'ALIMENTATION (MAPAQ).
(1982). Fumiers: rapport du colloque sur les fumiers. Conseil des
productions végétales du Québec. Adgex 538. 83 p.

MINISTÈRE DES APPROVISIONNEMENTS ET SERVICES (MAS). (1978). Inventaire
national des équipements en eau des municipalités du Canada 1977.
Publ. Cat. no EM44-10/1977. 339 p.

MINISTÈRE DES APPROVISIONNEMENTS ET SERVICES (MAS). (1981). Inventaire
national des équipements en eau des municipalités du Canada 1981.
Publ. Cat. no EN44-10/81. 389 p.

MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT DU QUÉBEC (MEQ). (non daté). Banque de
données de la qualité du milieu aquatique. Service de la qualité des
eaux. N.P.

MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT DU QUÉBEC (MEQ). (1984a). Réseau
d'échantillonnage des précipitations du Québec: Sommaire des données
de la qualité des eaux de précipitations 1981-1982-1983. Direction
générale des inventaires et de la recherche, Service de la qualité des
eaux. Publ. PA-11. 163 p.

- MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT DU QUÉBEC (MEQ). (1984b). Réseau d'échantillonnage des précipitations du Québec: analyse et évaluation des sites d'échantillonnage. Direction générale des inventaires et de la recherche, Service de la qualité des eaux. Publ. PA-12. 77 p.
- MOORE, I.D. and NUCKOLS, J.R. (1984). Relationships between atmospheric nitrogen deposition and the stream nitrogen profile. J. Hydrol., 74: 81-103.
- MORANGE, H. et SALLERON, J.L. (1982). Étude des apports d'azote et de phosphore dans les rivières du bassin de la Moselle. Agence de l'eau Rhin-Meuse, Moulins-les-Metz, France. 140 p.
- MORIN, G., CHARBONNEAU, R. et GIRARD, G. (1975). Utilisation du modèle hydrophysiographique CEQUEAU pour l'exploitation des réservoirs artificiels. International symposium and workshops on the application of mathematical models in hydrology and water resources systems. IASH, Bratislava, 8-13 septembre 1975. Vol. 115, pp. 176-184.
- MORIN, G., FORTIN, J.P., LARDEAU, J.P., SOCHANSKA, W. et PAQUETTE, S. (1981). Modèle CEQUEAU: manuel d'utilisation. INRS-Eau, rapport scientifique no 93. 449 p.
- MORIN G., CLUIS D., COUILLARD D., JONES H.G. et GAUTHIER J.M. (1983a) Modélisation de la température de l'eau à l'aide du modèle quantité-qualité CEQUEAU. Rapport scientifique No. 153. INRS-Eau, Université du Québec, Québec.

MORIN G., COUILLARD D., CLUIS D., JONES H.G. et DUPONT J. (1983b)
Modélisation des solides en suspension à l'aide du modèle
quantité-qualité CEQUEAU. Rapport scientifique No. 154. INRS-Eau,
Université du Québec, Québec.

MORIN G., CLUIS D., COUILLARD D., JONES H.G. et GAUTHIER J.M. (1984a)
Modélisation de l'oxygène dissous et de la demande biochimique en
oxygène à l'aide du modèle quantité-qualité CEQUEAU. Rapport
scientifique No. 155. INRS-Eau, Université du Québec, Québec.

MORIN G., COUILLARD D., CLUIS D. JONES H.G. et GAUTHIER J.M. (1984b)
Modélisation des solides dissous à l'aide du modèle quantité-qualité
CEQUEAU. Rapport scientifique No. 160. INRS-Eau, Université du
Québec, Québec

MORIN G., CLUIS D., COUILLARD D., JONES H.G. et GAUTHIER J.M. (1985)
Modélisation de l'azote total à l'aide du modèle quantité-qualité
CEQUEAU. Rapport scientifique No. 180. INRS-Eau, Université du
Québec, Québec.

NATIONAL ACADEMY OF SCIENCES. (1978). Nitrates: an environmental assess-
ment. Washington, D.C.

OFFICE DE PLANIFICATION ET DE DÉVELOPPEMENT DU QUÉBEC (OPDQ). (1979).
Banque de données statistiques par bassin géographique. Éditeur offi-
ciel du Québec. 252 p.

- OMERNIK, J.M. (1977). Nonpoint source - Stream nutrient level relationships: a nationwide study. EPA-600/3-77-105. Corvallis environmental research laboratory, Office of research and development, U.S. Environmental Protection Agency, Corvallis, Oregon. 150 p. + maps.
- OWENS, M., GARLAND, J.H.N., HART, I.C. and WOOD, G. (1972). Nutrient budgets in rivers. Symp. Zool. Soc. London, 29: 21-40.
- PELCZAR, M.J., REID, R.D. and CHAN, E.C.S. (1977). Microbiology. 4th ed. McGraw-Hill. 952 p.
- PROBST, J.L. (1985). Nitrogen and phosphorus exportation in the Garonne basin (France). J. Hydrol. 76: 281-305.
- ROBINSON, J.B., KAUSHIK, N.K. and CHATARPAUL, L. (1978). Nitrogen transport and transformation in Canagagigue Creek. International Joint Commission, Windsor, Ontario.
- SAIN, P., ROBINSON, J.B., STAMMERS, W.N., KAUSHIK, N.K. and WHITELEY, H.R. (1977). A laboratory study of the role of stream sediment in nitrogen loss from water. J. Environ. Qual., 6: 274-278.
- SCOTT'S INDUSTRIAL DIRECTORIES. (1980). Répertoire industriel du Québec. 10e éd. P.M.
- SEBETICH, M.J., KENNEDY, V.C., ZAND, S.M., AVANZINO, R.J. and ZELLWEGER, G.W. (1984). Dynamics of added nitrate and phosphate compared in a

northern California woodland stream. Water Resour. Bull., 20(1): 93-101.

SHIAO, M.-C. (1976). Mathematical modeling of water quality dynamics in a deep reservoir ecosystem. Ph.D. Thesis. University of Tennessee, Knoxville. 309 p.

SIMARD, G. et DES ROSIERS, R. (1979). Qualité des eaux souterraines du Québec. Ministère des Richesses naturelles du Québec, Service des eaux souterraines. Publ. H.G.-13. 160 p.

STATISTIQUE CANADA. (1982a). Recensement du Canada de 1981 - Population - Répartition géographique - Québec. Ministère des Approvisionnements et Services Canada. Publ. Cat. no 93-905, vol. 2, série provinciale, P.M.

STATISTIQUE CANADA. (1982b). Recensement du Canada de 1981 - Agriculture - Données municipales de la banque CANSIM. Ministère des Approvisionnements et Services Canada, Service d'aide aux utilisateurs, Montréal.

STEWART, W.D.P. (1970). Algal fixation of atmospheric nitrogen. Plant soil, 32: 555-588.

STEWART, W.D.P., PRESTON, T., PETERSON, H.G. and CHRISTOFI, N. (1982). Nitrogen cycling in eutrophic freshwaters. Phil. Trans. R. Soc. Lond. B., 296: 491-509.

- SWANK, W.T. (1984). Atmospheric contributions to forest nutrient cycling. *Water Resour. Bull.*, 20(3): 313-321.
- TERRY, R.E. and NELSON, D.W. (1975). Factors influencing nitrate transformation in sediments. *J. Environ. Qual.*, 4: 549-554.
- THOMANN, R.B., DI TORO, D.M. and O'CONNOR, D.J. (1974). Preliminary model of Potomac estuary phytoplankton. *J. Environ. Engng Div., ASCE*, 100(EE3): 699-715.
- THOMANN, R.V., O'CONNOR, D.J. and DI TORO, D.M. (1971). Effect of nitrification on the dissolved oxygen of streams and estuaries. In: *Mathematical modeling of natural systems. Environ. Eng. Sci. Prog.*, Manhattan College, Bronx, New York. 380 p.
- TRISKA, F.J. and OREMLAND, R.S. (1981). Denitrification associated with periphyton communities. *Appl. and Environ. Microbiol.*, 42: 745-748.
- VAN BENSCHOTEN, J.V. and WALKER, W.W. (1984). Calibration and application of QUAL-II to the lower Winooski river. *Water Resour. Bull.*, 20(1): 109-117.
- VAN KESSEL, J.F. (1977a). Factors affecting the denitrification rate in two water-sediment systems. *Water Res.*, 11: 259-267.

VAN KESSEL, J.F. (1977b). The immobilization of nitrogen in water-sediment systems by denitrifying bacteria as a result of nitrate respiration. Prog. Water Technol., 8: 155-160.

WEZERNAK, C.T. and GANNON, J.J. (1968). Evaluation of nitrification in streams. J. Sanit. Engng Div., ASCE, 94(SA5): 883-895.

WILD, H.E., SAWYER, C.N. and McMANHON, J.C. (1971). Factors affecting nitrification kinetics. J. Water Pollut. Control Fed., 43(9): 1845-1854.

WONG-CHONG, G.W. and LOEHR, R.C. (1975). The kinetics of microbial nitrification. Water Res., 9: 1099-1106.

ZISON, S.W., MILLS, W.B., DEIMER, D. and CHEN, C.W. (1978). Rates, constants, and kinetics formulations in surface water quality modeling. EPA-600/3-78-105. Environmental research laboratory, Office of research and development, U.S. Environmental Protection Agency, Athens, Georgia. 317 p.

COLLOQUE SUR LA RECHERCHE EN HYDROLOGIE AU QUEBEC
53e CONGRES DE L'ACFAS, 23 MAI 1985, CHICOUTIMI, QUEBEC

RENTABILITE DU PROGRAMME DE ZONAGE DES PLAINES INONDABLES
DANS LA REGION DE L'OUTAOUAIS

P. MORISSETTE⁽¹⁾

J. ROUSSELLE⁽²⁾

D. LEBLANC⁽³⁾

(1): Ingénieur civil, Ecole Polytechnique de Montréal,
C.P. 6079, Succursale "A", Montréal, Québec, H3C 3A7

(2): Professeur titulaire, même adresse

(3): Professeur agrégé, même adresse

SOMMAIRE

En 1977, dans le cadre du programme canadien de réduction des dommages causés par les inondations, la Communauté régionale de l'Ontario a appliqué un règlement de zonage afin d'éliminer l'implantation de nouvelles constructions vulnérables dans les plaines inondables. Cet article présente les grandes lignes de la méthodologie utilisée pour la quantification des bénéfices relatifs au secteur résidentiel, les principales caractéristiques hydroéconomiques de la région et finalement les résultats obtenus. Une discussion suit et explique pourquoi, en général, les municipalités manifestent peu d'intérêts relativement à l'implantation d'un programme de zonage de leurs plaines inondables.

INTRODUCTION

Les villes actuelles sont situées pour la plupart le long des rives des cours d'eau pour bénéficier des avantages que leur procure la proximité de l'eau. Ce faisant, elles s'exposent continuellement au risque des inondations. Face à ce danger, on a mis sur pied des programmes de protection ou de contrôle des crues. Au fil des ans, ces programmes se sont multipliés et contrairement à ce que l'on espérait, les dommages n'ont cessé de croître. Une des raisons principales expliquant ce phénomène est l'accroissement continu du pourcentage d'occupation des plaines inondables.

Pour remédier à ce problème, le gouvernement fédéral et celui du Québec ont signé, le 4 octobre 1976, une entente sur la cartographie des plaines inondables. Ce programme avait pour buts d'identifier les zones propices aux inondations et d'y réduire l'implantation de nouvelles constructions vulnérables. La Communauté régionale de l'Outaouais s'est distinguée en réglementant, dès le mois d'avril 1977, la construction dans les zones ainsi désignées. Dans ce contexte, l'objectif de notre recherche est de vérifier l'impact économique de ce programme.

Le texte qui suit expose, en premier lieu, la méthodologie utilisée pour quantifier les bénéfices reliés à cette intervention. En second lieu, nous appliquerons la méthode à la région de l'Outaouais, puis nous expliquerons les résultats obtenus. Enfin, nous dégagerons certaines constatations en conclusion.

METHODOLOGIE

Système hydroéconomique

Nous définissons le système hydroéconomique comme étant l'ensemble des éléments et composantes qui permettent de quantifier économiquement les dommages. Un certain nombre de relations le décrivent:

- relation hydrologique: hauteur d'eau-débit;
- relation économique: hauteur de submersion-dommage unitaire;
- relation physique: nombre d'unités affectées-hauteur d'eau;
- relation statistique: fréquence de dépassement-débit.

Le système hydroéconomique définit le dommage moyen annuel, variable-clé dans l'analyse de rentabilité des projets d'intervention dans les plaines inondables. Le dommage moyen

annuel nous renseigne sur les conditions économiques existantes et futures et constitue un outil essentiel pour l'estimation des bénéfices. En effet, ces derniers sont déterminés par la différence entre les dommages moyens annuels du système de base (non-régularisé) et du système régularisé.

L'intervention de zonage est une mesure qui contrôle le développement futur des plaines inondables de façon à éliminer les dommages qui seraient engendrés par une occupation accrue de celles-ci.

Pour augmenter la prévision des résultats des modèles, il est essentiel de diviser la zone d'étude en cellules hydroéconomiques qui respectent les critères suivants:

- i) homogénéité de la valeur du stock de capital;
- ii) dénivellation faible du profil d'eau entre les niveaux amont et aval.

Une représentation typique d'une cellule hydroéconomique est présentée à la figure (1). Celle-ci comprend à la fois des zones désignées et des zones non-désignées car l'intervention de zonage ne s'applique généralement qu'aux régions qui se trouvent en deçà de la cote de récurrence de 100 ans.

Dans les prochaines sections, nous décrivons la démarche à suivre pour estimer les dommages moyens annuels du système de base et du système régularisé.

Dommage unitaire

Le point de départ de l'estimation des dommages est la relation hauteur de submersion-dommage unitaire qui est donnée par la fonction du dommage (El-Jabi et al., 1981). Cette fonction est exprimée sous la forme de Gompertz (Dantzig, 1956):

$$(1) \quad \frac{d}{k} = \frac{1}{e^{-\alpha}} * \left[\frac{[1 - e^{-\alpha z}] * e^{-\alpha}}{e^{-\alpha} - 1} \right]$$

où z est la hauteur de submersion et α et β sont les paramètres à estimer. Ils sont constants pour toutes les crues et dépendent des caractéristiques économiques de la région à l'étude. Par cette fonction, nous obtenons le dommage (d) en pourcentage de la valeur d'une unité économique quelconque (k) en fonction de la hauteur de submersion (z) qu'elle subit. Il suffit alors de connaître cette hauteur de submersion pour calculer le dommage unitaire qui en résulte.

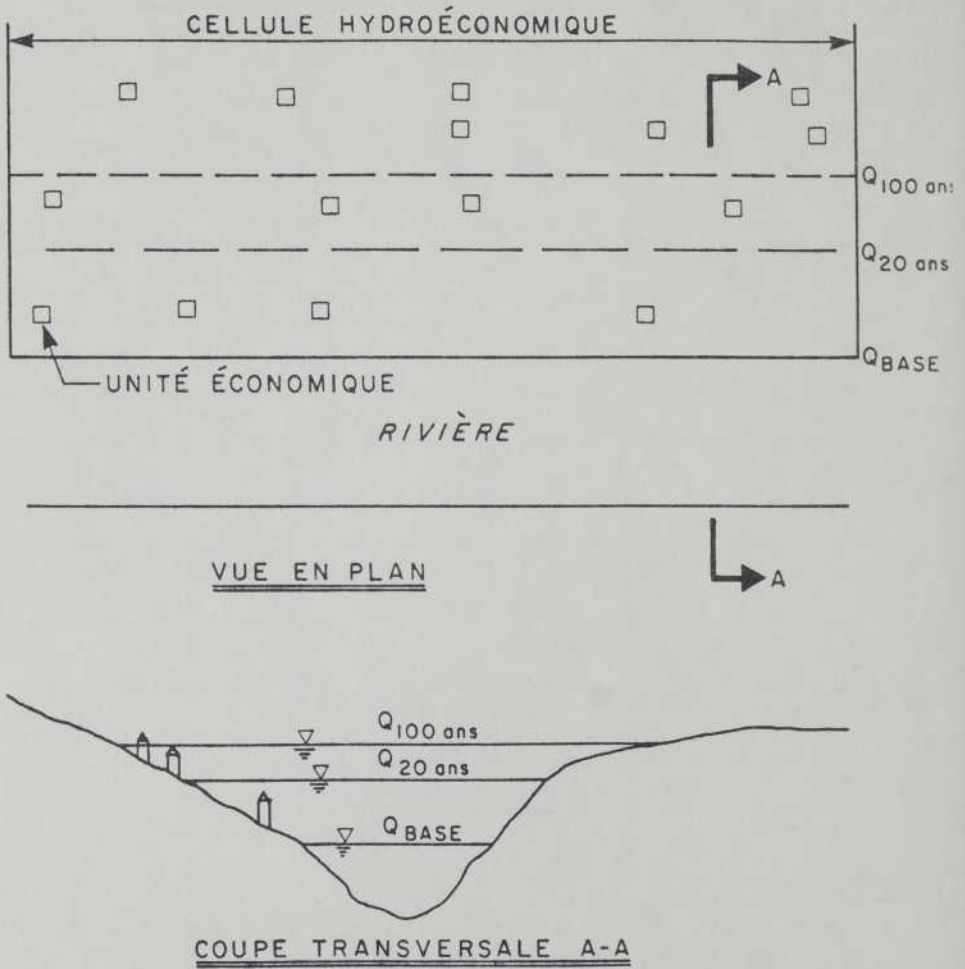


Figure 1 REPRÉSENTATION TYPIQUE
D'UNE CELLULE HYDROÉCONOMIQUE

Dommage unitaire moyen

Il faut noter que l'équation (1) considère une hauteur de submersion constante pour tout le stock de capital physique d'une cellule hydroéconomique. Cependant, toutes les unités économiques ne sont pas situées au même niveau et ne subissent pas la même hauteur de submersion. Pour pallier à cette difficulté, nous définissons le dommage unitaire moyen correspondant à une certaine hauteur de submersion z_1 . Il correspond au dommage qui surviendrait en tenant compte de la répartition des unités économiques à l'intérieur d'une zone comprise entre une hauteur nulle ($z=0$) et l'élévation maximum ($z=z_1$).

Le dommage unitaire moyen s'exprime comme suit:

$$(2) \quad \frac{d}{k} = \frac{1}{N} * \sum_{j=1}^n F(z_j)$$

où $F(z_j)$ est la fonction du dommage unitaire causé à une unité économique j par une hauteur de submersion z_j et N est le nombre d'unités affectées par la crue correspondante à la hauteur z_1 .

Dommage unitaire moyen annuel

La méthodologie présentée dans les sections précédentes associe à chaque crue une estimation du dommage unitaire moyen causé à une cellule hydroéconomique par cette crue. En faisant l'inventaire des crues sur une longue période d'enregistrement, nous générons alors la série des dommages unitaires moyens, similaire à la série des valeurs extrêmes des débits.

Quellette et al. (1985) ont démontré qu'il est possible d'appliquer à la série des dommages unitaires moyens, le modèle des valeurs extrêmes développé par Todorovic (1970). Ce dernier a prouvé que les excédances maximales suivent un processus stochastique où le nombre des excédances sont indépendantes et identiquement distribuées dans un intervalle de temps (T_{k-1}, T_k) . La fonction de répartition de l'excédance maximale $F_k(x)$ est exprimée comme étant (Todorovic et Rousselle, 1971):

$$(3) \quad F_k(x) = \exp\left(- \sum_{n=1}^{K-1} [\Lambda(T_n) - \Lambda(T_{n-1})] * [1 - H_n(x)] - [\Lambda(t) - \Lambda(T_{K-1})] * [1 - H_K(x)]\right)$$

pour tout $k=1,2,\dots, t \in (T_{k-1}, T_k)$. $\Lambda(t)$ est le nombre moyen des excédances $\xi(0,t]$ et $H(x)$ est la fonction de répartition de la valeur de excédances, c'est-à-dire:

$$(4) \quad H(x) = P(\xi \leq x)$$

La fonction $H(x)$ peut être représentée par une loi statistique (normale, log-normale, gamma, etc,...), suivant les caractéristiques hydrométéorologiques de la rivière ou de la région en question. Todorovic et Rousselle (1971) ont montré qu'une fonction de type exponentiel s'applique de façon satisfaisante pour décrire la distribution des excédances dans la plupart des cas d'inondations:

$$(5) \quad H(x) = 1 - e^{-\beta x} \quad ; \quad \beta > 0$$

où $\beta = \{E[\xi]\}^{-1}$
dans laquelle E est l'opérateur de l'espérance mathématique.

Ainsi, deux cas sont à considérer:

i) les excédances sont indépendantes et identiquement distribuées dans l'intervalle d'un an (Zelenhasic, 1970):

$$(6) \quad F_{\xi}(x) = \exp [-\Lambda(t)e^{-\beta x}]$$

où $\Lambda(t)$ est le nombre moyen d'excédances par année et β est le paramètre de la fonction exponentielle.

ii) les excédances sont indépendantes et identiquement distribuées dans l'intervalle d'une saison (Rousselle, 1972):

$$(7) \quad F_{\xi}(x) = \exp \left\{ -\Lambda(t_1) * e^{-\beta_1 x} - [\Lambda(t_2) - \Lambda(t_1)] * e^{-\beta_2 x} - [\Lambda(t_3) - \Lambda(t_2)] * e^{-\beta_3 x} - [\Lambda(t_4) - \Lambda(t_3)] * e^{-\beta_4 x} \right\}$$

où $\Lambda(t_1)$, $[\Lambda(t_2) - \Lambda(t_1)]$, ... représentent le nombre moyen d'excédances pour chaque saison et β_1 , β_2 , ... sont les paramètres de la fonction exponentielle.

Après avoir calculé les paramètres $\Lambda(t)$ et β grâce à une série d'observations des crues s'étendant sur une longue période d'enregistrement, nous pouvons déterminer la fonction de répartition des dommages $F_{\xi}(x)$. La relation fréquence de dépassement-dommage unitaire moyen peut alors être obtenue. Elle est donnée par l'équation suivante:

$$(8) \quad f(x) = 1 - F_{\xi}(x)$$

L'intégration de cette fonction détermine le dommage unitaire moyen annuel. En résumé, l'estimation du dommage unitaire moyen annuel (DUMA) s'effectue par un calcul numérique

basé sur une fonction statistique $f(x)$, elle-même obtenue par des observations des crues échelonnées sur une longue période et qui représente la distribution des dommages unitaires moyens causés par les inondations en fonction de leur probabilité d'apparition.

Dommage moyen annuel

La connaissance du dommage unitaire moyen annuel nous permet d'estimer le dommage moyen annuel (DMA) à l'aide de la relation (Quellette et al., 1985):

$$(9) \quad \text{DMA}_i = \text{DUMA} * \text{KR}_i$$

où KR_i représente la valeur des unités économiques d'une cellule hydroéconomique affectées par la crue durant l'année i . Puisqu'il n'existe pas de données disponibles sur cette variable, nous l'avons estimée de la façon suivante:

$$(10) \quad \text{KR}_i = \text{KT}_i * \text{PMR}$$

où PMR représente le pourcentage moyen des unités économiques d'une cellule hydroéconomique affectées annuellement par les crues et KT_i représente la valeur totale de ces unités durant l'année i .

Connaissant la répartition des unités économiques dans la cellule et la relation fréquence de dépassement-hauteur d'eau, nous pouvons déterminer la fonction reliant la fréquence de dépassement et le nombre de ces unités affectées par une crue de récurrence donnée. Nous obtenons la variable PMR en intégrant cette fonction.

Aussi, il est possible de décomposer la variable KT_i de la façon suivante:

$$(11) \quad \text{KT}_i = \text{NR}_i * V_i$$

où NR_i représente le nombre d'unités économiques d'une cellule hydroéconomique à l'année i et V_i la valeur moyenne de ces unités pour la même année.

Si nous supposons que le nombre d'unités croît à un rythme constant (ρ) et que la valeur moyenne de ces unités augmente à un taux (ϕ), nous avons alors:

$$(12) \quad \text{KT}_i = V_0 * (1 + \rho)^i * \text{NR}_0 * (1 + \phi)^i$$

où NR_0 représente le nombre d'unités des zones désignées d'une cellule hydroéconomique à l'année 0 et V_0 la valeur moyenne de ces unités à l'année 0.

ces unités à l'année 0.

La relation (9) devient alors:

$$(13) \quad DMA_i = DUMA * PMR * V_o * NR_o * [(1 + \rho) * (1 + \varphi)]^i$$

Comme nous l'avons déjà mentionné, le calcul du dommage moyen annuel est l'étape finale pour l'estimation des bénéfices relatifs à l'intervention de zonage.

Analyse bénéfices-coûts

A partir du dommage moyen annuel, nous obtenons le dommage total (DT) par la relation suivante:

$$(14) \quad DT = \sum_{i=1}^n DMA_i * (1 + r)^{-i}$$

où n est la durée de vie du projet et r le taux d'actualisation économique. Nous pouvons alors dériver l'équation globale:

$$(15) \quad DT = DUMA * PMR * V_o * NR_o * \sum_{i=1}^n \left[\frac{(1 + \rho) * (1 + \varphi)}{(1 + r)} \right]^i$$

La différence entre le dommage total du système de base et celui du système régularisé constitue les bénéfices.

APPLICATION NUMERIQUE

En 1976, le gouvernement fédéral et celui du Québec ont signé une entente sur la cartographie des plaines inondables. Cette entente a permis de définir clairement les régions sujettes aux inondations. Pour faire suite à ce programme, la Communauté régionale de l'Outaouais a appliqué en 1977, un règlement de zonage qui faisait partie d'un plan d'aménagement global de son territoire.

Cette réglementation définit deux zones: la zone de grands courants correspondant à la partie de la zone inondable qui se trouve en deçà de la cote de récurrence de 20 ans et la zone de faibles courants correspondant à la partie dont la cote d'élévation varie entre la cote de récurrence de 20 ans et celle de 100 ans.

Essentiellement, cette politique interdit toute nouvelle construction dans la zone de grands courants et seuls les bâtiments immunisés à la cote centenaire et selon des normes spécifiques peuvent être érigés en zone de faibles courants. De

plus, la politique prévoit une interdiction générale de nouvelles voies de communication et de nouveaux réseaux d'égouts et d'aqueducs en zone de grands courants.

Nous pouvons affirmer que le zonage n'aura aucun effet sur les dommages que subiront les régions qui se situent au-delà de la cote centenaire. Cela est vrai seulement si l'hypothèse suivante se vérifie: l'effet du débordement entre les zones désignées et les zones non-désignées est négligeable. Dans le cas contraire, il faudrait calculer l'augmentation des dommages que subiraient les régions supérieures due à l'accroissement de leur stock de capital économique. Comme l'effet du débordement n'est pas mesurable, nous le négligerons et nous calculerons uniquement les dommages reliés aux zones désignées.

Zone d'étude

La communauté régionale de l'Outaouais se situe au confluent des rivières Gatineau et des Outaouais. Elle regroupe dix municipalités réparties autour de la ville de Hull (figure 2). Six d'entre elles contiennent des plaines inondables qui ont été cartographiées. Il s'agit des municipalités de Masson, Gatineau, Aylmer et Pontiac situées le long de la rivière des Outaouais et des municipalités de Hull-Ouest et de La Pêche le long de la rivière Gatineau.

La zone d'étude a été divisée en six cellules hydroéconomiques:

- i) cellule OUT 1: municipalité de Masson.
- ii) cellule OUT 2: municipalité de Gatineau.
- iii) cellule OUT 3: municipalités d'Aylmer et de Pontiac.
- iv) cellule GAT 1: municipalité de Hull-Ouest.
- v) cellule GAT 2: municipalité de La Pêche (Partie Sud).
- vi) cellule GAT 3: municipalité de La Pêche (Partie Nord).

Relation hauteur de submersion-dommage unitaire

L'étalonnage de cette fonction (équation 1) se fait par l'estimation des paramètres α et β . Une enquête après-crues permet leur détermination. Mais aucune enquête semblable n'a été effectuée dans la région de l'Outaouais, il n'est alors pas possible d'estimer la valeur de ces paramètres caractérisant cette région.

Cependant, suite aux inondations de 1976, une enquête après-crues a été menée par le CRAR (1977) dans la région de la rivière Richelieu. El-Jabi et al. (1981) ont estimé les paramètres caractérisant cette région par la méthode des moindres carrés pour des fonctions non-linéaires.

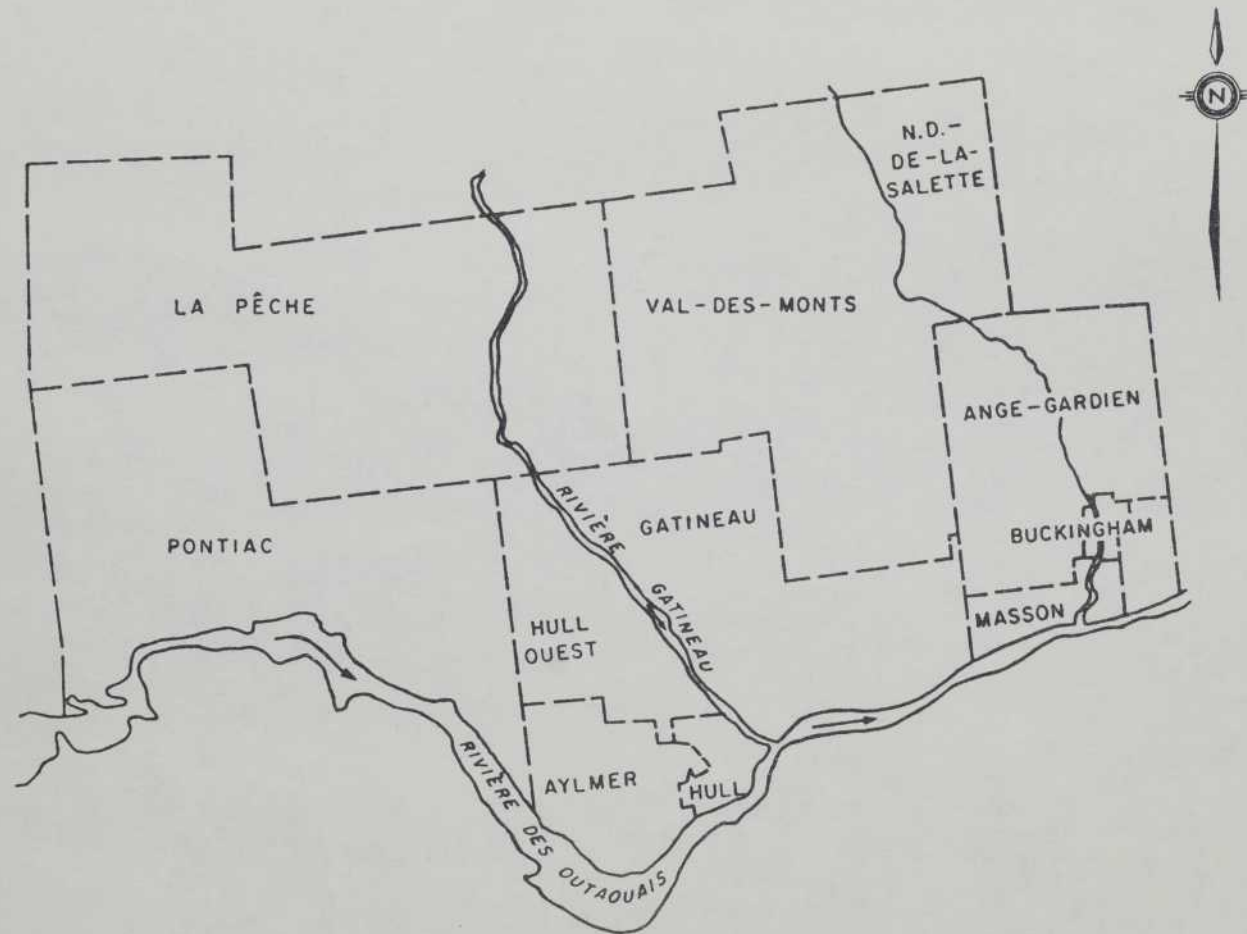


Figure 2 COMMUNAUTÉ RÉGIONALE DE L'OUTAOUAIS

En appliquant ce modèle uniquement sur le secteur résidentiel (ce secteur est relativement homogène à l'intérieur du Québec), il est possible de transposer les valeurs de ces paramètres d'une région à une autre.

En d'autres mots, nous supposons que pour une même hauteur de submersion, le dommage unitaire (dommage en pourcentage de la valeur de la résidence) causé à une résidence de la région de l'Outaouais est égal à celui causé à une résidence de la région du Richelieu.

Pour le secteur résidentiel, les valeurs calculées par El-Jabi et al. (1981) sont: $\alpha = 0,953$ et $\beta = 0,108$. La fonction ainsi obtenue est présentée à la figure (3).

Relation nombre de résidences affectées-hauteur d'eau

Puisque cette étude se limite aux régions cartographiées, nous avons relevé, sur des cartes topographiques, le nombre de résidences présentes dans les plaines inondables au début de la réglementation, soit en 1977. Nous avons aussi relevé l'élévation de chacune de ces résidences. Cela nous a permis de tracer la courbe qui caractérise, pour chaque cellule, la répartition des résidences dans les plaines inondables (figure 4).

Relation dommage unitaire moyen-fréquence de dépassement

L'étude de la série des excédances par le modèle des valeurs extrêmes nécessite la connaissance du niveau de base. Celui-ci est défini comme étant le niveau d'eau maximal où le dommage est nul. En d'autres mots, il correspond au niveau de la résidence la moins élevée de la cellule hydroéconomique.

Cette donnée étant connue, nous avons déterminé, pour chaque cellule, les séries d'excédances (exprimées en hauteur d'eau) grâce aux observations journalières du niveau d'eau et du débit enregistrées aux stations hydrométriques situées sur les rivières des Outaouais et Gatineau.

A l'aide des équations (1) et (2), nous avons transformé ces hauteurs d'eau en dommages unitaires moyens. Le modèle des valeurs extrêmes (version CRUES, Desjardins et al., 1984) a été appliqué aux six séries de dommages unitaires moyens.

Ce modèle permet de définir la relation fréquence de dépassement-dommage unitaire moyen dont un exemple pour les municipalités d'Aylmer et de Pontiac (OUT 3) est présenté à la figure (5). Les résultats globaux sont présentés au tableau (1).

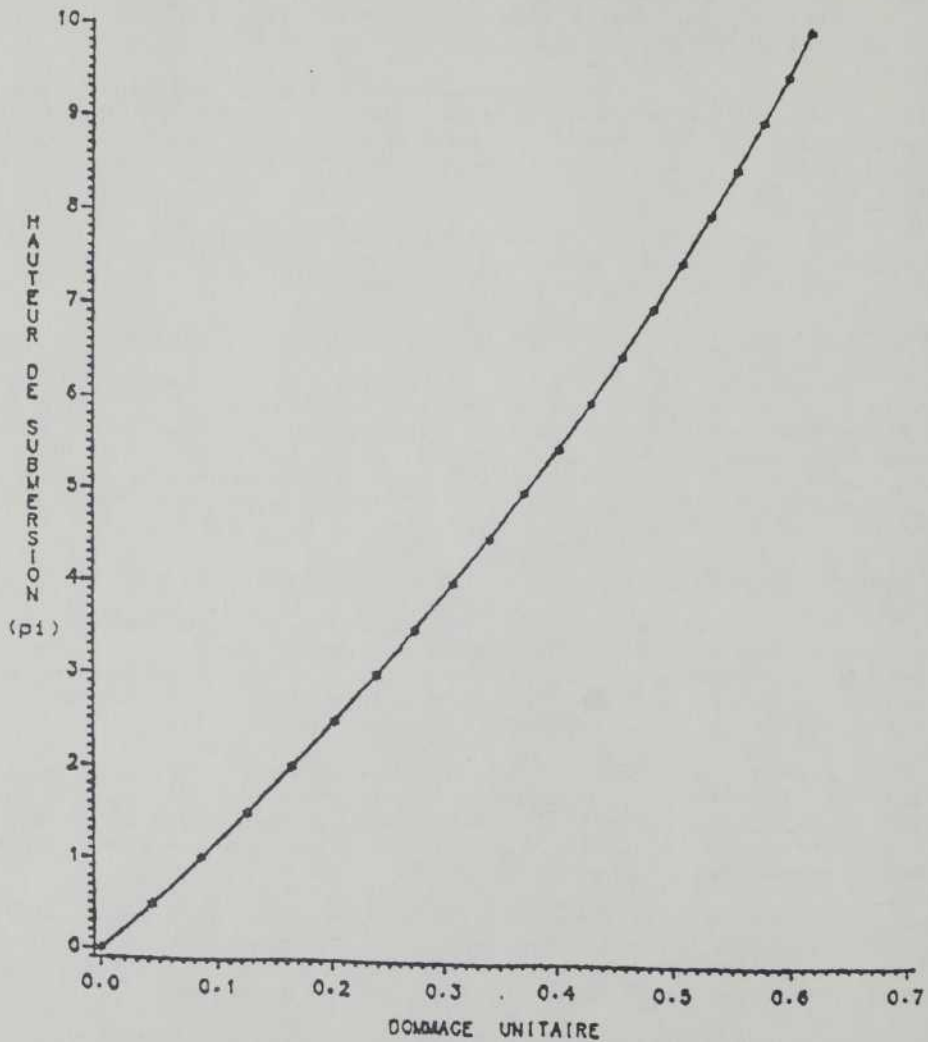


FIGURE 3: RELATION HAUTEUR DE SUBMERSION - DOMMAGE UNITAIRE

MUNICIPALITES D'AYLMER ET DE PONTIAC

(OUT 3)

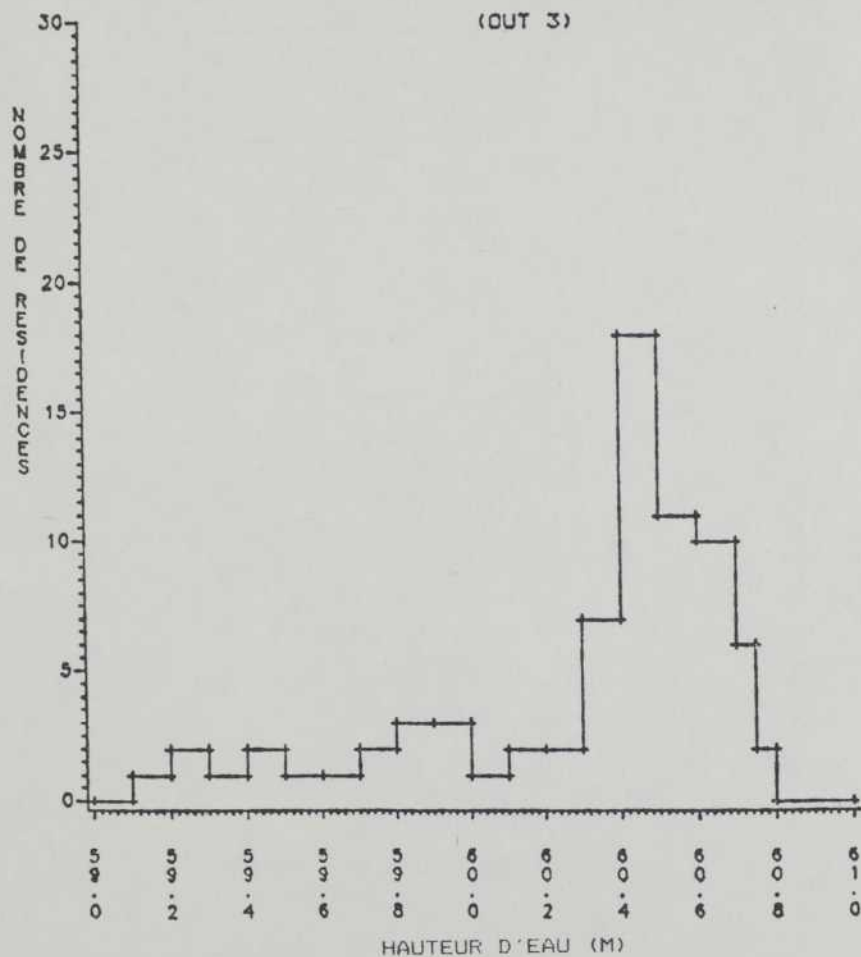


FIGURE 4: RELATION NOMBRE DE RESIDENCES - HAUTEUR D'EAU

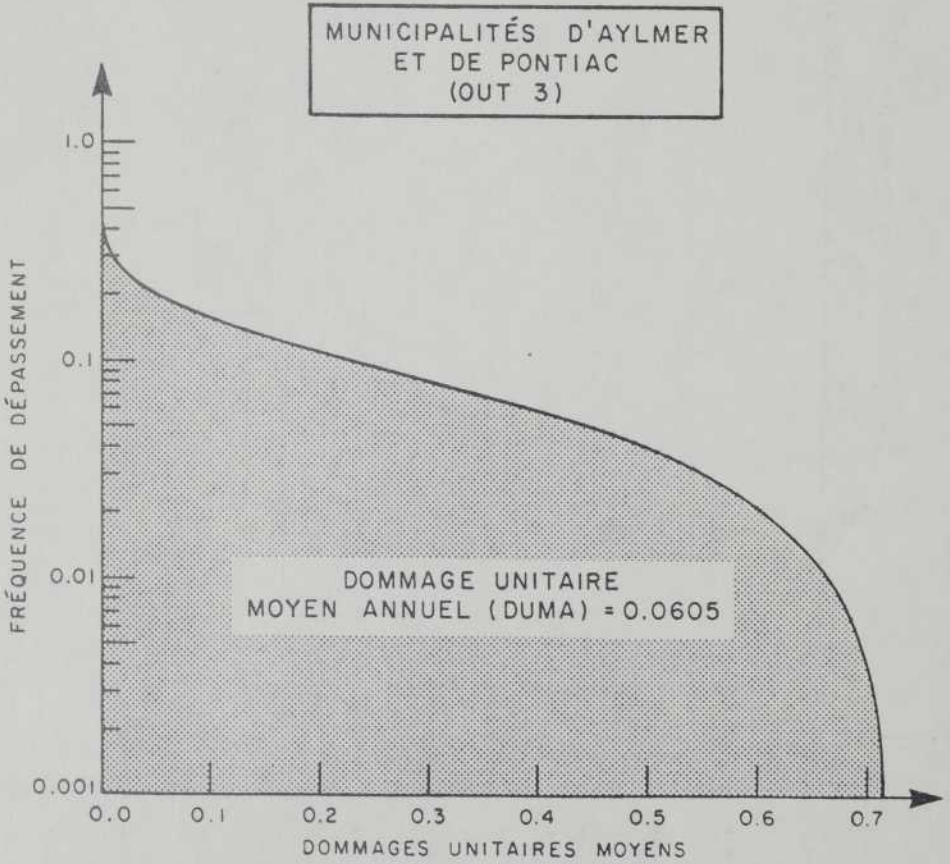


Figure 5 RELATION
FRÉQUENCE DE DÉPASSEMENT —
DOMMAGE UNITAIRE MOYEN

Pour la cellule OUT 3, le dommage unitaire moyen annuel (DUMA) est égal à 0,0605; c'est-à-dire qu'une résidence moyenne faisant partie des plaines inondables de cette cellule subit annuellement des dommages évalués à 6% de sa valeur.

Relation fréquence de dépassement-nombre de résidences affectées

Cette relation est obtenue par la combinaison des deux relations suivantes: la fréquence de dépassement versus la hauteur d'eau et le nombre de résidences versus la hauteur d'eau.

L'intégration de cette relation permet de déterminer la variable PMR. Un exemple (cas OUT 3) est présenté à la figure (6). Les résultats globaux sont présentés au tableau (1). Pour la cellule OUT 3, le pourcentage moyen de résidences affectées par les crues (PMR) est égal à 0,170; c'est-à-dire que 17% des résidences qui font partie des plaines inondables de cette cellule sont affectées en moyenne une fois par année par les eaux.

RESULTATS

Le tableau (1) présente également les valeurs de NR_0 et de V_0 pour chacune des cellules hydroéconomiques. Ces chiffres correspondent au nombre total de résidences repérées sur les cartes d'inondations et à la valeur moyenne des résidences des municipalités en 1977.

Ce tableau montre aussi les valeurs des taux d'accroissement du nombre de résidences et de la valeur moyenne de ces résidences. Dans le cas du système régularisé, le taux d'accroissement du nombre de résidences est nul. Dans le cas du système de base, nous supposons que ce taux est égal au taux enregistré durant la période s'étendant de 1977 à 1984 pour la municipalité. Le taux d'accroissement de la valeur moyenne des résidences a été déterminé de la même façon.

Il faut noter que les taux d'accroissement du nombre de résidences et de la valeur moyenne de ces résidences sont supposés constants pendant toute la période d'étude. La faiblesse des taux calculés s'expliquent par le contexte économique qui caractérise les sept dernières années, particulièrement dans cette région qui a connu un exode de sa population vers l'Ontario.

Les résultats de l'application numérique sont présentés au tableau (2) et ils sont exprimés en dollars constants de 1985. De plus, nous avons utilisé un taux d'actualisation de 5% et une

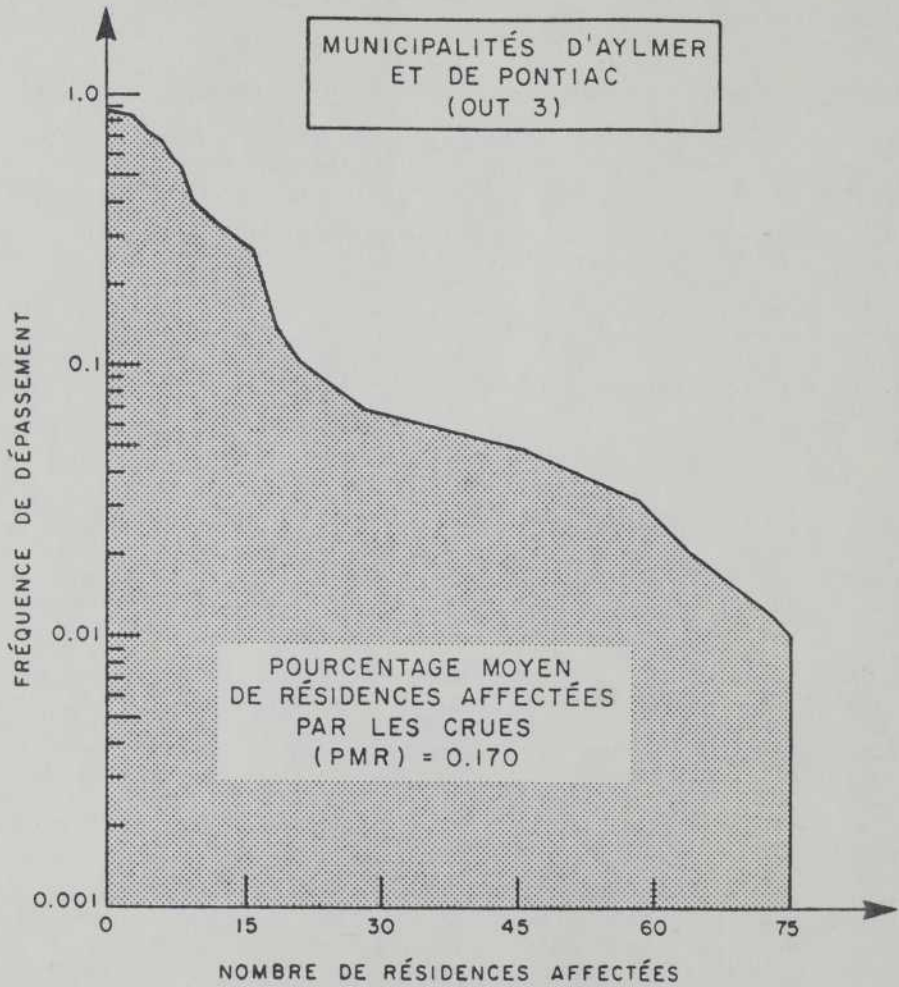


Figure 6 RELATION
FRÉQUENCE DE DÉPASSEMENT—
NOMBRE DE RÉSIDENCES AFFECTÉES

TABLEAU 1: Tableau des valeurs des variables de l'équation 15

	MASSON (OUT 1)	GATINEAU (OUT 2)	AYLMER (OUT 3)	HULL-OUEST (GAT 1)	LA PECHE SUD (GAT 2)	LA PECHE NORD (GAT 3)
DUMA	0,0542	0,0426	0,0605	0,0748	0,0755	0,0465
PMR	0,293	0,166	0,170	0,271	0,240	0,066
NR ₀	82	879	75	37	101	47
V ₀	\$15 400	\$35 200	\$35 100	\$25 700	\$18 300	\$14 600
ρ	0,7%	1,5%	1,4%	0,3%	0,6%	0,6%
ψ	-4,5%	-3,0%	-2,7%	-1,7%	-2,9%	-2,9%

TABLEAU 2: Tableau des résultats

	MASSON (OUT 1)	GATINEAU (OUT 2)	AYLMER (OUT 3)	HULL-OUEST (GAT 1)	LA PECHE (GAT 2 & 3)	TOTAL
DT _m	\$310 000	\$4 700 000	\$600 000	\$415 000	\$673 000	\$6 700 000
DT _r	\$293 000	\$3 760 000	\$488 000	\$399 000	\$622 000	\$5 600 000
BT	\$17 000	\$940 000	\$112 000	\$16 000	\$51 000	\$1 100 000
DTU	\$3 600	\$4 300	\$6 500	\$10 800	\$4 200	\$4 700

durée de vie du projet de 30 ans.

Concernant le système de base, nous avons estimé les dommages totaux (DT_b), à environ 6,7 millions pour la région de l'Outaouais. La cellule OUT 2 (municipalité de Gatineau) absorbe à elle seule 70% de ces dommages.

Pour ce qui est du système régularisé, nous avons estimé les dommages totaux (DT_r) à quelque 5,6 millions pour la région de l'Outaouais. Les bénéfices totaux (BT) sont donc de 1,1 million. Ils constituent une réduction de 17% des dommages calculés dans le cas du système de base.

DTU représente le dommage total unitaire en termes de résidences, c'est-à-dire le dommage total (DT_r) divisé par le nombre de résidences présentes dans les régions désignées en 1977. Ces dommages unitaires varient entre \$3 600 et \$10 800 par résidence selon la municipalité.

DISCUSSION

Ayant en main les résultats de l'étude, nous pouvons maintenant faire l'examen des bénéfices et des coûts sur trois niveaux de population, soit: les gouvernements fédéral et provincial, les municipalités, et les propriétaires des plaines inondables.

Les gouvernements, en termes de non-paiements d'indemnités, bénéficient en grande partie des avantages de ce programme. Ils n'auront pas, dans les prochaines années, à payer les gens qui désireront s'installer dans les plaines inondables et qui subiront des dommages à leur propriété. Il faut se rendre compte que ces bénéfices sont répartis sur une période de trente ans: ils sont donc peu élevés. Par contre, ces gouvernements ont payé un certain montant (environ \$100 000) pour la confection des cartes identifiant les régions susceptibles d'être affectées.

Les bénéfices que retirent les municipalités sont sensiblement nuls. Cependant, elles doivent supporter les coûts de l'implantation et de l'administration du programme.

Les propriétaires de plaines inondables, qui avaient en 1977 déjà construit leur résidence, ne sont pas touchés par ce programme. Quant à ceux qui, en 1977, n'avaient pas construit leur résidence, ils sont défavorisés par le fait qu'ils ne peuvent plus ériger aucun bâtiment: leur terrain a donc perdu énormément de sa valeur. Cependant, le programme de zonage leur permet de retirer certains bénéfices: ils n'auront pas à

payer pour réparer les dommages qui ne seront pas remboursés par les gouvernements.

CONCLUSION

L'analyse bénéfices-coûts explique pourquoi le programme d'zonage est si impopulaire auprès des autorités municipales et pourquoi il n'est pas appliqué ailleurs au Québec ou au Canada. C'est sur les municipalités qu'a échu le devoir d'imposer les règlements d'aménagement des plaines inondables et ce sont elles qui subissent les désavantages économiques apportés par ce programme.

Les gouvernements qui reçoivent une grande part de bénéfices devraient encourager les municipalités en leur versant une subvention car ce programme est socialement souhaitable. Il permet d'éviter qu'une minorité bénéficie de certains avantages pendant que l'ensemble de la société en paie la note.

Il faut dire en terminant que l'analyse bénéfices-coûts nous démontre que l'intervention de zonage n'apporte pas les bénéfices escomptés. Pour réaliser des interventions efficaces, on doit concevoir des plans d'aménagement qui contiennent à la fois des mesures structurales (barrages, digues,...) et des mesures administratives (zonage, expropriation, programme d'assurance, de prévention des crues,...).

REFERENCES

- CRAR. 1977. Evaluation des dommages causés par les inondations en 1976 à divers niveaux d'élévation des eaux de la rivière Richelieu et de la baie Missisquoi, Haut-Richelieu, Québec. Université de Sherbrooke. 210p.
- DANTZIG, D.V. 1956. Economic Decision Problems for Flood Prevention. *Econometrica*. Vol.24, No.3, pp.276-287.
- DESJARDINS, M.-A., TESSIER, D., GIGNAC, C. et ROUSSELLE, J. 1984. Manuel d'utilisation du modèle stochastique des excédances, Rapport GREMU-84/02, 82p.
- DINGMAN, S.L. and PLATT, R.H. 1977. Floodplain Zoning: Implications of Hydrologic and Legal Uncertainty. *Water Resources Research*. Vol.13, No.3, pp.519-523.
- EL-JABI, N., RICHARD, D. et ROUSSELLE, J. 1981. Aspect financier du processus crue-dommage. *Eau du Québec*. Vol.14, No.4, pp.345-351.
- GRIGG, N.S. and HELWEG, O.J. 1975. State-of-the-Art of Estimating Flood Damage in urban areas. *Water Resources Bulletin*. Vol.11, No.2, pp.379-390.
- JAMES, L.D. 1972. Role of Economics in Planning Flood Plain Land Use. *ASCE*. Vol.98, No.HY6, pp.981-992.
- QUELLETTE, P., EL-JABI, N. et ROUSSELLE, J. 1985. Application of Extreme value theory to flood damage. *ASCE, Journal of WRPM* (Accepté pour publication).
- ROUSSELLE, J. 1972. On some problems of flood analysis. PhD Thesis, Colorado State Univ., Fort Collins, CO. 226p.
- ROUSSELLE, J., et EL-JABI, N. 1977. Représentation stochastique des dommages dans les plaines inondables, *Rev. Canad. de Génie Civil*, Vol.4, No.2, pp.170-177.
- TODOROVIC, P. and ROUSSELLE, J. 1971. Some Problems of flood Analysis. *Water Resources Research*. Vol.7, No.5, pp.1144-1150.
- TODOROVIC, P. 1970. On some Problems Involving Random Number of Random Variables. *Ann. Math. Statis.* Vol.41, No.3, pp.1059-1063.
- WALESH, S.G. and VIDEKOVICH, R.M. 1978. Urbanisation: Hydrologic-Hydraulic Damage Effects. *ASCE*. Vol.104, HY2, pp.141-155.
- ZELENHASIC, E. 1970. Theoretical Probability Distributions for flood Peaks. Colorado State University. *Hydrol. Paper*, No.42, 35p.

COLLOQUE SUR LA RECHERCHE EN HYDROLOGIE AU QUEBEC
53e CONGRES DE L'ACFAS, 23 MAI 1985, CHICOUTIMI, QUEBEC

UNE METHODE PROBABILISTE POUR LA TRANSFORMATION DE LA PRECIPITATION
PONCTUELLE EN PRECIPITATION MOYENNE SUR UNE SURFACE

Van-Thanh-Van NGUYEN

Département des Sciences appliquées, Université du Québec à Chicoutimi,
Chicoutimi, Québec, G7H 2B1

COLLOQUE SUR LA RECHERCHE EN HYDROLOGIE AU QUEBEC
53e CONGRES DE L'ACFAS, 23 MAI 1985, CHICOUTIMI, QUEBEC

UNE METHODE PROBABILISTE POUR LA TRANSFORMATION
DE LA PRECIPITATION PONCTUELLE EN PRECIPITATION
MOYENNE SUR UNE SURFACE

Van-Thanh-Van Nguyen
Département des Sciences appliquées
Université du Québec à Chicoutimi
Chicoutimi, Québec

RESUME

Une méthode probabiliste est proposée pour la transformation de la précipitation ponctuelle en la précipitation moyenne sur une surface. La précipitation moyenne sur un territoire donné est considérée comme la somme pondérée des hauteurs de pluie observées à toutes les stations pluviométriques dans ce territoire. La méthode suggérée consiste à supposer une loi exponentielle pour la distribution des hauteurs de pluies ponctuelles, et à en déduire analytiquement la fonction de répartition de la précipitation moyenne sur la surface considérée. Le coefficient d'abattement est alors évalué aux mêmes probabilités de dépassement des pluies ponctuelles et moyennes. La méthode proposée peut tenir compte de la structure de corrélation dans l'espace du processus de précipitation. Les résultats d'un exemple numérique ont démontré d'adéquation de cette méthode. On peut conclure que la méthode suggérée possède plusieurs avantages par rapport aux procédures empiriques qui ont été fréquemment utilisées dans les études précédentes.

INTRODUCTION

L'évaluation des volumes et des débits d'écoulement en divers points d'une région, qu'il s'agisse de bassins urbanisés ou non, nécessite toujours des informations sur les variations dans le temps et dans l'espace de la précipitation dans cette région. En réalité, les mesures de précipitation sont faites en des points isolés, ce qui donne seulement les valeurs ponctuelles de la précipitation. Il est alors souhaitable de développer un outil aidant à la transformation de la précipitation ponctuelle en précipitation moyenne sur un territoire donné afin de fournir une composante d'entrée plus réaliste ou plus fiable aux modèles de ruissellement.

Le problème de la transformation de la pluie ponctuelle en la pluie moyenne n'est pas nouveau. Depuis plusieurs décennies, des recherches sur les aspects théoriques et pratiques de ce problème ont été entreprises. La revue des études précédentes effectuée par Nguyen (1979) a montré que toutes les relations hauteur de pluie-superficie proposées se rapportent ou bien à une surface mobile ou bien à un point de référence mobile et que la plupart de ces relations sont dérivées en utilisant des approches empiriques. Toutefois, dans les applications pratiques il nous semble plus utile de mettre en relation la pluie moyenne sur une surface fixe dans l'espace avec la pluie ponctuelle observée en un point fixe de la surface considérée. A cette fin, nous donnons la définition suivante du coefficient d'abattement: "Si à une probabilité de dépassement donnée correspond une pluie moyenne d_A sur une surface fixe et une pluie ponctuelle d_p en un point fixe de cette surface, le coefficient d'abattement est défini par le rapport d_A/d_p ".

La présente étude a pour objet de résoudre le problème suivant: "Etant donné que la pluie ponctuelle en un point fixe d'une surface fixe a une probabilité donnée, quelle est la pluie moyenne de même probabilité sur cette surface?" L'approche proposée dans cette étude consiste à supposer une distribution exponentielle pour les hauteurs de pluies ponctuelles et à en déduire analytiquement la fonction de répartition pour les hauteurs de pluies moyennes sur la surface considérée. Enfin, le coefficient d'abattement sera calculé aux mêmes probabilités de dépassement des pluies ponctuelles et moyennes. La méthode suggérée semble plus flexible et plus générale que celles utilisées dans les études précédentes.

CONSIDERATIONS THEORIQUES

D'après la définition du coefficient d'abattement mentionné dans la section précédente, pour évaluer ce coefficient il faut d'abord déterminer les fonctions de répartition des hauteurs de pluies ponctuelles et moyennes.

Fonction de répartition de la pluie ponctuelle

Considérons une surface de superficie A. Soit X la hauteur de pluie en un point fixe de la surface A. La hauteur de pluie ponctuelle X est une variable aléatoire mixte qui peut prendre, théoriquement, toutes les valeurs positives et la valeur zéro. La probabilité de dépassement $F_1(x)$ de X est donnée par

$$F_1(x) = (1-F_0) [1 - \phi(x)] \quad (1)$$

dans laquelle $F_0 = P\{X=0\}$ et $\phi(x) = P\{X \leq x \mid X > 0\}$.

Dans la présente étude on suppose que les hauteurs de pluies ponctuelles suivent la loi exponentielle, c'est-à-dire $\phi(x) = 1 - \exp(-\alpha x)$; l'équation (1) peut maintenant s'écrire:

$$F_1(x) = (1-F_0) \exp(-\alpha x) \quad (2)$$

dans laquelle le paramètre α et la probabilité F_0 seront estimés à partir des données de précipitation disponibles au point considéré.

Fonction de répartition de la pluie moyenne sur une surface

Soit n le nombre des pluviomètres qui se trouvent à l'intérieur ou au voisinage immédiat de la surface A considérée. Désignons par X_i la hauteur de pluie recueillie au pluviomètre i ($i=1,2,\dots,n$). La hauteur de pluie moyenne Z_n sur la surface A peut être estimée par l'équation suivante:

$$Z_n = \sum_{i=1}^n W_i X_i \quad (3)$$

dans laquelle W_i est le poids associé à la station i et $\sum_{i=1}^n W_i = 1$.

Par analogie avec le cas de la pluie ponctuelle, la pluie moyenne sur une surface est aussi une variable aléatoire mixte. La probabilité de dépassement $G_1(x)$ de la hauteur de pluie moyenne Z_n peut alors s'écrire sous la forme suivante:

$$G_1(x) = P \{ Z_n \geq x \} = (1 - G_0) [1 - Q_n(x)] \quad (4)$$

où $G_0 = P \{ Z_n = 0 \}$ et $Q_n(x) = P \{ Z_n \leq x \mid Z_n > 0 \}$. La probabilité G_0 sera évaluée en utilisant les données de précipitation et la fonction de répartition $Q_n(x)$ sera analytiquement dérivée.

Désignons par α_i le paramètre de la loi exponentielle pour la pluie ponctuelle observée à la station i et par λ_i ($i=1,2,\dots,n$) les valeurs propres de la matrice de corrélation des pluies ponctuelles. De plus, en supposant que les pluies ponctuelles $X_1, X_2, \dots, X_n$ sont les variables aléatoires corrélées et non-identiquement, exponentiellement distribuées, on peut démontrer que

$$Q_n(x) = (-1)^{n-1} \sum_{i=1}^n \left[\frac{\prod_{j \neq i} \alpha_j}{\prod_{j \neq i} (\alpha_i - \alpha_j)} (1 - e^{-\alpha_i x}) \right] \quad (5)$$

dans laquelle $\prod_{j \neq i} v_j$ et $\prod_{j \neq i} (v_i - v_j)$ représentent respectivement le produit de v_j et de $(v_i - v_j)$ pour $j \neq i$; et

$$v_i = \frac{\alpha_i}{w_i \lambda_i}, \quad i=1,2,\dots,n \quad (6)$$

Si les pluies ponctuelles $X_1, X_2, \dots, X_n$ sont mutuellement indépendantes, c'est-à-dire $\lambda_1 = \lambda_2 = \dots = \lambda_n = 1$, l'équation (6) devient

$$v_i = \frac{\alpha_i}{w_i} \quad (7)$$

Donc, à l'aide des équations (4), (5), (6) et (7), la probabilité de dépassement $G_1(x)$ d'une hauteur de pluie moyenne sur la surface A peut être calculée pour les pluies ponctuelles corrélées ou indépendantes et pour le cas où les lois ponctuelles de toutes les stations pluviométriques ne sont pas identiques (hypothèse d'anisotropie).

Supposons maintenant que la pluie en chaque point de la surface considérée suit la même loi de probabilité (hypothèse d'isotropie). Dans ce cas, la probabilité de dépassement d'une pluie moyenne x sur la surface peut s'écrire:

$$\begin{aligned} H_1(x) &= P \{Z_n \geq x\} \\ &= 1 - P \{M_n = 0\} - \sum_{k=1}^n P\{Y_k \leq x, M_n = k\} \end{aligned} \quad (8)$$

dans laquelle $P\{M_n = 0\} = G_0$, $Y_k = \sum_{i=1}^k w_i X_i$ et M_n représente le nombre d'apparitions des pluies ponctuelles dans le territoire considéré à chaque instant.

Si la somme pondérée des pluies ponctuelles Y_k et le nombre d'apparitions des pluies ponctuelles M_n sont indépendantes, l'équation (8) peut se mettre sous la forme:

$$H_1(x) = 1 - G_0 - \sum_{k=1}^n P\{Y_k \leq x\} \cdot P\{M_n = k\} \quad (9)$$

dans laquelle les probabilités G_0 et $P\{M_n = k\}$ seront estimées par les fréquences empiriques correspondantes, et la probabilité $P\{Y_k \leq x\}$ sera analytiquement déterminée pour les pluies ponctuelles corrélées et indépendantes.

L'équation (5) pourra être utilisée pour calculer $P\{Y_k \leq x\}$ à condition que $v_i \neq v_j$ pour $i, j = 1, 2, \dots, n$ et $i \neq j$. Toutefois, si les pluies ponctuelles sont mutuellement indépendantes ($\lambda_1 = \lambda_2 = \dots = \lambda_n = 1$) et si toutes les stations pluviométriques possèdent le même poids ($W_1 = W_2 = \dots = W_n = W$), l'équation (5) n'est plus valide sous la condition d'isotropie ($\alpha_1 = \alpha_2 = \dots = \alpha_n = \alpha$) puisque $\gamma_1 = \gamma_2 = \dots = \gamma_n = \gamma$. Dans ce cas particulier, la probabilité $P\{Y_k \leq x\}$ sera évaluée par l'équation suivante (Todorovic et Woolhiser, 1975; Nguyen, 1984):

$$P\{Y_k \leq x\} = \frac{v^k}{\Gamma(k)} \int_0^x u^{k-1} e^{-vu} du \quad (10)$$

dans laquelle $\Gamma(k) = (k-1)!$ pour $k=1, 2, \dots, n$ et $v=\alpha/w$.

Bref, les équations (2), (4) et (8) donnent respectivement les fonctions de répartition de la probabilité de dépassement pour les pluies ponctuelles et moyennes dans le cas d'anisotropie et d'isotropie. On pourra alors déterminer le coefficient d'abattement à l'aide de ces équations. La méthode de calcul sera illustrée par une application numérique dans la section qui suit.

APPLICATION NUMERIQUE

L'exemple que nous proposons en application de cette méthode concerne la pluie moyenne sur l'Ile de Montréal ayant une superficie de 466 km² (180 milles carrés). Cette pluie moyenne est calculée par la méthode de la moyenne arithmétique en utilisant les données de pluie journalières d'un réseau de cinq pluviographes dans la région de Montréal. L'enregistrement concomitant le plus long de ces cinq stations est du 1er septembre 1969 jusqu'au 31 octobre 1974. De plus, seules les données dans les saisons d'été (de juin à septembre) de cette période seront utilisées.

La loi exponentielle, due à sa simplicité, a été fréquemment utilisée dans les études précédentes pour représenter la distribution des hauteurs de pluie journalières (Richardson, 1981; Todorovic et Woolhiser, 1975). Les figures 1-5 montrent une bonne adéquation de la loi exponentielle aux valeurs de fréquences empiriques pour les cinq stations pluviométriques considérées. Ce bon ajustement justifie alors l'hypothèse de la loi exponentielle pour la précipitation journalière observée en un point. Les valeurs du paramètre α_i de la loi exponentielle pour chaque station et la valeur du paramètre α de la loi exponentielle pour l'ensemble de cinq stations sont présentées au tableau 1.

Tableau 1 - Valeurs de α_i , w_i , λ_i et α

Station	$\alpha_i(\text{po}^{-1})$	w_i	λ_i
Ste-Anne-de-Bellevue	4.246	0.2	4.011
Aéroport de Dorval	4.158	0.2	0.236
McGill	3.782	0.2	0.075
L'Assomption	4.535	0.2	0.528
St-Hubert	4.077	0.2	0.150
Cinq stations : $\alpha = 4.149 \text{ po}^{-1}$			

Le tableau 1 indique également les valeurs des valeurs propres λ_i de la matrice de corrélation des pluies ponctuelles. Chaque valeur propre λ_i a été associée à chaque station en utilisant le principe de l'analyse par les composantes principales (Dyer, 1975). Enfin, les probabilités $P\{M_n = k\}$ pour $k=1,2,\dots,5$ sont respectivement égales à 0.1104, 0.0653, 0.0518, 0.0676 et 0.2387. On voit alors que l'occurrence simultanée de la pluie aux cinq stations est la plus fréquente.

La figure 6 montre la comparaison entre les fonctions de répartition des probabilités de dépassement observées et théoriques pour les précipitations ponctuelles indépendantes et corrélées sous la condition d'isotropie et d'anisotropie. On constate alors que les courbes théori-

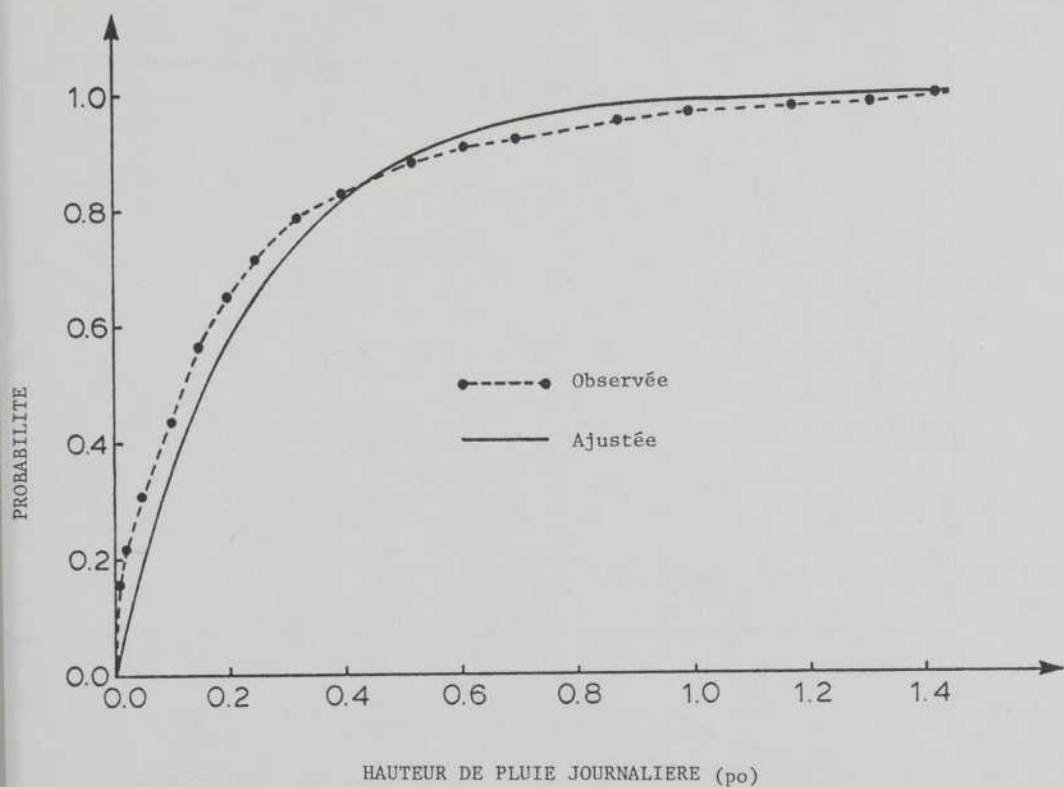


Figure 1 - Loi exponentielle et distribution des fréquences observées des hauteurs de pluie journalières à la station Ste-Anne-de-Bellevue

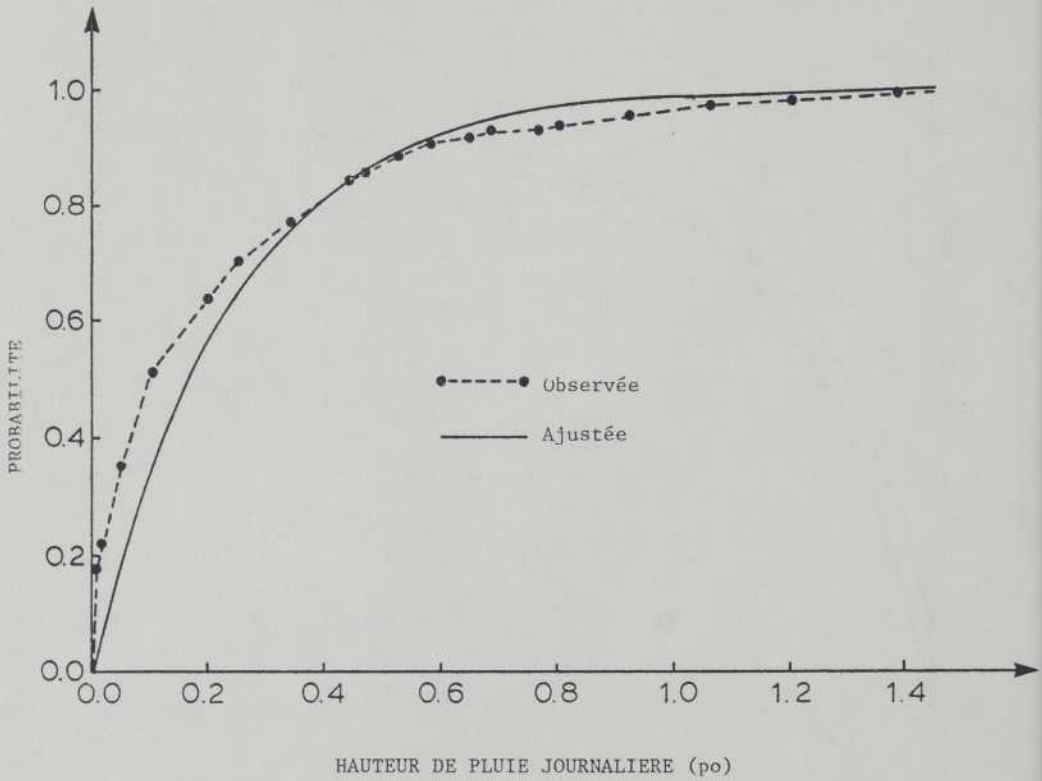


Figure 2 - Loi exponentielle et distribution des fréquences observées des hauteurs de pluie journalières à la station Aéroport Dorval

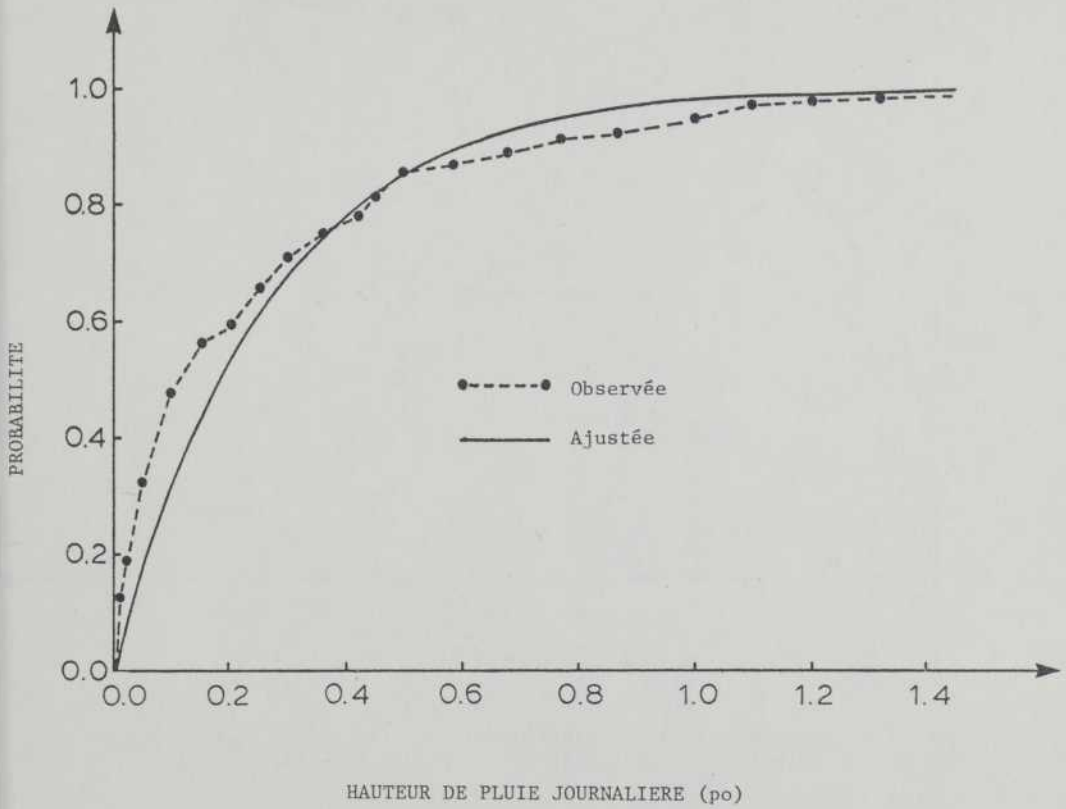


Figure 3 - Loi exponentielle et distribution des fréquences observées des hauteurs de pluie journalières à la station McGill

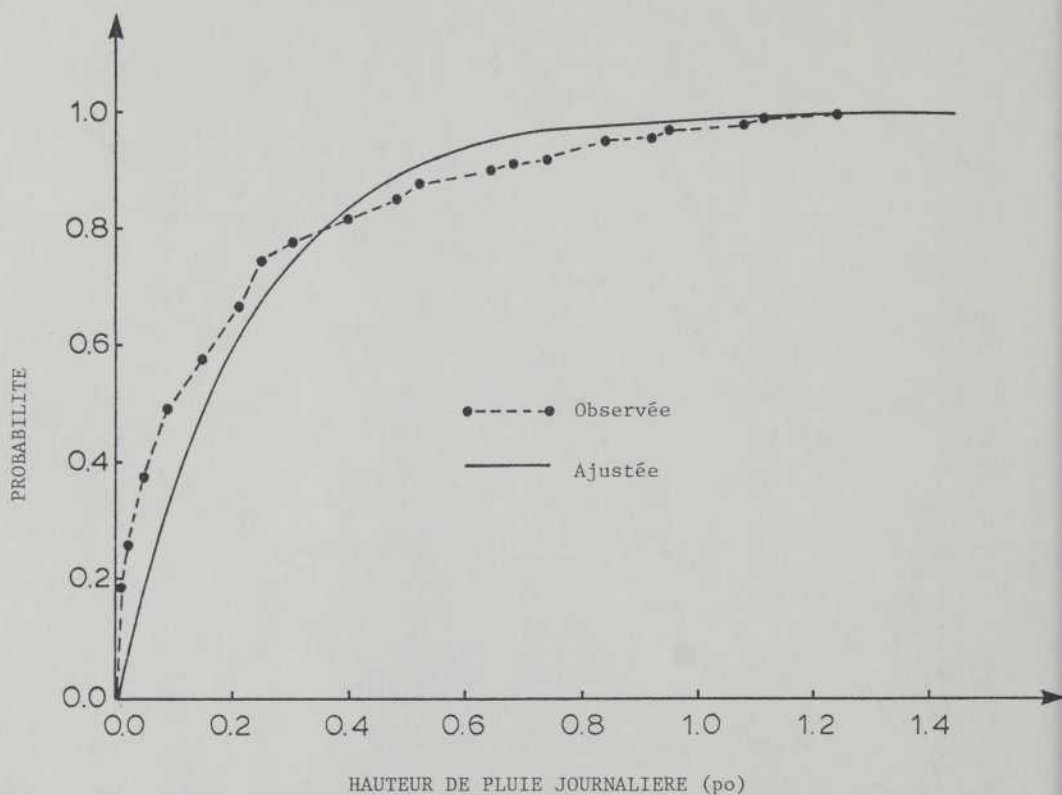


Figure 4 - Loi exponentielle et distribution des fréquences observées des hauteurs de pluie journalières à la station l'Assomption

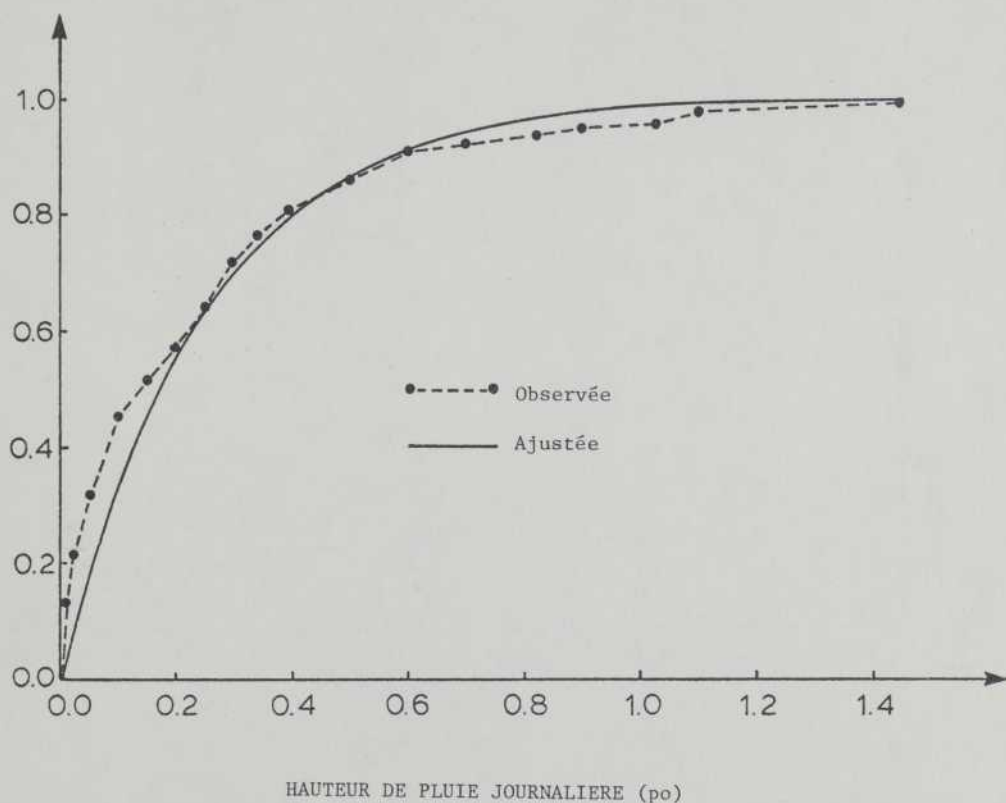


Figure 5 - Loi exponentielle et distribution des fréquences observées des hauteurs de pluie journalières à la station St-Hubert

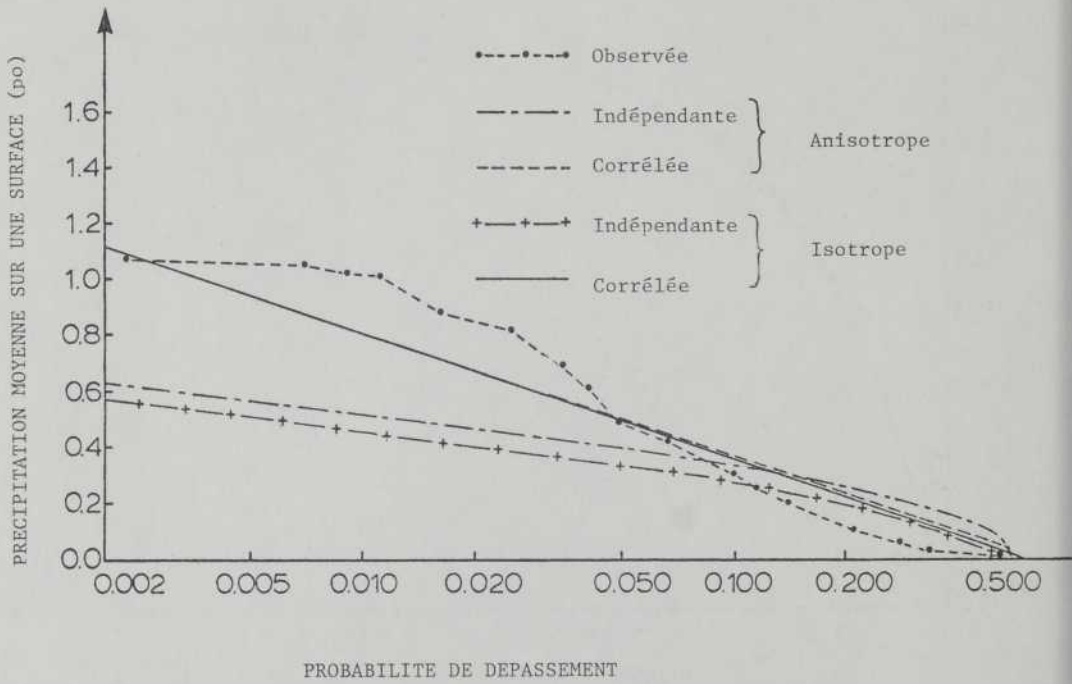


Figure 6 - Distributions théoriques et distribution observée de la précipitation moyenne sur une surface

ques obtenues sous l'hypothèse des pluies ponctuelles corrélées s'ajustent mieux aux observations que celles dans le cas des pluies ponctuelles indépendantes. De plus, la comparaison graphique a indiqué que la condition d'isotropie est également acceptable dans cet exemple particulier. Le coefficient d'abattement a été alors calculé pour le cas d'isotropie seulement.

Les résultats illustrés à la figure 7 pour le coefficient d'abattement en fonction de la probabilité de dépassement confirme l'importance et l'adéquation de l'hypothèse de corrélation entre les pluies ponctuelles dans l'estimation de ce coefficient. On voit aussi que le coefficient d'abattement peut être plus grand que l'unité et qu'il varie en fonction de la probabilité de dépassement.

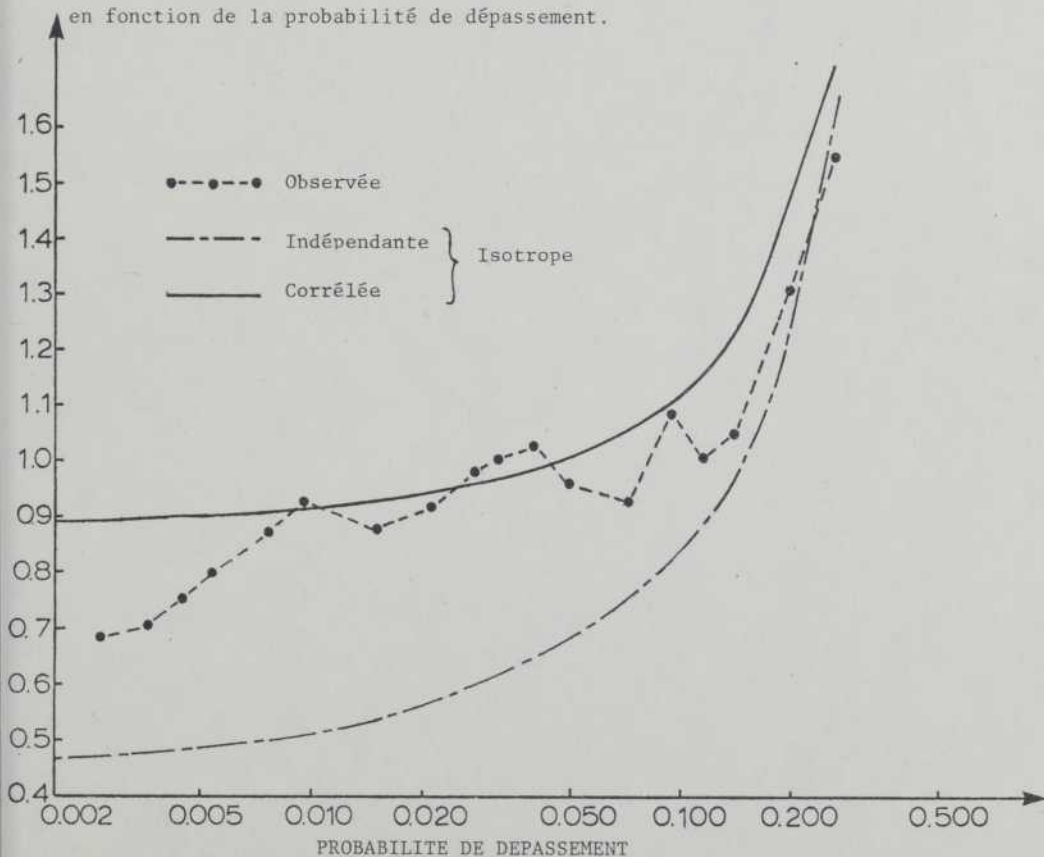


Figure 7 - Distributions théoriques et distribution observée du coefficient d'abattement

CONCLUSION

Une méthode probabiliste a été suggérée dans cette étude pour la transformation de la pluie ponctuelle en la pluie moyenne sur une surface donnée. On peut conclure que la méthode proposée est plus générale et plus flexible que celles utilisées dans les études précédentes. Avec cette méthode, il est possible de tenir compte de la structure de corrélation dans l'espace du processus de précipitation dans le calcul du coefficient de l'abattement. Il est également possible, sous l'hypothèse d'isotropie, de prendre en considération dans ce calcul l'occurrence des pluies en divers points de la surface étudiée.

BIBLIOGRAPHIE

- Dyer, T.G.J., 1975. The assignement of rainfall stations into homogeneous groups: application of principal component analysis.
Quart. J.R. Meteo. Soc., 101, pp. 1005-1013.
- Nguyen, V.T.V., 1979. Caractérisation hydrologique de la pluie pour le contrôle et la planification des systèmes de drainage urbain.
Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique de Montréal, 71 pages,
3 annexes.
- Nguyen, V.T.V., 1984. A stochastic description of temporal daily rainfall patterns. Canadian J. Civ. Eng., 11, pp. 234-238.
- Richardson, C.W., 1981. Stochastic simulation of daily precipitation, temperature, and solar radiation. Water Resour. Res., 17,
pp. 182-190.
- Todorovic, P. et Woolhiser, D.A., 1975. A stochastic model of n-day precipitation. J. of Appl. Meteo., 14, pp. 17-24.

COLLOQUE SUR LA RECHERCHE EN HYDROLOGIE AU QUEBEC
53e CONGRES DE L'ACFAS, 23 MAI 1985, CHICOUTIMI, QUEBEC

MODELE ECONOMIQUE POUR LA LIMNIMETRIE DES GRANDS RESERVOIRS

Jean-Claude RASSAM

Michel SAUVAGEAU

Division de Gestion des systèmes hydriques, Hydro-Quebec,
75 ouest Dorchester, Montréal, Québec, H2Z 1A4

Présentation au colloque sur
la RECHERCHE EN HYDROLOGIE AU QUÉBEC
53^e Congrès de l'Association Canadienne Française
pour l'Avancement des Sciences
à Chicoutimi, Québec, 23 mai 1985

Modèle économique pour la limnimétrie des grands réservoirs

J.C. Rassam et M. Sauvageau*

Sommaire

Pour plusieurs grands réservoirs d'Hydro-Québec, l'estimation des apports intermédiaires est faite par le bilan hydrique, dont l'évaluation de la variation du stockage ΔS repose sur des mesures limnimétriques. Le choix de l'emplacement et du nombre de limnimètres obéit actuellement à des hypothèses simplificatrices qui engendrent des erreurs non-tolérables en général sur l'estimation du volume des apports. L'augmentation du nombre des limnimètres sur le pourtour des réservoirs pose le problème de la valeur de l'information.

Le présent article décrit la problématique des grands réservoirs et offre un modèle économique pour le choix du nombre des limnimètres. Une illustration est faite sur le système Manicouagan.

Abstract

The local inflow to the large reservoirs of Hydro-Québec is currently computed by the water balance method which relies heavily on the assessment of the change in the storage ΔS . The present choice of the number and the location of the gauges to measure ΔS depends on hypotheses that influence inadequately the computation of the inflow volume.

This paper describes the issue of gauging large reservoirs, and suggests an economical model of the optimal number of gauges with an example on the case of Manicouagan.

* Division Gestion des systèmes hydriques, Hydro-Québec.

I. PROBLÉMATIQUE

La gestion des systèmes hydroélectriques requiert une connaissance adéquate des intrants, en l'occurrence, les apports naturels intermédiaires. Cette connaissance permet de planifier l'exploitation courante des systèmes hydroélectriques et la modification des équipements de production des systèmes existants.

Or, l'exploitation courante des systèmes hydroélectriques n'est possible qu'avec une prévision adéquate à court et moyen termes des apports intermédiaires. Cette prévision, à son tour, n'est fiable que si elle repose sur les données d'apports les plus récentes, servant de fonction de rétroaction dans l'ajustement des paramètres du modèle hydrologique.

À l'heure actuelle, l'estimation des apports naturels intermédiaires est faite par le bilan hydrique de chacun des réservoirs et repose sur l'hypothèse simplificatrice que la surface d'un réservoir peut être assimilée à un plan horizontal dont la cote pourrait être estimée par un seul limnimètre. Cette hypothèse entraîne des erreurs considérables et des résultats aberrants (25 % des apports journaliers au réservoir Manic 5 en 1976, par exemple, sont négatifs).

Il existe trois types de solutions pour l'estimation des apports intermédiaires d'un système hydroélectrique :

- 1) acceptation des erreurs associées au bilan hydrique. Cette solution implique le développement de techniques de filtrage des données, lesquelles techniques existent pour les systèmes électriques, mais sont encore d'application très limitées dans le domaine hydrique.

- 2) amélioration de la connaissance du bilan hydrique des réservoirs. Ceci revient à mesurer, directement ou non, tous les termes du bilan hydrique et surtout la variation du stockage, pour l'estimation de laquelle, il existe deux méthodes :
 - a) la méthode empirique qui consiste à installer des limnimètres sur le pourtour des réservoirs et à évaluer le plan moyen "équivalent" d'une façon empirique (moyenne arithmétique, ou pondérée...) ; et
 - b) la méthode hydrodynamique qui consiste à modéliser la surface du réservoir en utilisant un nombre de variables explicatives et à évaluer, par conséquent, le stockage réel sous cette surface.
- 3) estimation des apports par inférence. Ceci consiste à mesurer les débits des principaux affluents du réservoir et à estimer, par inférence, l'apport du bassin de drainage relatif au réservoir.

La problématique de la limnimétrie des grands réservoirs des systèmes hydroélectriques consiste à trouver la méthode ou la combinaison de méthodes qui augmente la précision des apports calculés tout en demeurant économiquement acceptable. Pour Hydro-Québec, c'est une des préoccupations actuelles de la gestion des systèmes hydriques (RASSAM, 1984).

Cette présentation se limite au deuxième type de solutions qui est l'amélioration de la connaissance de la variation du stockage S par la méthode empirique. On expose d'abord les sources d'erreurs dans la limnimétrie des réservoirs et on présente ensuite un modèle économique pour résoudre le problème du nombre optimal de limnimètres à installer sur le pourtour du réservoir.

II. SOURCES D'ERREURS DANS LA LIMNIMÉTRIE DES RÉSERVOIRS

L'équation du bilan hydrique d'un réservoir exprime la loi de conservation de la matière. UNESCO (1981) décrit cet équilibre de la manière suivante :

$$I_a + I_s + I_{ss} + P - E - O_s - O_{ss} - \Delta S = 0 \quad (1)$$

où

- I_a représente les apports du site amont ;
- I_s , les apports intermédiaires inconnus dans cette étude ;
- I_{ss} , les apports de l'écoulement souterrain ;
- P , les précipitations sur le réservoir ;
- E , l'évaporation du réservoir ;
- O_s , le débit des différentes structures hydrauliques (turbines, évacuateurs, écluses...) ;
- O_{ss} , les pertes par infiltration, incluant les fuites à travers les ouvrages hydrauliques ; et
- ΔS , la variation du volume stocké dans le réservoir pendant la période d'application du bilan.

Dans cette partie, une brève description est faite de l'influence que peuvent avoir deux types d'erreurs sur les principaux termes du bilan hydrique à savoir les erreurs intrinsèques à l'instrument de mesure utilisé et celles qui résultent des hypothèses sur la loi physique en observation.

Les erreurs intrinsèques aux limnimètres peuvent être d'origines diverses :

- a) erreurs systématiques sur le rattachement géodésique ; ou
- b) erreurs accidentelles attribuées aux systèmes mécaniques des instruments de mesure.

L'importance de ces erreurs est indiquée dans ce qui suit :

- a) Précipitation sur le réservoir : l'erreur sur l'estimation de la précipitation au-dessus d'un réservoir est non seulement due à la précision des appareils de mesure, et à la méthode d'interpolation, mais aussi aux caractéristiques météorologiques créées par l'existence du réservoir. Vikulina et Kashinova (1973) proposent des valeurs d'erreurs de 20 % pour l'évaluation des précipitations mensuelles.
- b) Évaporation du réservoir : à moins d'estimer l'évaporation d'un réservoir à partir de son bilan thermique ce qui est coûteux et peu pratique dans un cadre opérationnel, on pourrait affirmer que toutes les méthodes de mesures indirectes comportent des erreurs. UNESCO (1981) estime que l'erreur sur l'évaporation mensuelle peut être dans la bande 15 à 25 %.
- c) Erreur sur les débits de sortie : les débits des ouvrages hydrauliques et des turbines sont généralement estimés avec une bonne précision ($\pm 3\%$).
- d) Erreur sur la variation du volume stocké : l'erreur sur ce terme peut rester relativement faible lorsque le bilan est fait sur une période annuelle, mais peut devenir très importante à mesure que la période diminue, à cause du faible échantillonnage et de l'hypothèse d'horizontalité du plan d'eau.

Le deuxième type d'erreur résulte de l'hypothèse d'horizontalité du plan d'eau. Cette hypothèse implique que le comportement dynamique de la surface du réservoir possède seulement des composantes verticales. Or, plusieurs forces agissent sur la surface pour lui donner une géométrie transitoire complexe (Wetzel, 1975). Le vent, un agent perturbateur fréquent, est à l'origine de la formation des vagues et des seiches.

Les grands réservoirs à contours peu profonds peuvent être soumis à des vagues de tempêtes où la surélévation anormale du niveau d'eau est causée par une grande baisse de pression atmosphérique et des vents violents (GODIN, 1975 ; GROEN, et al, 1962).

Les conditions hydrauliques sont aussi à l'origine d'autres déformations. Un gradient non négligeable existe si le réservoir est de type canal (par exemple, le réservoir Témiscamingue dans le bassin de l'Outaouais, et la dernière partie du réservoir Manic 5 du complexe Manicouagan). La mise en charge soudaine d'un ouvrage hydraulique donne naissance à trois déformations : une diminution du volume stocké, une perte de charge proportionnelle à $V^2/2g$ et des déformations de grandes longueurs d'ondes dont la propagation et la réflexion est mise en évidence dans les réservoirs de type canal (GRANJU et al, 1973, BOUILLÉ, 1983).

III. MODÈLE ÉCONOMIQUE POUR LE CHOIX DU NOMBRE OPTIMAL DE LIMNIMÈTRES

3.1 Introduction

Le premier problème posé par la limnimétrie des grands réservoirs dans le contexte de la méthode empirique retenue ici, c'est de pouvoir rationaliser autant que possible le choix du nombre de limnimètres à installer. Pour ce faire, il faudrait en plus d'un critère de choix, avoir un modèle décrivant d'une part, la valeur de l'information en fonction du nombre des limnimètres et d'autre part, le coût de cette information.

3.2 La valeur de l'information parfaite

L'information tirée de la limnimétrie des réservoirs d'un système hydro-électrique peut être utile à deux égards en particulier :

- a) Pour la prévision des apports naturels à court terme qui est très liée à l'estimation des apports reçus. En effet, un calcul erroné de l'apport naturel fausse la prévision. À ce stade-ci,

l'effet de l'amélioration de l'estimation des apports sur la prévision n'a pas encore été examiné, donc, la valeur d'une meilleure prévision ne peut être clairement déterminée.

- b) Pour la planification de l'exploitation des systèmes hydroélectriques qui dépend de la qualité des séries chronologiques des apports. Cette série est calculée à partir du bilan hydrique journalier et on comprend qu'une erreur d'estimation du niveau d'eau à un moment donné fausse la valeur de l'apport naturel qui a tendance à se corriger par la suite par des variations en sens inverse. La variance des apports en est affectée et à son tour elle altère la règle de gestion optimale à moyen et long termes.

Dans la présente étude, la valeur de l'information sera établie dans la perspective d'une gestion à moyen et long termes et on laissera à une étude ultérieure le soin d'évaluer le gain associé à de meilleures prévisions d'apports sur la gestion à court terme. Les apports considérés, dans la suite de l'étude seront les séries chronologiques des apports moyens hebdomadaires.

3.3 Variance totale d'une série historique

Selon l'hypothèse de départ, la meilleure information possible constitue la série historique dépouillée de sa variance résiduelle, celle qui ne semble explicable que par le non respect de l'hypothèse d'horizontalité du plan d'eau. La variance totale peut être exprimée comme suit :

$$St^2_k = Se^2_k + Sr^2_k \quad (2)$$

où St^2 est la variance totale, Se^2 la variance expliquée par la stochasticité intrinsèque des apports naturels et Sr^2 la partie résiduelle ou celle qui ne s'explique que par des causes externes notamment les déformations de la surface des réservoirs.

La variance totale est facilement calculée directement à partir de l'historique non traité. Donc Se_k^2 peut être calculée, si on arrive à estimer Sr_k^2 , la variance résiduelle.

3.4 Expression de la variance résiduelle

L'apport moyen hebdomadaire n'est autre que la moyenne arithmétique des apports journaliers

$$Y_{ik} = \sum_{j=1}^7 Y_{ikj} / 7 \quad (3)$$

et l'apport hebdomadaire moyen, la moyenne arithmétique de ceux-là sur la période disponible.

$$Y_k = \sum_{i=1}^N Y_{ik} / N \quad (4)$$

où les indices i , k et j réfèrent respectivement à l'année, la semaine et le jour, et N la longueur de la série, en années.

Comme Y_{ikj} est une variable aléatoire, les deux autres qui en découlent en sont aussi. La variance résiduelle de Y_k peut être calculée à partir de celle de Y_{ikj} en appliquant les transformations que subit Y_{ikj} . Ainsi

$$Sr_k^2 = \sum_{i=1}^N Sr_{ik}^2 / N^2 \quad (5)$$

$$\text{où } Sr_{ik}^2 \approx 7/6 \text{ var}_r Y_{ik} \quad (6)$$

La première équation tient du fait que les variables Y_{ik} sont indépendantes sur i . On verra plus loin comment calculer la variance résiduelle de Y_{ik} .

Ainsi donc, la variance expliquée est calculée comme

$$Se^2_k = St^2_k - Sr^2_k \quad (7)$$

Le problème se réduit maintenant à évaluer la variance résiduelle de Y_{ikj} pour la semaine k .

3.5 Estimation de la variance résiduelle

La variance résiduelle de Y_{ikj} se calcule par rapport à $\hat{Y}_{ikj}$ la valeur estimée de l'apport réel. Différentes méthodes permettent d'estimer $\hat{Y}_{ikj}$:

- a) prendre la moyenne hebdomadaire Y_{ik} ;
- b) prendre une moyenne mobile de 3 ou 5 jours ;
- c) prendre une valeur filtrée ;
- d) passer une droite de régression à travers les 7 points ;
- e) passer un modèle de régression non linéaire à travers les 7 points.

La variance résiduelle de l'échantillon des Y_{ikj} est donc

$$var_r Y_{ikj} = \sum_{j=1}^7 (Y_{ikj} - \hat{Y}_{ikj})^2 / 7 \quad (8)$$

pour la semaine k .

La covariance de (Y_{ikj}, Y_{ikj+1}) se calcule

$$cov Y_{ikj} Y_{ikj+1} = 1/6 \sum_{j=1}^6 (Y_{ikj} - \hat{Y}_{ikj}) (Y_{ikj+1} - \hat{Y}_{ikj+1}) \quad (9)$$

De manière générale, la variance de la moyenne hebdomadaire Y_{ik} s'écrit

$$var_r Y_{ik} = \left(\sum_{j=1}^7 var Y_{ikj} + 2 \sum_{j=1}^6 \sum_{m=j+1}^7 cov Y_{ikj} Y_{ikm} \right) / 7^2 \quad (10)$$

Mais pour le cas particulier étudié ici, et puisque le type d'erreur n'affecte les données que deux à deux et lorsqu'elles sont adjacentes, la covariance est nulle pour toutes les données non adjacentes. L'expression se réduit donc à la forme suivante :

$$\text{var}_r Y_{ik} = (\text{var } Y_{ikj} + \text{cov } Y_{ikj} Y_{ikj+1}) / 7 \quad (11)$$

Pour la population on a donc :

$$\text{Sr}^2_{ik} = 7/6 \text{ var}_r Y_{ik} \quad (12)$$

3.6 Estimation de la valeur de l'information parfaite

L'estimation de la valeur de l'information parfaite est établie en introduisant comme input dans un modèle stochastique les caractéristiques statistiques des deux séries historiques avec St^2_k et Se^2_k et en maximisant la production. La productibilité différentielle moyenne annuelle est multipliée par la valeur de l'énergie, ce qui détermine la valeur de l'information parfaite V_p .

3.7 Variation de la valeur de l'information

On admet, comme hypothèse, que la valeur de l'information croît selon une exponentielle négative avec le nombre de limnimètres asymptotiquement à V_p . L'équation de la valeur de l'information peut être mise sous la forme :

$$V = V_p - a e^{-bn} \quad (13)$$

où

a et b sont des paramètres ; et
n, le nombre des limnimètres.

Pour estimer a et b, il faudrait avoir établi 2 séries chronologiques d'apports tirées chacune d'un nombre différents de limnimètres. Sur les réservoirs du Québec, on possède en général, seulement 1 limnimètre, ce qui nous permet d'établir le point (1 ; V_1). Dans ce cas-là, on est

forcé d'admettre un point hypothétique ($k ; x (V_p - V_1)$) où k est le nombre de limnimètres avec lesquels on pense, a priori, obtenir 100 x% de l'information différentielle parfaite.

3.8 Le coût de l'information

Le coût de l'information se traduit par l'achat, l'installation, l'exploitation et l'entretien de n limnimètres. On admet que l'emplacement du n^{ieme} limnimètre est choisi en fonction de critères techniques tels la géométrie du réservoir, la position de l'axe d'équilibre, les particularités hydrauliques, l'accessibilité, etc... ce qui implique que la position géographique de $n-1$ limnimètres ne soit pas nécessairement un sous-ensemble des n limnimètres.

Le coût du n^{ieme} instrument est traduit par l'équation :

$$C = C_m + C_i + C_e + C_t \quad (14)$$

où

C est l'annuité du coût du n^{ieme} instrument ;

C_m , l'annuité de l'immobilisation ;

C_i , l'annuité de l'installation ;

C_e , le coût annuel d'exploitation ; et

C_t , le coût annuel d'entretien.

3.9 Le critère de choix

Le nombre optimal n^* de limnimètres est tel que la valeur marginale du n^{ieme} instrument soit égale à son coût marginal, ou à l'intersection des courbes $\Delta V / \Delta n$ et $\Delta C / \Delta n$.

IV. APPLICATION AU CAS DE MANICOUAGAN

L'examen visuel de l'historique des apports aux réservoirs Manicouagan 5 et Lac Sainte-Anne permet de constater que l'estimation des vrais apports par une droite de régression pour chaque semaine serait satisfaisante. La méthode préconisée aux paragraphes précédents a été appliquée afin de déterminer la variance expliquée qui a été comparée à la variance totale. Le calcul de la productibilité pour les deux cas à l'aide du modèle CYRUS, a entraîné une productibilité accrue de 7 GWh pour la vallée Manicouagan équivalent à un flux monétaire de 155 000 \$/an à M-5 et 12 500 \$/an à Lac Ste-Anne.

Une hypothèse a été faite qu'avec 10 limnimètres ($k=10$), on obtient 99 % de l'information différentielle parfaite ($x = 0,99$), ce qui entraîne les valeurs de a et b de l'expression 12 au tableau suivant.

Tableau 1

Variation de la valeur marginale de l'information

	Réservoir Manicouagan 5	Réservoir Lac Sainte-Anne	Unités
$V_p - V_l$	155 000	12 500	\$/an
k	10	10	limnimètres
x	0,99	0,99	--
a	258 556	20 851	--
b	0,512	0,512	--

Le coût marginal a été établi à titre d'exemple et est montré au tableau suivant :

Tableau 2

Variation du coût marginal de l'information
en \$/an

	Réservoir Manicouagan 5	Réservoir Lac Sainte-Anne
$C_2 - C_1$	4 600	6 650
$C_3 - C_2$	10 900	8 700
$C_4 - C_3$	12 500	9 700
.		
.		
$C_n - C_{n-1}$	12 500	9 700

L'intersection des courbes des coûts et des bénéfices marginaux montre un nombre optimal de limnimètres égal à 5 pour Manicouagan 5 et 1 pour le lac Sainte-Anne.

Les études faites sur les autres systèmes hydroélectriques (Gatineau, St-Maurice, Bersimis et Outardes), ont démontré des gains négligeables indiquant par le fait même, qu'il n'y a pas de gain envisageable sur la gestion à moyen ou long terme sur ces vallées.

V. CONCLUSIONS

Après avoir longtemps tiré son information sur les apports intermédiaires à l'aide d'un seul limnimètre pour la plupart de ses réservoirs, Hydro-Québec révisé actuellement les pratiques limnimétriques de ses grands réservoirs. La présente étude offre une méthodologie qui permet le choix optimal du nombre de limnimètres. Il s'avère cependant que la valeur de l'information pour la planification à long terme n'est significative que pour les réservoirs du système Manicouagan. Pour les autres systèmes d'Hydro-Québec, il s'agit d'estimer la valeur de l'information pour la planification à court terme (prévision des apports et gestion courante) et d'y appliquer le même modèle économique.

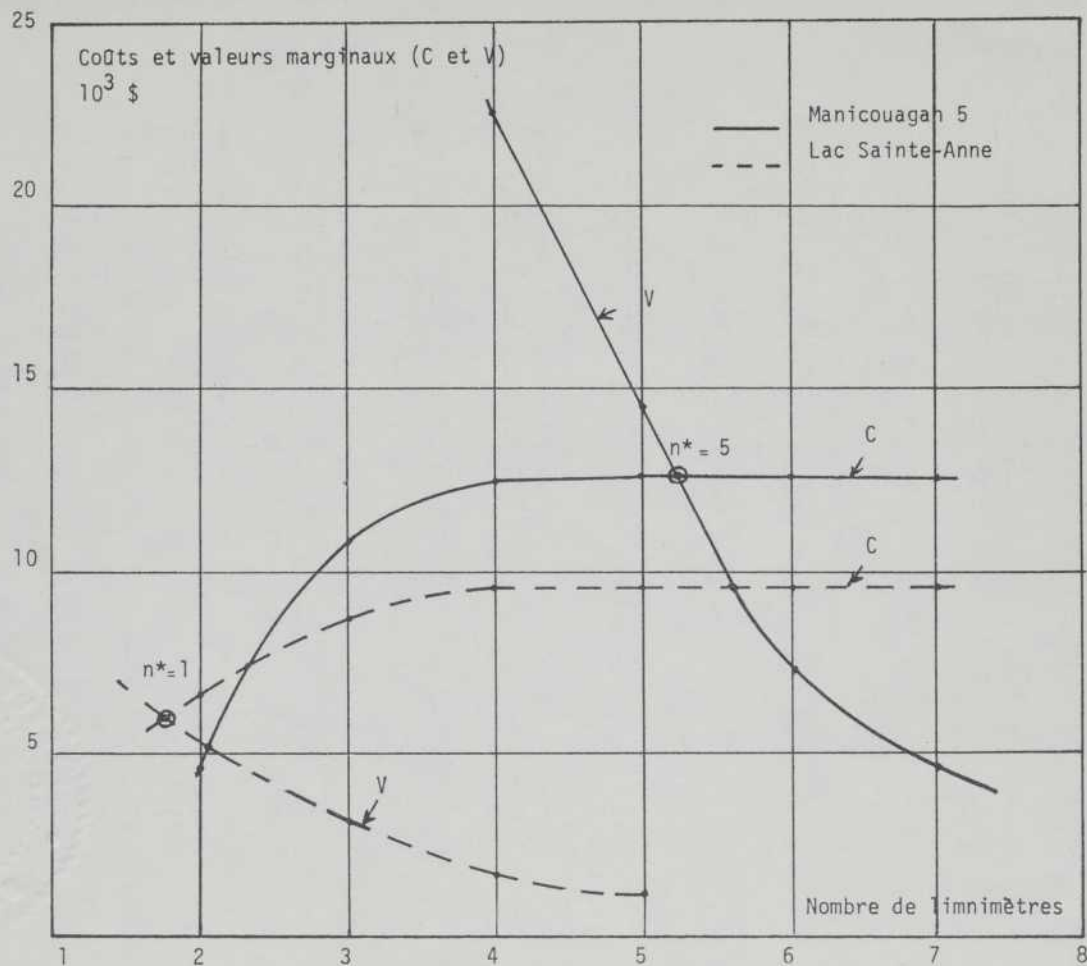


Figure 1 - Courbes des coûts et valeurs marginales

RÉFÉRENCES

- Bouillé, M., et Fernandez R., 1983, Étude préliminaire sur la limnimétrie des grands réservoirs, Centreau, Université Laval, Rapport no.CRE 83-07, 143 p.
- Godin, G., 1975, Les vagues de tempête dans la Baie James, Le naturaliste canadien, vol.102, mars-avril, pp.219-228.
- Granju, J.P., et al, 1973, Hydraulic transients in man-made lakes., in Man-made Lakes : their problems and environmental effects, American geophysical union monograph no.17, Washington, D.C., pp.320-326.
- Groen, P., et Groves, G.W., 1962, the Surges, in The Sea, vol.1, M.N. Hill, Éditeur, pp.611-646
- Lindgren, B.W. and McElrath, G.W. "Introduction to Probability and Statistics". The Macmillan Company, NY. 1970.
- Rassam, J.C., et Charbonneau, R., 1984, Limnimétrie des grands réservoirs, problématique, présentation à la 5^e Conférence internationale sur la planification et gestion des eaux, Athènes, Grèce, 1-4 octobre 1984.
- Unesco, 1981, Methods of Computation of the Water Balance of Large Lakes and Reservoirs, vol 1, Methodology, Ferguson, H.L., et Znamensky, V.A., Éditeurs, 120 p., Paris.
- Vikulina, Z.A., 1970, Methods for the computation of water balance of reservoirs, Proceedings of the Symposium on World Water Balance, vol.2, International Association of Scientific Hydrology publication no.93, pp. 295-300.
- Vikulina, Z.A., 1973, Evaluation of the Penman method for the computation of evaporation from water bodies using observed data, in Hydrologie des lacs, op.cit., pp.263-268.
- Vikulina, Z.A., et Kashinova, T.D., 1973, Accuracy for the computation of water balance of a large reservoir of the USSR, in Man-made Lakes : their problems and environmental effects, op.cit., pp. 283-285.
- Wetzel, R.G., 1975, Limnology, W.B. Saunders, Toronto, 743 p.



Achevé d'imprimer
en janvier 1986 sur les presses
des Ateliers Graphiques Marc Veilleux Inc.
Cap-Saint-Ignace, Qué.





Les publications de l'ACFAS

Les Annales de l'ACFAS

Comptes-rendus des communications présentées aux congrès de l'ACFAS, de 1935 à 1985.

INTERFACE: la revue des chercheurs (bimestrielle)

Les Cahiers de l'ACFAS

1. Les contraintes au développement du Moyen-Nord (1979)
2. La thérapeutique de l'obèse adulte (1979)
3. Le comportement moteur du déficient mental (1979)
4. Dix ans de recherche québécoise sur la littérature française (1980)
5. La recherche gérontologique au Québec (1980) (épuisé)
6. L'entrepreneuriat et la P.M.E. au Québec (1980) (épuisé)
7. Biologie du vieillissement (1981)
8. Stratégies de conservation de l'eau en Sagamie (1981)
9. Étude et répression des mauvaises herbes (1981) (épuisé)
10. L'ACFAS à travers 50 congrès (1982)
11. Recherches sur le troisième âge (1982)
12. Études supérieures et recherche en ingénierie (1982)
13. La recherche gérontologique au Québec (1982)
14. De la science au musée (1983)
15. Confessionnalité et pluralisme dans les écoles du Québec (1983)
16. Crise économique, transformations politiques et changements idéologiques (1983)
17. L'aménagement au Québec: 3^e colloque biennal (1983)
18. La charte canadienne des droits et libertés (1983)
19. Philosophie et éducation (1984)
20. Informatique et société (1984)
21. La sidérurgie dans l'optique du Québec (1984)
22. Être femme de science (1984)
23. Les ressources humaines et la croissance économique (1984)
24. Recherches en gérontologie (1984)
25. Technologie et politique au Canada. Bibliographie: 1963-1983 (1984)
26. Quelques recherches en biomathématiques (1985)
27. Recherches en gérontologie II (1985)
28. Le droit et l'informatique (1985)
29. Ordinateur et éducation (1985)
30. Le contrôle social en pièces détachées (1985)
31. Aménagement et pouvoir local (1985)
32. La science politique dans les sociétés contemporaines (1985)
33. La sociologie et l'anthropologie au Québec (1985)
34. La personne âgée et la famille (1985)
35. La recherche en hydrologie au Québec (1986)
36. Bioéthique et philosophie (1986)
37. Rétrospective de la recherche sur les sols au Québec (1986)