

## Prédétermination des débits maximaux de crue par simulation Monte-Carlo de la pluie nette

Emna Ellouze-Gargouri et Zoubeida Kebaili Bargaoui

---

Volume 19, numéro 4, 2006

URI : [id.erudit.org/iderudit/014419ar](http://id.erudit.org/iderudit/014419ar)

DOI : [10.7202/014419ar](https://doi.org/10.7202/014419ar)

[Aller au sommaire du numéro](#)

---

Éditeur(s)

Université du Québec - INRS-Eau, Terre et Environnement  
(INRS-ETE)

ISSN 0992-7158 (imprimé)  
1718-8598 (numérique)

[Découvrir la revue](#)

---

Citer cet article

Emna Ellouze-Gargouri et Zoubeida Kebaili Bargaoui  
"Prédétermination des débits maximaux de crue par simulation Monte-Carlo de la pluie nette." *Revue des sciences de l'eau* 194 (2006): 327–346. DOI : [10.7202/014419ar](https://doi.org/10.7202/014419ar)

---

Tous droits réservés © Revue des sciences de l'eau, 2006

Ce document est protégé par la loi sur le droit d'auteur. L'utilisation des services d'Érudit (y compris la reproduction) est assujettie à sa politique d'utilisation que vous pouvez consulter en ligne. [<https://apropos.erudit.org/fr/usagers/politique-dutilisation/>]

---



Cet article est diffusé et préservé par Érudit.

Érudit est un consortium interuniversitaire sans but lucratif composé de l'Université de Montréal, l'Université Laval et l'Université du Québec à Montréal. Il a pour mission la promotion et la valorisation de la recherche. [www.erudit.org](http://www.erudit.org)

---

# PRÉDÉTERMINATION DES DÉBITS MAXIMAUX DE CRUE PAR SIMULATION MONTE-CARLO DE LA PLUIE NETTE

*Predetermination of maximum discharge runoff by Monte Carlo simulations of the effective rainfall*

---

*Emna Ellouze-Gargouri<sup>1\*</sup>, Zoubeida Kebaili Bargaoui<sup>2</sup>*

*<sup>1</sup>Institut Supérieur des Études Technologiques de Radès, rue de Jérusalem, BP 172, Radès Médina 2098, Tunisie*

*<sup>2</sup>École Nationale d'Ingénieurs de Tunis, BP 37, Belvédère, 1002, Tunis, Tunisie*

Reçu le 29 avril 2005, accepté le 6 septembre 2005

---

## RÉSUMÉ

Une méthodologie a été proposée pour la prédétermination des débits à partir de la pluviométrie. Il s'agit d'associer, en entrée, les simulations Monte Carlo de hyétogrammes de pluie nette avec un modèle d'hydrogramme unitaire à base de géomorphologie pour obtenir des hydrogrammes simulés en sortie. À la fin des simulations, l'analyse statistique des sorties permet d'apprécier l'étendue de la variabilité de la réponse du bassin aux événements pluvieux et de caractériser les débits et les temps de pointe. Un total de 44 simulations ont été menées pour chacun des 15 événements observés pour un petit bassin versant situé en Tunisie centrale. L'analyse des hydrogrammes générés a montré une assez faible dispersion des débits de pointe, d'une simulation à l'autre, pour un événement donné, et a mis en évidence la dissymétrie des distributions des débits et temps de pointe. L'exploitation des résultats de l'ensemble des simulations permet de dégager des relations empiriques caractérisant le comportement du bassin selon les débits de pointe, les temps de pointe, les temps de base et les volumes écoulés.

**Mots-clés :** *Hydrogramme unitaire, géomorphologie, pluie nette, simulations de Monte Carlo, indice d'infiltration.*

## SUMMARY

The predetermination of peak discharges and flood volumes of ungauged basins is an important aspect of the management of surface waters, protection against floods, water supply, etc. In this study, a method is proposed for the predetermination of discharges from rainfall data. The method associates effective rainfall obtained from Monte Carlo Simulations (MCS) with a unit hydrograph based on geomorphology. The unit hydrograph (UH) based on geomorphology is selected knowing that the parameters can be obtained from topographic charts, soil charts and ground occupation charts, as well as from soil data. The UH used was produced from the Nash cascade model in which the scale and shape parameters were taken from the literature. These parameters depend on the hydrographical network, the Horton ratios and the average peak flow velocity, which is assumed to be constant throughout the network and with respect to time. The average peak flow velocity can be expressed as a function of 1) geomorphologic parameters such as the total surface area of the basin, the slope of the highest order stream, the Manning-Strickler coefficient, the width of the channel, the kinematic wave parameter of the highest order stream and the length of the main channel, and 2) the effective rainfall intensity and duration.

---

\*Auteur pour correspondance :  
Téléphone : +216 98 356 050  
Courriel : Emna.Gargouri@isetr.rnu.tn

With respect to effective rainfall intensities, the idea is to consider the effective rainfall as a vector of the parameters of the hydrological model, and then to use the MCS method to generate the corresponding components. The proposed simulation framework includes: 1) the specification of the data for which the geomorphologic parameters and the time increments are fixed for all simulations, whereas the duration of the total rainfall and the effective rainfall volume vary from one event to another, and constitute constraints determining whether or not simulations should be rejected, 2) the random drawing of effective rainfall intensities and durations, 3) the computation of resulting hydrographs and 4) the analysis of the simulated hydrographs, where the hydrographs are first simulated for each event and then simulated in their entirety to highlight indicators to characterize outputs.

In order to statistically interpret the simulated hydrographs, the generated peak discharges were classified for each event, and their 25<sup>th</sup>, 50<sup>th</sup> and 75<sup>th</sup> percentiles were analyzed. The same treatment was applied to the simulated times to attain peak values. The use of the 25<sup>th</sup> and 75<sup>th</sup> percentiles makes it possible to evaluate the extent of the 50% interval of the simulated discharges, whereas the median and the mode make it possible to position values representative of the distribution of the generated discharges. The hydrographs are assumed have the same "recurrence" as their peak discharge. Hydrograph generation by the MCS method is a two step process: 1) the generation of effective rainfall intensities based on the assumption that the total volume is observed, and 2) the convolution of the unit hydrograph resulting from each interval of effective rainfall.

The study site, Saddine1, is a small catchment with a surface area of 384 hectares. It is located adjacent to Makthar in Tunisia (northern latitude 35°48'06" and longitude 9°04' 09") in a mountainous zone. The catchment is controlled by a small headwater dam and was monitored from 1992 to 1999. Observed over periods of five minutes, the maximum rainfall intensity was 324 mm/h and the minimal intensity was 10 mm/h. The maximum total rainfall recorded for an event was of 106 mm. The longest duration for an event was of approximately 5 hours (299 min) and shortest was 12 minutes. A great disparity in the volumes was also noted: the maximum volume observed was 67,200 m<sup>3</sup> whereas the minimum was 1,275 m<sup>3</sup>. The peak discharges of the recorded hydrographs were very variable with a minimum/maximum ratio of about 1/1370. Indeed the maximum discharge observed was 85.6 m<sup>3</sup>/s, and the minimum discharge only 0.062 m<sup>3</sup>/s. The time to attain peak flows for the rainfall events varied from 10 to 120 minutes. The effective rainfall intensities were calculated using the infiltration index method,  $\phi$ , which remains a method still largely used in spite of its rudimentary character. The effective rainfalls estimated for each event varied from 0.3 mm with 17.5 mm.

Before using the MCS, the model was calibrated. The results of the calibration analysis showed that the calculated hydrographs were reasonable comparable to the observed hydrographs. In addition to the shape, the peak discharge and the peak time reconstitutions were satisfactory. A total of 44 simulations were carried out for each of the 15 events observed, of which 13 allowed for the identification of the distributions of effective rainfall intensities and durations. The remaining two events were used for the validation of the approach. The analysis of the generated hydrographs showed a rather weak dispersion of the peak output from one simulation to another, for a given event. Moreover, the discharges and times to attain peak discharge resulting from the generated hydrographs followed a dissymmetrical distribution. The observed values of the peak discharges and times to attain peak discharge represent realisations of output simulations with different probabilities of occurrence. In order to capitalize on the model, relationships between simulated peak discharges, times to peak discharge, base times and volumes were constructed.

**Key words:** *Unit Hydrograph, geomorphology, effective rainfall, Monte Carlo simulations, infiltration index.*

## 1. INTRODUCTION

La prédétermination des débits maximaux et des volumes de crue des bassins versants non jaugés présente d'importants enjeux de société : gestion des eaux de ruissellement pluvial, protection contre les inondations, développement du tissu de transport terrestre, fourniture d'eau, etc.

Parmi les approches de prédétermination des débits de crue, figurent la modélisation de la transformation pluie-débit et la modélisation fréquentielle. Alors que la première permet d'appréhender la dynamique des écoulements, la seconde, basée sur une approche statistique, conduit à l'estimation de l'aléa hydrologique. Néanmoins, ces deux approches ont un trait d'union évident lorsque la pluie à l'entrée du modèle de la transformation pluie-débit est une pluie synthétique ou une pluie de projet de récurrence fixée, elle-même issue d'une analyse fréquentielle des pluies. EAGLESON (1972) a procédé à la dérivation analytique des fréquences de crue à partir d'un modèle dynamique de propagation des crues, mettant en évidence une base physique pour les modèles fréquents. Or, le couplage de modèles hydrologiques conceptuels avec des modèles stochastiques a été proposé pour la première fois par FREEZE (1980) qui utilise une génération stochastique de la pluie et une génération stochastique d'une partie des paramètres d'un modèle hydrologique, en exploitant le concept de tirages aléatoires. Ce couplage avait notamment pour objectif d'analyser les caractéristiques statistiques des sorties

du modèle (les débits) en fonction de celles des paramètres d'entrée, et en particulier la conductivité hydraulique.

Plusieurs auteurs ont, depuis 1980, cherché en partant de modèles de variabilité temporelle des pluies (KRAJEWSKI *et al.*, 1991), de modèles numériques de terrain et de modèles géomorphologiques, à lier les deux approches, via les simulations Monte Carlo (MCS), afin de dériver les distributions de débit (ARNAUD et LAVABRE, 2002; BLAZKOVA et BEVEN, 2002).

À l'heure actuelle, la méthode des MCS connaît des applications plus larges du fait que les modèles sont de plus en plus utilisés dans un « sens stochastique » (CHRISTIAENS et FEYEN, 2002) en vue d'obtenir une meilleure appréciation des incertitudes. L'article de CHRISTIAENS et FEYEN (2002) présente une synthèse des applications possibles de la méthode des MCS pour l'estimation des incertitudes de modélisation (confiance accordée aux sorties) et pour l'analyse de sensibilité des modèles (importance relative de chaque paramètre du modèle). Ces simulations, qui ont pour point de départ les distributions statistiques des paramètres du modèle hydrologique, aboutissent à l'élaboration de distributions statistiques pour les sorties. Leur analyse permet d'évaluer les incertitudes des sorties.

Dans ce travail, il est proposé de combiner un modèle d'hydrogramme unitaire (HU) avec des pluies d'entrées obtenues par la méthode des MCS. Les distributions statistiques des sorties obtenues (les débits) sont analysées pour chaque événement simulé et l'estimation de leurs quantiles permet d'évaluer l'incertitude de modélisation.

Le choix du type d'HU s'est porté sur un modèle à base de géomorphologie parce que les données géomorphologiques (pentes et longueurs de cours d'eau, nombre de confluent, etc.) sont obtenues par cartographie automatique ou manuelle. Un modèle de Nash développé par ROSSO (1984) et dont les paramètres sont issus de la géomorphologie est utilisé dans la suite.

Comme c'est la pluie nette et non la pluie brute qui constitue l'entrée du modèle hydrologique, la génération stochastique a porté directement sur les intensités et les durées de pluie nette. Pour les générer selon des distributions raisonnables, les observations hydrologiques ont été mises à profit. Comme le souligne BEVEN (2001), la pluie nette est moins évidente à déterminer que les données géomorphologiques et c'est le concept de l'indice d'infiltration qui a été retenu pour l'estimation de la pluie nette. Récemment, CUDENNEC *et al.* (2004) ont appliqué un modèle d'hydrogramme unitaire géomorphologique. NASRI *et al.* (2004) ont employé le modèle H2U dont une fonction de production calcule la pluie nette et une fonction de transfert est définie à partir du

réseau hydrographique. Ces travaux ont été accomplis dans un cadre déterministe tandis que dans cet article, le modèle dans son ensemble (indice d'infiltration - hydrogramme unitaire - génération stochastique des intensités et durées des pluies nettes) peut être considéré comme un modèle conceptuel stochastique.

Le développement du modèle d'HU est présenté à la section 2. La section 3 expose la méthodologie de génération aléatoire des intensités de pluie nette et des hydrogrammes résultants. En section 4, les données d'un bassin versant de quelques centaines d'hectares, situé en Tunisie Centrale, sont déterminées à partir de l'information topographique et des observations hydro-climatiques enregistrées (intensités de pluie, volumes écoulés, débits de pointe). Le modèle est appliqué en section 5. Les débits de pointe et les temps de pointes des hydrogrammes générés y sont analysés par le biais de leurs percentiles et de leur mode.

## 2. LE MODÈLE HYDROLOGIQUE

### 2.1 Formulation

Un hydrogramme unitaire basé sur la géomorphologie est choisi *a priori* sachant que les paramètres géomorphologiques peuvent être obtenus à partir des cartes topographiques, des cartes de sol et des cartes d'occupation du sol, ainsi qu'à partir de la connaissance du terrain. On trouve dans RAMIREZ (2000) une synthèse de la théorie de l'hydrogramme unitaire. En particulier, l'hydrogramme unitaire instantané géomorphologique HUIG y est présenté. Il est utile de rappeler que le (HUIG) proposé par RODRIGUEZ-ITURBE et VALDES (1979) est défini comme la fonction densité de probabilité des temps de parcours jusqu'à l'exutoire, des gouttes d'eau prises de façon aléatoire et uniformément réparties sur l'ensemble du bassin versant. Le concept d'hydrogramme unitaire s'appuie sur une hypothèse d'homogénéité spatiale qui est supposée vérifiée en raison de la très petite taille du bassin versant étudié. Il est admis que l'opération de filtrage de la pluie brute par la pluie nette permet de vérifier l'hypothèse de linéarité sous-jacente à l'application de l'hydrogramme unitaire.

RODRIGUEZ-ITURBE et VALDES (1979) et RODRIGUEZ-ITURBE *et al.* (1982) proposent une fonction de densité de probabilité du temps de parcours dans les affluents d'un ordre de Strahler donné (1, 2 ou 3) exprimée par une distribution exponentielle décroissante à un paramètre  $\lambda_i$  représentant l'inverse de la moyenne des temps de parcours sur un tronçon d'ordre  $i$  selon la classification de Strahler. Soit  $U$  une vitesse caractéristique de l'écoulement supposée constante le long du réseau hydrographique, et soit  $L_i$  la moyenne des

longueurs des affluents d'un ordre  $i$  donné, alors  $\lambda_i = \frac{U}{L_i}$ . VALDÈS *et al.* (1979) suggèrent d'utiliser pour  $U$  la vitesse maximale. La longueur pouvant être obtenue à partir de la connaissance du tracé du réseau hydrographique, il reste à formuler  $U$ .

Parmi les modèles proposés dans la littérature (HALL *et al.*, 2001), le modèle de NOWICKA et SOCZYNSKA (1989) qui ont exprimé la vitesse  $U$  (Éq. 1) en fonction de l'intensité pluviométrique de la pluie nette  $i_r$  et de sa durée  $t_r$ , mais aussi en fonction de la géomorphologie du bassin est adopté ici.

$$U = \frac{1,17 (A_\Omega i_r t_r)^{2/3} \alpha_\Omega}{L^{2/3}} \quad (1)$$

$$\alpha_\Omega = \frac{S_\Omega^{1/2}}{nb^{2/3}} \quad (2)$$

Avec  $A_\Omega$  la surface totale du bassin,  $S_\Omega$  la pente de l'affluent de l'ordre le plus élevé,  $n$  le coefficient de Manning et  $b$  la largeur du cours d'eau, le terme  $\alpha_\Omega$  est le paramètre de l'onde cinématique de l'affluent de l'ordre le plus élevé,  $i_r$  l'intensité de la pluie nette,  $t_r$  sa durée et  $L$  la longueur du cours d'eau principal.  $U$  est en  $\text{ms}^{-1}$ ,  $i_r$  en centimètres par heure,  $t_r$  en heures,  $\alpha_\Omega$  en  $\text{km}^2$ ,  $S_\Omega$  sans unités,  $n$  en  $\text{sm}^{-2}$ ,  $b$  en mètres,  $A_\Omega$  en  $\text{s}^{-1}\text{m}^{-1/3}$  et  $L$  en kilomètres (HALL *et al.*, 2001).

Dans ce travail, l'hydrogramme unitaire utilisé  $h(t)$  est le modèle de la cascade de Nash (Éq. 3) dans lequel les paramètres d'échelle  $K$  (Éq. 4) et de forme  $N$  (Éq. 5) sont ceux proposés par ROSSO (1984).

$$h(t) = \frac{\left(\frac{t}{K}\right)^{N-1} e^{-\frac{t}{K}}}{K\Gamma(N)} \quad (3)$$

$$K = 0,7 \left(\frac{R_A}{R_B R_L}\right)^{0,48} L_\Omega U^{-1} \quad (4)$$

$$N = 3,29 \left(\frac{R_B}{R_A}\right)^{0,78} R_L^{0,07} \quad (5)$$

Où  $t$  est le temps,  $L_\Omega$  est la longueur de l'affluent de l'ordre le plus élevé exprimée en kilomètres,  $R_L$ ,  $R_A$  et  $R_B$  (EAGLESON, 1970) sont les rapports adimensionnels de Horton respectivement de longueur, de surface, de confluence du bassin. Dans l'équation 4,  $U$  est exprimée en mètres par seconde et  $K$  en secondes.

Comme le montre l'équation 4,  $K$  est proportionnel à  $U^{-1}$  et varie ainsi au cours du temps (c'est un paramètre dynamique) contrairement au paramètre  $N$ , car on suppose que  $R_A$ ,  $R_B$  et  $R_L$  sont invariants dans le temps.

Pour une pluie nette composite, l'hydrogramme résultant s'exprime comme une intégrale de convolution :

$$Q_c(t) = A_\Omega \int_0^t h(\tau) i_r(t-\tau) d\tau \quad (6)$$

Comme pour l'hydrogramme de Nash, le temps de montée est égal à  $(N-1)K$ . Le temps de montée de l'hydrogramme résultant doit augmenter avec  $N$  alors que le débit de pointe doit diminuer. L'hydrogramme est plus aplati quand  $N$  augmente sachant que  $N$  définit le nombre de réservoirs de la cascade de Nash (plus il y a de réservoirs, plus le temps de montée est long, et plus le débit de pointe est laminé). Il se passe l'inverse avec le paramètre  $K$ .

Pour appliquer numériquement ce modèle, la durée totale  $t_n$  de la pluie nette doit être décomposée en un nombre  $k$  de pas de temps constants  $\Delta t$  (HALL *et al.*, 2001). Ainsi, la durée totale  $t_n$  de la pluie nette est :

$$t_n = k \Delta t \quad (k \geq 1) \quad (7)$$

En conclusion, le modèle ainsi défini (Éq. 6), lie les paramètres du réseau hydrographique (pente, surface du bassin,  $R_A$ ,  $R_B$ ,  $R_L$ ), les paramètres des caractéristiques de l'écoulement (coefficient de Manning, largeur du lit, longueur de l'écoulement), et les paramètres de la pluie nette (intensité et durée).

Généralement, les paramètres  $n$ ,  $b$ ,  $S$ ,  $R_A$ ,  $R_B$ ,  $R_L$  sont considérés constants (WOLTEMADE et POTTER, 1994). Toutefois, la méthode d'obtention des paramètres géomorphologiques  $R_A$ ,  $R_B$ ,  $R_L$  et la finesse du maillage de découpage du bassin versant ont une influence sur les valeurs des paramètres et sur la forme de l'hydrogramme résultant (SNELL et SIVAPALAN, 1994).

### 3. MÉTHODOLOGIE DE GÉNÉRATION STOCHASTIQUE PAR LA MÉTHODE DES MCS

Dans cette section, il est proposé de combiner ce modèle d'hydrogramme unitaire (HU) avec des pluies d'entrées (pluies nettes) obtenues par la méthode des MCS. L'idée est de considérer la pluie nette comme un vecteur de paramètres du modèle, puis d'utiliser la méthode des MCS pour en générer

les composantes. Cette approche est schématisée en figure 1. La procédure de simulation y est décrite avec ses quatre composantes :

1. l'introduction des données : les paramètres géomorphologiques et le pas de temps des simulations sont fixes pour toutes les simulations, alors que la durée de la pluie brute et le volume de la pluie nette varient d'un événement à un autre, et constituent des contraintes fixant les simulations à rejeter;
2. le tirage aléatoire des durées et des intensités de pluie nette;
3. le calcul de l'hydrogramme résultant;
4. l'analyse des hydrogrammes simulés : un premier volet concerne les hydrogrammes simulés pour chaque événement, alors qu'un second volet analyse l'ensemble des simulations en cherchant à mettre en évidence des indicateurs de la forme

des réponses puis fait ressortir la place des observations relativement aux simulations.

La méthodologie est décrite en détail dans les paragraphes suivants.

### 3.1 Processus de génération des hydrogrammes

Chaque événement pluvieux est considéré séparément, sans présumer de sa probabilité d'occurrence (il n'y a pas de lien entre le tirage et la probabilité d'occurrence de l'événement). Après avoir tiré au hasard sa durée  $t_n$ , la génération des intensités successives d'une pluie nette s'effectue en supposant que le volume total est égal au volume déduit des observations (simulations conditionnelles). En imposant cette contrainte sur la pluie nette totale, les incertitudes de modélisation liées à la méconnaissance des paramètres du modèle sont réduites. Des développements envisageables de cette approche sont proposés en conclusion de cette partie.

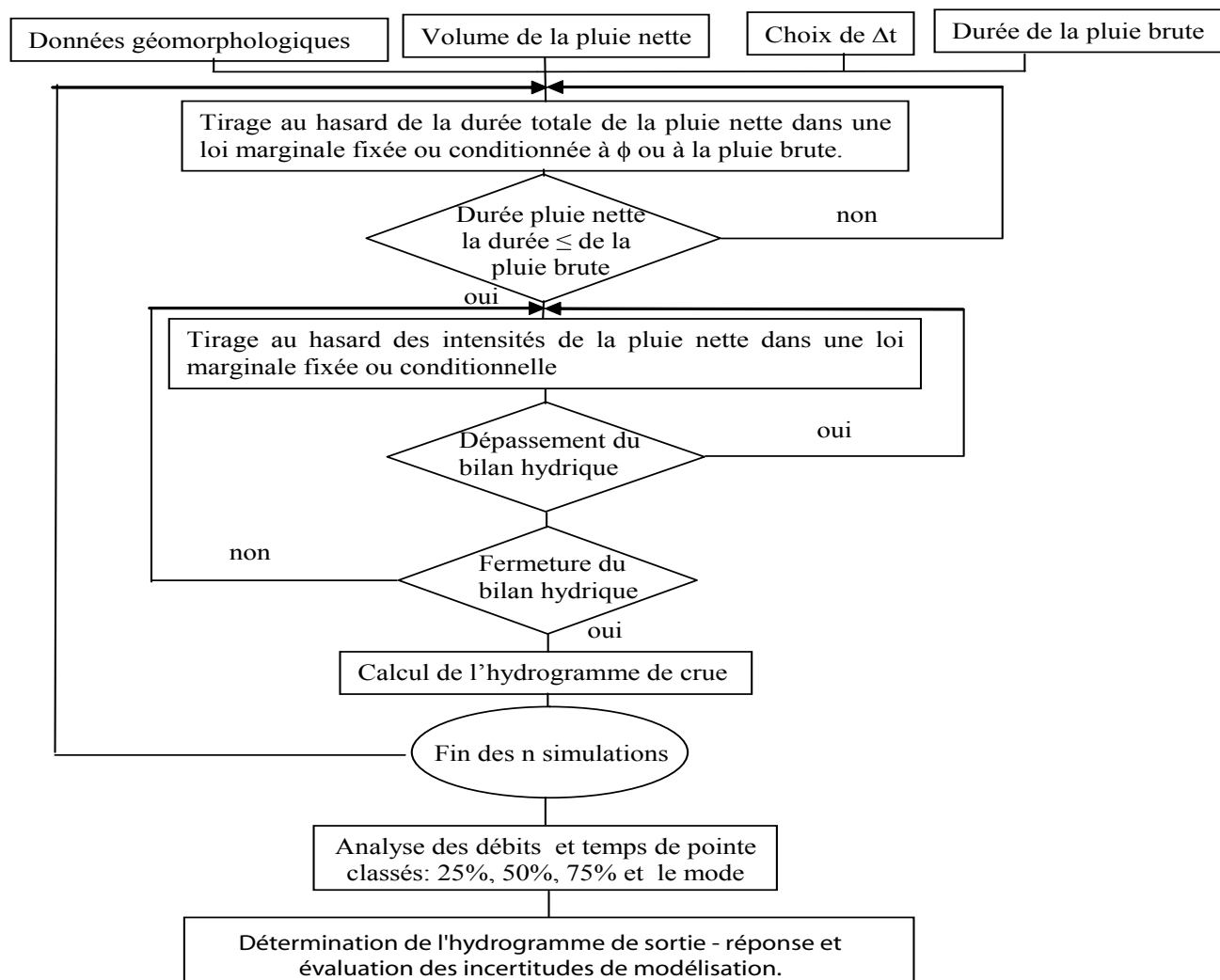


Figure 1 Schéma des simulations Monte Carlo.  
Monte Carlo simulations schema.

Soit la durée de la pluie nette  $t_n = k \Delta t$  ( $k$  est supérieur ou égal à 1) et soit  $\Delta t$  le pas de temps des simulations, alors le nombre de variables aléatoires générées est égal à  $k$  (à savoir  $(k-1)$  valeurs d'intensité de pluie nette plus la durée de la pluie nette). La procédure de génération proposée est alors :

1. Tirage au hasard de la durée totale de la pluie nette  $t_n$  dans une loi fixée indépendante de la date de l'événement. Une contrainte sur l'utilisation de ce tirage est que  $t_n$  soit inférieure à la durée totale de la pluie brute;
2. Tirage au hasard de  $(k-1)$  valeurs d'intensités de la pluie nette dans une loi fixée indépendante de la date de l'événement. La  $k^e$  intensité n'est pas tirée au hasard, puisqu'elle résulte de la fermeture du bilan de la pluie nette (dont le volume est supposé connu). Un tirage est rejeté et un nouveau est effectué à chaque fois que :
  - (a) l'une des  $(k-1)$  intensités dépasse le bilan;
  - (b) le cumul de la nouvelle valeur tirée et des valeurs précédemment générées dépasse le volume total de la pluie nette;
  - (c) le cumul des  $(k-1)$  intensités est égal au volume total de la pluie nette, alors l'avant-dernière intensité est de nouveau tirée.

D'autre part, dans le cas où le tirage de  $t_n$  conduit à  $k = 1$ , il n'y a pas de tirage de l'intensité, car la valeur observée est automatiquement adoptée;

3. Calcul de l'hydrogramme de crue en appliquant l'équation de convolution (Éq. 6) avec les valeurs obtenues des tirages, tout en gardant constants les autres paramètres du modèle.

Les étapes 1 à 3 conduisent à une réalisation (un hydrogramme) du modèle (Figure 1). Le nombre d'hydrogrammes générés pour un événement pluvieux est discuté dans ce qui suit.

La procédure de tirage des intensités de pluie nette suppose leur indépendance dans le temps, mais la fermeture du bilan réalise une forte dépendance entre elles (la somme des  $k$  intensités est fixée, alors que les  $(k-1)$  intensités sont tirées indépendamment).

Un autre mode de tirage pourrait être proposé et qui n'a pas pu être testé à ce stade de l'étude. Les étapes 1 et 3 seraient conservées tandis que l'étape 2 consisterait à tirer au hasard les  $k$  valeurs d'intensité de la pluie nette. Dans le cas où il y aurait dépassement du bilan hydrique ou à l'inverse il n'y aurait pas de fermeture, on réajusterait les différentes intensités au prorata de la différence entre le volume total observé et le volume total tiré.

### 3.2 Détermination du nombre de réalisations

Le nombre de simulations (réalisations) a été défini sur la base de la théorie présentée par MORGAN et HENRION (1990) citée dans JAMES et OLDENBURG (1997). Soit  $w$  la largeur de l'intervalle de confiance au seuil  $\alpha$  où se trouve la valeur moyenne des sorties. En supposant que ces sorties soient normalement distribuées, ces auteurs suggèrent que le nombre de simulations nécessaire,  $m$  s'exprime par la relation suivante :

$$m > (2 c s / w)^2 \quad (8)$$

où  $s$  l'écart type des sorties, et  $c$  est la valeur de la variable centrée réduite de la loi normale pour la probabilité  $\alpha$ . Dans l'application, les sorties sont constituées par la série des débits de pointe générés.

### 3.3 Interprétation des sorties

Afin d'interpréter statistiquement les hydrogrammes simulés par événement pluvieux, les débits de pointe générés par événement sont classés, et leurs centiles (25<sup>e</sup>, 50<sup>e</sup> et 75<sup>e</sup>) ainsi que leur mode sont analysés. Cette démarche est intégrée à l'approche d'ensemble comme le montre la figure 1. Le même traitement est appliqué aux temps de pointe de chaque hydrogramme simulé. Les 25<sup>e</sup> et 75<sup>e</sup> centiles permettent d'évaluer l'étendue de l'intervalle à 50 % des débits simulés alors que la médiane et le mode permettent de positionner des valeurs représentatives de la distribution des débits générés.

On considère que les hydrogrammes simulés ont la même « récurrence » que leur débit de pointe, c'est-à-dire que si le débit de pointe représente la médiane, alors l'hydrogramme correspondant est l'hydrogramme médian. Sachant que le mode est une valeur centrale utilisée pour représenter une distribution univariée (SIEGEL, 1988), l'hydrogramme mode est alors identifié et il représentera celui résultant de l'événement pluvieux.

En conclusion, le processus de génération des hydrogrammes par la méthode des MCS comprend essentiellement deux étapes : la génération des intensités de pluie nette supposant que son volume total est celui issu des observations et la convolution des hydrogrammes unitaires résultants de chaque intervalle de pluie nette. Dans une procédure plus globale, une étape supplémentaire en amont consisterait au tirage du volume total de la pluie nette ou au tirage au hasard des paramètres définissant le calcul de la pluie nette. Dans ce qui suit, la pluie nette est déterminée par la méthode d'indice d'infiltration. C'est ce paramètre qui pourrait faire l'objet de tirages au hasard dans une extension de cette méthodologie.

Une autre alternative serait de tirer au hasard le coefficient de ruissellement comme l'ont expérimenté GOTTSCALK et WEINGARTNER (1998).

#### 4. DONNÉES

Le cas d'étude est un petit bassin versant du nom de Saddine 1, ayant une superficie de 3,84 km<sup>2</sup>. Il est situé près de Makthar en Tunisie (latitude nord 35°48'06" et longitude est 9°04'09") dans une zone montagneuse, observé entre 1992 et 1999. Ce bassin est contrôlé par un lac collinaire dont la mise en eau a été réalisée en 1992. Le programme HYDROMED a contribué à l'étude des lacs collinaires de la Dorsale en Tunisie (ALBERGEL *et al.*, 2004) et ce lac fait partie de ceux observés dans le cadre de ce programme méditerranéen de recherche. La digue est de 10 m de hauteur, de 89 m de longueur. La capacité utile initiale du réservoir est de 34 380 m<sup>3</sup>. En septembre 1995, elle a été estimée à 6 020 m<sup>3</sup> (ALBERGEL, 1996) et en 2000, le lac a été complètement ensasé. L'événement le plus important enregistré durant la période d'observation est celui du 4/9/1995 avec une pluie de 39,5 mm, d'intensité maximale sur 5 minutes de 324 mm/h, un débit maximum observé estimé à 85 m<sup>3</sup>/s, un volume écoulé de 67 000 m<sup>3</sup> et un apport solide estimé à 16 983 m<sup>3</sup> (REJEB, 1996).

##### 4.1 Données géomorphologiques

L'occupation du sol est constituée de terres agricoles à hauteur de 68 %. REJEB (1996) précise que les aménagements CES (Conservation des Eaux et des Sols) couvrent 15 % du bassin et sont constitués de diguettes et de cordons en pierres. Il souligne que le paysage du bassin est formé essentiellement de montagnes fortement érodées à la base desquelles se forment des écoulements calcaires recouverts partiellement d'une couche de sol. À partir des cartes topographiques au 1/50000, les caractéristiques géomorphologiques et les ratios de Horton ont été déterminés manuellement (Figure 2) (les superficies sont estimées par planimétrie) (EL FETEH, 1997; ONIBON, 1997).

Surface du bassin versant $A_{\Omega}$	384 ha
Ordre du bassin $\Omega$	3
Longueur du cours d'eau principal	3,5 km
Longueur du cours d'eau d'ordre 3 $L_{\Omega}$	1,32 km
Dénivelée spécifique	158 m
Classe de relief	5
Indice de compacité	1,39
Pente moyenne du bassin $S_{\Omega}$	10 cm/m
Altitude maximale	1 250 m
Altitude minimale	842 m

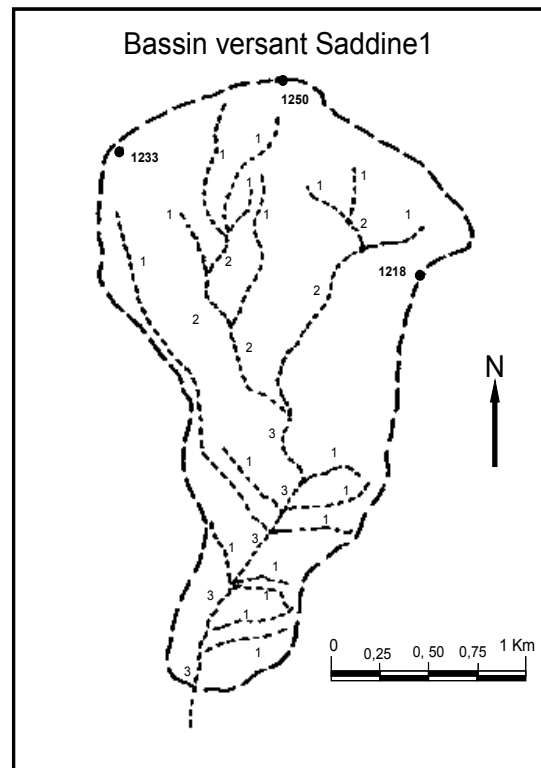


Figure 2 Bassin de Saddine 1 classé selon l'ordre de Strahler.

*Saddine catchment according the Strahler classification.*

Rapport de longueur $R_L$	1,62
Rapport de surface $R_A$	5,27
Rapport de bifurcation $R_B$	2,45
Largeur du cours d'eau $b$	3 m

La valeur de la dénivelée spécifique traduit un relief important dont témoigne également la valeur de la pente moyenne du bassin. D'après la nature du lit, un coefficient de Manning  $n = 0,05$  a été adopté, il s'ensuit que  $\alpha_{\Omega} = 3,04$ , valeur cohérente avec le caractère pentu du lit et sa faible largeur.

FRANCHINI *et al.* (1996) reportent des valeurs de  $R_A$  entre 4 et 8,  $R_B$  entre 3 et 6 et  $R_L$  entre 1 et 4 pour des sous-bassins d'ordre 3 de la rivière du Tyne (Grande-Bretagne). SNELL et SIVAPALAN (1994) trouvent  $2 < R_B < 4$  et  $1,5 < R_L < 3$ . FRANCHINI et O'CONNEL (1996) s'accordent avec GUPTA *et al.*, (1980) pour situer  $3 < R_B < 5$ ,  $3 < R_A < 6$  et  $1,5 < R_L < 3$  à 3,5. Néanmoins, RAMIREZ (2000) rapporte que  $3 < R_A < 5$ . Il apparaît ainsi que les valeurs de  $R_B$  et  $R_L$  sont cohérentes avec celles issues de la bibliographie, alors que la valeur obtenue pour  $R_A$  est relativement forte. Cela



expliquerait la valeur jugée un peu faible du paramètre  $N$ . Comme l'indique l'équation 4,  $K$  varie proportionnellement à une puissance de  $R_A$ , et une éventuelle surestimation de  $N$  liée à la sous-estimation de  $R_A$  est compensée par la sous-estimation conséquente de  $K$ .

#### 4.2 Bilan hydrique

Les données hydrologiques qui ont servi à calculer le bilan hydrique du barrage s'étendent sur la période 1992 à 1999. Ce sont :

- 1) la variation instantanée de la cote du lac,
- 2) les observations du bac Colorado situé près du lac,
- 3) les courbes de remplissage du plan d'eau et de tarage du déversoir et de la vidange de fond,
- 4) les hyétogrammes du pluviographe situé sur le site du lac, la pluie étant enregistrée avec un pluviographe Cédipe V4 (ALBERGEL, 1996).

Le débit à l'entrée de la retenue est reconstitué par bilan hydrique (ALBERGEL, 1996, ALBERGEL et REJEB, 1997). Il s'agira dans ce qui suit du « débit observé ». Les variations de volumes, et donc les débits, sont calculées en utilisant la relation hauteur - volume - surface actualisée chaque année grâce aux campagnes bathymétriques réalisées par l'IRD (Tunis). Ce suivi bathymétrique contribue à garantir une bonne qualité de la reconstitution des débits. L'évaporation pendant la crue a été supposée nulle, comme cela est généralement admis. Cette approche a conduit aux bilans hydriques suivants (Tableau 1), reproduits d'après ALBERGEL (1996). Le tableau compare pour sept années hydrologiques de 1992-93 à 1998-99, la pluie annuelle sur la retenue, le volume ruisselé constituant l'apport estimé par bilan au réservoir, l'évaporation calculée par année d'après les données bac et la limnimétrie du lac ainsi que l'évaporation maximale observée mensuellement. Enfin,

chaque année, le nombre de crues dont le volume dépasse  $1\ 000\ m^3$  est recensé. Dans la chronologie étudiée, apparaît une année sèche 1994-95 suivie d'une année humide, les autres années étant de pluviosité moyenne. Les volumes évaporés à partir du lac résultent notamment de la climatologie de l'année mais également de l'évolution de l'état de remplissage du lac ainsi que de l'évolution de sa bathymétrie. Le nombre de crues est non linéaire vis-à-vis de la pluviosité de l'année.

#### 4.3 Hydrométrie

EL FETEH (1997) et ONIBON (1997) ont publié les débits maxima à l'entrée et les volumes estimés à l'entrée de la retenue pour des événements observés entre 1992 et 1996. On a étendu par nos propres soins cette période d'observation jusqu'à 1999. Les caractéristiques des hyétogrammes et des hydrogrammes des événements analysés sont reportées en tableau 2. Les événements retenus de 1992-93 à 1998-99 sont au nombre de quinze. Pour chacun, le tableau 2 donne la pluie brute et son intensité maximale enregistrée en 1 minute (lorsque disponible) et en 5 minutes. Ainsi, en 5 minutes, l'intensité maximale observée est de  $324\ mm/h$  pour une hauteur de pluie de  $39,5\ mm$  et la minimale de  $10\ mm/h$  pour  $12\ mm$  de hauteur de pluie, alors que lors de l'événement maximal qui est de  $106\ mm$  de pluie, l'intensité n'a atteint que  $260\ mm/h$ . La plus longue durée pour un événement a été d'environ 5 heures (299 minutes) et la plus faible de 12 minutes. D'autre part, le tableau 2 donne les volumes écoulés par événement, estimés d'après l'intégration de l'hydrogramme observé. Une grande disparité des volumes est également à noter : le maximum observé est de  $67\ 200\ m^3$  alors que le minimum est de  $1\ 275\ m^3$ . Les débits de pointe des hydrogrammes enregistrés sont eux-mêmes très variables dans un rapport de  $1/1\ 370$ . En effet, le débit maximal observé est de  $85,6\ m^3/s$  alors que le minimum est de  $0,062\ m^3/s$  correspondant à la plus faible intensité maximale sur 5 minutes et en une minute. Le tableau 2 donne

**Tableau 1 Bilans hydriques - source annuaires hydrologiques CES/(ORSTOM)IRD.**

*Table 1 Water balance - source hydrological yearbook.*

Année hydrologique	Pluie annuelle (mm)	Volume ruisselé ( $m^3$ )	Évaporation bac ( $m^3$ )	Évaporation bac Colorado maximum mensuelle ( $m^3$ )	Nombre de crues d'apport > $1000\ m^3$
1992-93	476,4	84 000*	999,5 (mm)	290 (mm) (juillet)	7*
1993-94	415	133 200*	2 063,9 (mm)	360 (mm) (août)	6*
1994-95	291,5	69 370	11 350	1 900 (septembre)	9
1995-96	773,5	141 934	11 548	1 902 (septembre)	11
1996-97	585	57 111	8 297	1 702 (août)	9
1997-98	529	44 041	9 516	1 620 (avril)	6
1998-99	468,5	381 607	5 148	1 900 (août)	9

\*: Données calculées par recouplement

**Tableau 2** Données relatives aux évènements étudiés.**Table 2** Data of the studied events.

Evénement	20/5 1992	24/5 1992	14/9 1993	31/7 1994	18/9 1994	8/1 1995	24/6 1995	24/8 1995	4/9 1995	16/9 1995	15/8 1996	9/9 1996	5/8 1999	18/8 1997	21/9 1997
Pluie totale (mm)	106	36	26	35,5	5	12	11,5	12,5	39,5	7,5	39,5	13,7	27	10,5	17,5
Imax (1 min) (mm/h)	-	-	120	270	120	60	120	180	390	60	-	-	150	90	60
Imax (5 min) (mm/h)	260	30	84	120	36	10	102	90	324	60	115	78	102	72	120
Durée totale de la pluie (mn)	116	299	27	42	37	138	13	12	13	13	15	20	36	26	21
Volume écoulé (m <sup>3</sup> )	33 059	1 509	10 657	20 843	3 400	1 275	5 074	41 940	67 200	2 380	1 340	15 030	39 680	6 400	26 560
Débit max observé (m <sup>3</sup> /s)	34,7	0,6	2,96	11,3	0,233	0,062	0,482	26,7	85,6	0,147	0,067	10,37	6,05	2,59	16,67
Hydrogramme	oui	oui	oui	oui	oui	Peu précis*	oui	oui	oui	Qp et t <sub>b</sub>	Qp et t <sub>b</sub>	oui	oui	oui	oui
Temps de montée (mn)	25	25	60	30	100	-	120	20	15	-	-	10	35	45	20
Pluie nette estimée (mm)	8,6	0,38	2,8	5,4	0,98	0,33	1,32	10,9	17,5	0,62	0,35	3,9	10,3	1,67	6,92

Peu précis : Nous disposons du débit de pointe, deux ou trois valeurs de débits intermédiaires et de temps de base.

Q<sub>p</sub> : débit maximum de l'hydrogramme observé.

t<sub>b</sub> : temps de l'hydrogramme.

une information sur la qualité des hydrogrammes observés : les hydrogrammes incomplets dans la base de données ou inexistantes sont signalés. Bien que certains hydrogrammes comportent des lacunes (ne sont disponibles que le temps du début et de la fin des écoulements, permettant ainsi de déduire le temps de base), la précaution a été prise pour ne retenir que les événements pour lesquels le débit de pointe est publié. Les deux dernières lignes du tableau 2 reproduisent les temps de montée et les pluies nettes estimées (volume écoulé rapporté à la surface du bassin). Pour la plupart des événements, les temps de montée varient de 10 à 120 minutes. La pluie nette est estimée pour chaque événement en rapportant le volume écoulé à la surface du bassin versant contrôlé (l'intervalle s'étend de 0,3 mm à 17,5 mm).

#### 4.4 Estimation des intensités de pluie nette

Dans ce qui précède, le volume de la pluie nette a été estimé pour chaque événement. Il reste à déterminer la répartition temporelle des intensités de celle-ci pour opérer la convolution (Éq. 6). Il est généralement admis que les processus de génération du ruissellement se classent en i) un processus résultant du dépassement de la capacité d'infiltration du sol (Hortonien) et en ii) un processus résultant de la saturation de la surface du sol (FRANCHINI *et al.*, 1996). COSANDEY (1990) évoque, en outre, la formation du ruissellement par changement de l'état de surface dû à l'apparition, sous l'action de la pluie, d'organisations pelliculaires superficielles rendant

le sol imperméable. Faisant l'hypothèse que le processus qui engendre le ruissellement est hortonien, les intensités de la pluie nette sont calculées par la méthode de l'indice d'infiltration  $\phi$  qui reste, malgré son caractère rudimentaire, une méthode encore largement utilisée (BEVEN 2001; RAMIREZ 2000).

$$\begin{cases} i_{rj} = (i_j - \phi) & j = 1 \dots k \\ i_{rj} = 0 & \text{si } \phi > i_j \end{cases} \quad (9)$$

$\phi$  : l'indice d'infiltration exprimé en mm/h,

$i_{rj}$  : l'intensité de pluie nette au temps  $t_j = j\Delta t$  exprimée en mm/h,

$i_j$  : l'intensité de pluie brute au temps  $t_j = j\Delta t$  exprimée en mm/h.

Le pas de discrétisation temporelle  $\Delta t$  est pris égal à cinq minutes.

La position de l'indice  $\phi$  sur l'hyétoqramme a été prospectée itérativement de manière à reconstituer en volume les hydrogrammes observés. Les résultats pour  $\phi$  et la durée  $t_n$  de la pluie nette figurent dans le tableau 3. Pour l'ensemble des événements, il en ressort que les valeurs de  $\phi$  sont très variables : par exemple, pour les pluies nettes à une seule tranche d'intensité sur 5 minutes,  $\phi$  varie de 7 à 166 mm/h. Pour synthétiser cette information, une relation log-log linéaire (Éq. 10) entre l'indice d'infiltration  $\phi$  et l'intensité maximale de la pluie brute a été ajustée avec coefficient de

**Tableau 3 Paramètres liés à la pluie nette et paramètres du modèle.****Table 3 Effective rainfall parameters and model parameters.**

Événement	20/5 1992	24/5 1992	14/9 1993	31/7 1994	18/9 1994	8/1 1995	24/6 1995	24/8 1995	4/9 1995	16/9 1995	15/8 1996	9/9 1996	5/8 1999	18/8 1997	21/9 1997
I <sub>max</sub> (5 min) (mm/h)	260	30	84	168	36	10	102	108	324	60	115	78	102	72	120
Φ (mm/h)	166	26,2	58	73	25,8	7,3	86,3	10	162	52,6	110,8	31	42,5	52	42,5
Durée de la pluie nette t <sub>r</sub> (mn)	5	10	10	10	5	10	5	20	15	5	5	5	20	5	10
i <sub>r</sub> moyen (mm/h) sur t <sub>r</sub>	94	2,3	17	32	10,6	1,95	15,7	33,5	68	7,4	4,2	47	31	20	41,5
i <sub>r</sub> (mm/h) sur 5 min	94	3,8 0,8	26 8	17 47	10,6	2,7 1,2	15,7	26 80 14 14	24 162 68	7,4	4,2	47	23,5 29,5 59,5 11,5	20	77,5 5,5
Nombre de tranches de 5 minutes	1	2	2	2	1	2	1	4	3	1	1	1	4	1	2
U (m/s)	3,19	1,51 0,81	1,37 0,62	1,03 2,03	0,75	0,30 0,176	0,98	1,37 2,89 0,9 0,12	1,28 4,62 1,07	0,59	0,40	2,03	1,28 1,49 2,37 0,79 0,13	1,15	2,82 0,48
K(h)	0,05	0,11 0,203	0,12 0,26	0,16 0,08	0,22	0,55 0,94	0,17	0,07 0,18 0,18	0,127 0,036 0,154	0,28	0,41	0,08	0,11 0,07 0,21	0,14	0,058 0,339
Q <sub>pc</sub> (m <sup>3</sup> /s)	32,7	0,67	3,95	11,65	0,86	0,102	1,65	27,84	81,9	0,47	0,18	9,98	22,6	2,46	23,01
t <sub>b</sub> à 95% du volume (h)	0,583	0,917	1,75	1,083	2	6,667	1,5	1,5	0,9	2,5	3,58	0,85	1	1,25	0,667

détermination égal à 0,88. Une telle relation vient conforter le choix de la méthode d'estimation de la pluie nette par l'indice d'infiltration.

$$\log(\Phi) = 0,966 \log(I_{\max}) - 0,077 \quad (10)$$

La durée t<sub>n</sub> observée est calculée en fonction du nombre m' des intensités de pluie nette rencontrées (y compris les intensités nulles) sachant que la durée t<sub>n</sub> est obligatoirement inférieure ou égale à la durée totale de la pluie brute.

Φ et t<sub>n</sub> ayant été estimés d'après les observations, les différentes intensités de pluie nette en sont déduites (Tableau 3). Il apparaît que la valeur la plus fréquente de t<sub>n</sub> est 5 minutes. En outre, pour plus de la moitié des événements, le volume de la pluie nette totale provient principalement, sinon totalement, d'une seule tranche de pluie nette de cinq minutes. Ce résultat témoigne de la violence de la pluie lors de ces événements. Typiquement, l'intervalle d'intensité maximale de la pluie nette génère plus de 70 % du volume total écoulé.

#### 4.5 Analyse de l'adéquation du modèle hydrologique

Pour chaque événement observé, à chacune des tranches de pluie nette identifiée, sont associés les paramètres U (Éq. 1) et K (Éq. 4) (Tableau 3). Les valeurs de U issues de

l'analyse des observations varient de 0,2 m/s pour l'événement du 8/1/95 caractérisé par un hyétogramme d'aspect plat et aux faibles intensités et à 4,6 m/s pour l'événement le plus violent de la série (4/9/95). Corrélativement, K est le plus faible pour le premier de ces événements et le plus élevé pour le second (2 mn ≤ K ≤ 1 h). De faibles temps de base sont associés aux pluies intenses et violentes (exemple : le 20/5/92, la pluie P = 106 mm, l'intensité maximale sur 5 minutes I<sub>max</sub> = 260 mm/h et t<sub>b</sub> = 35 mn). Des temps de base élevés correspondent à des pluies peu intenses et de faibles quantités (exemple : le 8/1/95, la pluie P = 12 mm, l'intensité maximale sur cinq minutes I<sub>max</sub> = 10 mm/h et t<sub>b</sub> = 6,6 h).

En appliquant l'équation 6, il résulte de l'analyse que les hydrogrammes calculés se comparent de façon satisfaisante aux hydrogrammes observés, c'est-à-dire que, aussi bien la forme, que le débit de pointe et le temps de montée, ont été reconstitués. Deux de ces hydrogrammes sont reportés à titre d'illustration en figure 3a) et figure 3b), comparativement aux hyétogrammes de la pluie brute. Ils sont choisis parce qu'ils représentent des débits de pointe observés situés dans deux gammes de débits : forte gamme (Figure 3a) et faible gamme (Figure 3b). En figure 4a, les débits de pointe estimés et observés sont représentés dans un plan log-log (la grande disparité des valeurs dont les rapports vont de 1 à 1 000), se comparent favorablement. On relève que l'adéquation des débits de pointe

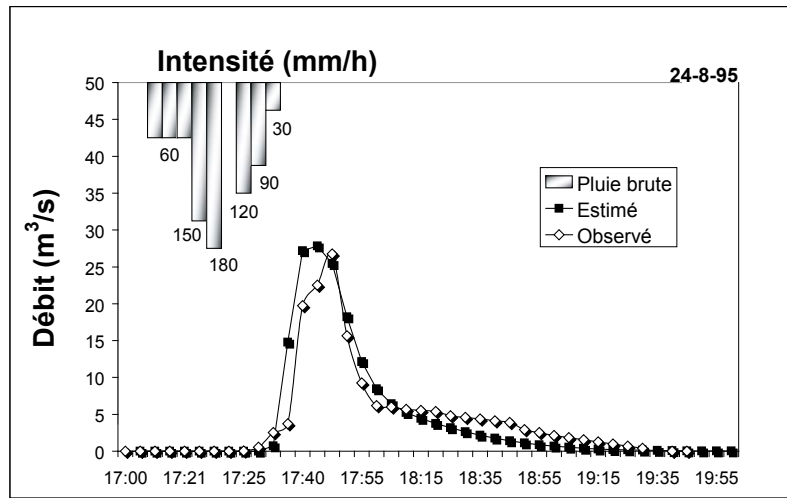


Figure 3a Hydrographes observé et calculé du 24-8-95.  
*Observed and estimated hydrographs of 8-24-95.*

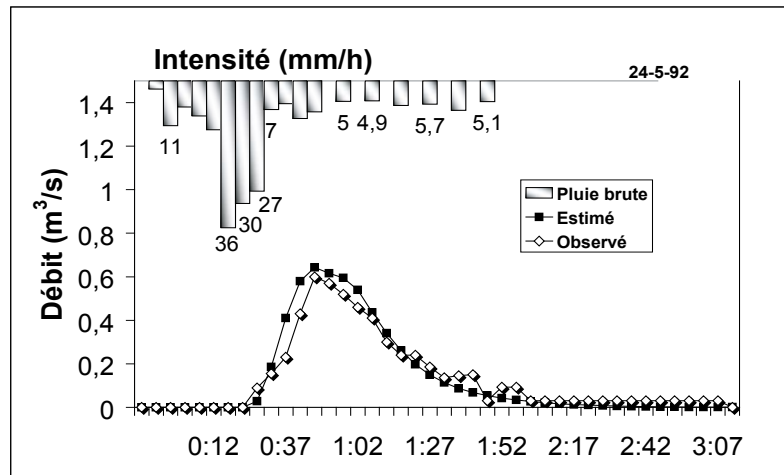


Figure 3b Hydrographes observé et calculé du 24-5-92.  
*Observed and estimated hydrographs of 5-24-92.*

est bonne. En complément, la figure 4b compare en log-log les volumes écoulés observés et reconstitués cumulés au temps de pointe. Seuls les événements où l'hydrogramme complet est disponible sont représentés. Les volumes calculés au temps de pointe sont surestimés par rapport à ceux observés, ce qui s'explique par le fait que l'hydrogramme observé a une queue plus importante, alors que pour l'hydrogramme calculé, la majeure partie du volume se constitue dans les premiers temps. Ceci est probablement engendré par le terme  $K$  qui dépend de la vitesse conditionnant la forme de l'hydrogramme.

Finalement, il est permis de conclure que le modèle est pertinent pour ce petit bassin versant. Il reconstitue les débits de pointe, les temps de montée ainsi que les volumes des hydrographes observés, lorsqu'un indice d'infiltration  $\phi$  constant par averse est adopté.

## 5. RÉSULTATS OBTENUS PAR LA MÉTHODE DES MCS

Cette partie est consacrée à la génération des intensités de pluie nette et à la simulation des débits.

### 5.1 Modélisation de la distribution de l'intensité et de la durée de la pluie nette

Parmi les 15 événements, les 13 premiers du tableau 2 aideront à l'identification de lois paramétriques. Les deux derniers seront mis à contribution pour valider la méthodologie adoptée. Pour proposer une distribution marginale des durées de la pluie nette (13 observations), plusieurs distributions ont été testées : une distribution discrète (la loi de Poisson) ainsi que la distribution exponentielle et la distribution Gamma.

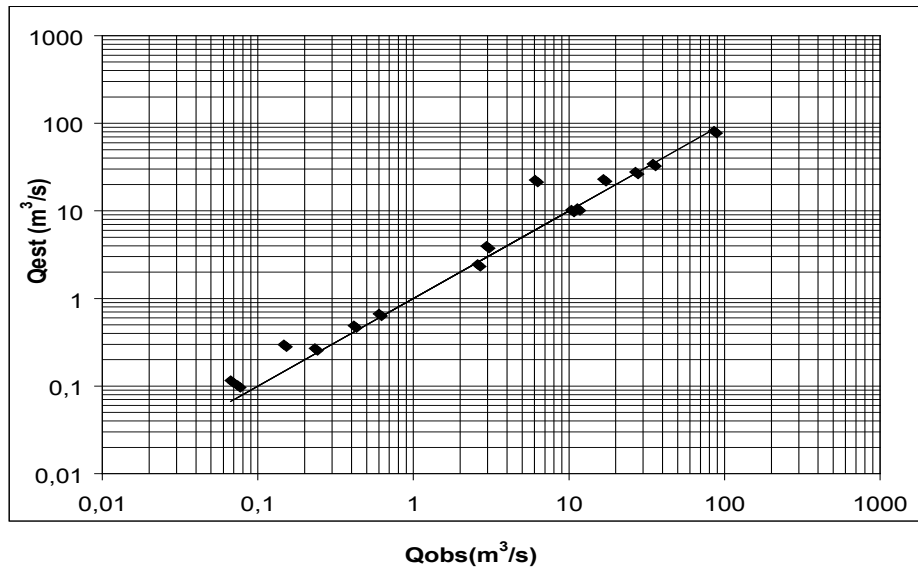


Figure 4a Débit de pointe estimé en fonction du débit de pointe observé.  
*Estimated peak discharge versus Observed peak discharge.*

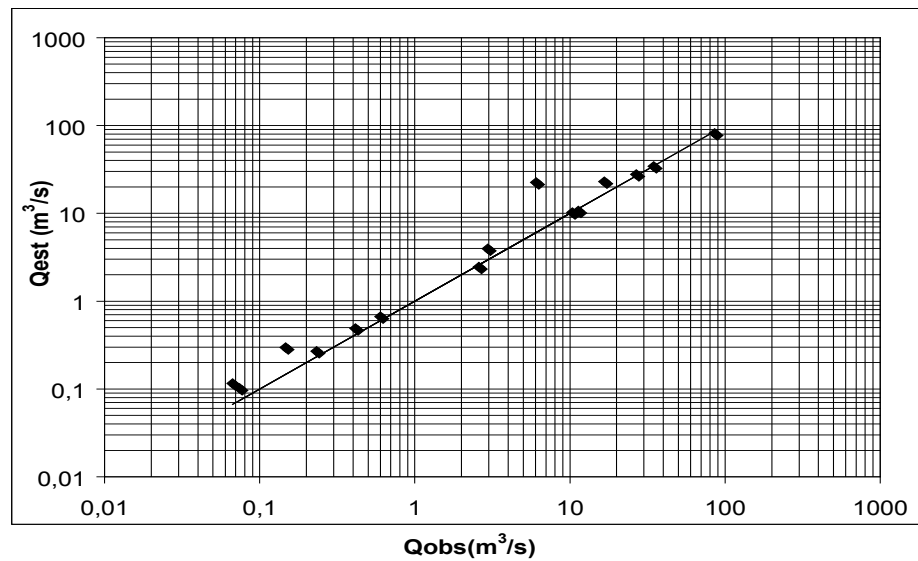


Figure 4b Volume calculé en fonction du volume observé au temps de pointe.  
*Estimated runoff volume and observed runoff volume at peak time.*

La figure 5 compare la distribution cumulative expérimentale calculée par la formule de Hazen et les distributions ajustées par la méthode des moments (BOBÉE et ASHKAR, 1991). Le modèle de la loi de Poisson a été jugé plus adéquat. Au préalable, l'indépendance des valeurs successives de l'intensité de la pluie nette a été vérifiée en appliquant le test de WALD-WOLFOWITZ utilisé dans le code HYFRAN (version 1.1 INRS-ETE). L'analyse des intensités de la pluie nette de durée cinq minutes (25 observations pour 13 événements) montre que leur distribution marginale peut être modélisée par une loi Pearson III qui apparaît plus adéquate que les autres lois essayées (Figure 6). Les caractéristiques des échantillons de durée et d'intensités de la pluie nette sur cinq minutes figurent dans le tableau 4.

## 5.2 Analyse de la dispersion des débits et temps de pointe générés

L'équation 8 a été utilisée avec les conditions suivantes :  $\alpha = 95 \%$ ,  $c = 2$ , et un rapport  $s/w = 1,65$ , ce qui conduit à un nombre de simulations égal à 44. Dans leurs travaux, JAMES et OLDENBURG (1997) ont adopté un rapport égal à 1,75, ce qui les a conduit à 50 simulations de jeux de paramètres intégrés dans un modèle de transport de contaminants. Ainsi, le processus (1 à 3) sera répété 44 fois, pour chacun des événements. Il faut préciser que, d'une part, les lois de durées et d'intensités de pluie nette sont invariables dans le temps et que, d'autre part, les événements sont caractérisés par la durée et l'intensité maximale de la pluie brute ainsi que par l'indice d'infiltration.

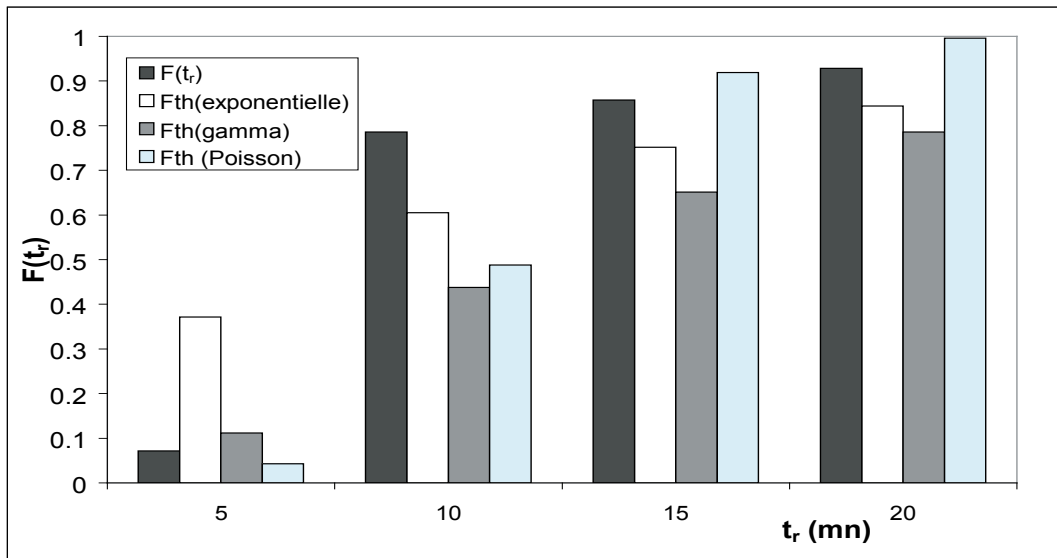


Figure 5 Fonction de distribution cumulative de la durée de la pluie nette.  
Cumulative distribution function of effective rainfall duration.

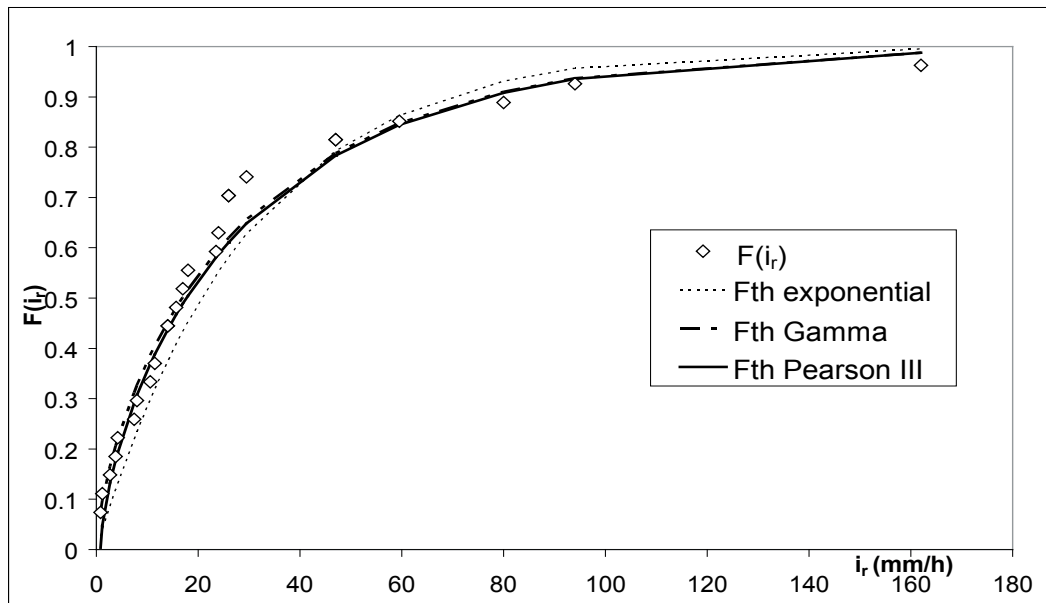


Figure 6 Fonction de distribution cumulative de l'intensité de la pluie nette.  
Cumulative distribution function of effective rainfall intensity.

Tableau 4 Caractéristiques de l'échantillon et fonction de distribution ajustées aux différentes variables.  
Table 4 Samples characteristics and distributive cumulative functions of different variables.

Fonction de répartition	Loi ajustée	Moyenne Échantillon	Écart-type Échantillon	Taille Échantillon
Intensité de la pluie nette $i_r$ (mm/h) (marginale)	Pearson III	28,9	36,6	25
Durée de la pluie nette $t_r$ (mn) (marginale)	Poisson	9,6	5,6	13

Toutefois, comme le montrera l'analyse des sorties, les distributions de débits ne sont pas normales alors que la normalité constitue une des conditions ayant permis l'obtention de ce nombre de simulations.

La figure 7 montre, pour l'événement du 31/7/94, un exemple des sorties obtenues : les intensités de pluie nette cumulées simulées ainsi que les hydrogrammes pour chaque tirage. Les deux ensembles de courbes montrent de la dispersion : pour certaines simulations, les intensités de pluie nette sont très fortes au départ, donnant lieu aux courbes de pluies nettes cumulées situées à l'extrême gauche de la figure. Pour d'autres, au contraire, les intensités simulées sont faibles au départ et connaissent un accroissement brusque à la fin (du fait du volume total imposé de la pluie nette). En réponse aux intensités de pluie nette très fortes au départ, les hydrogrammes simulés présentent des temps de montée courts et des débits de pointe élevés. Les hydrogrammes simulés aplatis (Figure 7) résultent des cas intermédiaires de chronologie de pluie nette.

Pour caractériser la dispersion des débits et des temps de pointe simulés pour un même événement, leurs distributions expérimentales sont construites. La figure 8a donne les distributions cumulatives des débits de pointe simulés pour chacun des treize événements et pour les deux événements servant de validation. On constate que ces distributions sont dissymétriques. Les distributions cumulatives des temps de pointe sont reportées en figure 8b par événement et montrent une plus grande dispersion des valeurs générées au sein d'un événement. Ainsi, les temps de pointe résultant des tirages sont plus incertains que les débits de pointe, par événement.

Pour quantifier la dispersion des valeurs générées, les centiles (25<sup>e</sup>, 50<sup>e</sup> et 75<sup>e</sup>) des débits de pointe ainsi que leur mode sont reportés en tableau 5 pour les 15 événements. Le débit médian simulé varie entre 0,1 et 79 m<sup>3</sup>/s d'un événement à l'autre. Le quartile 75 % varie de 0,1 à 89 m<sup>3</sup>/s. Le mode se situe entre 0,8 et 78 m<sup>3</sup>/s. Ces débits de pointe présentent ainsi une asymétrie positive (mode < médiane). En particulier, les distributions des débits de pointe et de temps de montée simulés sont représentées pour chaque événement (Figures 8a et 8b). Les 5<sup>e</sup>, 25<sup>e</sup>, 50<sup>e</sup>, 75<sup>e</sup> et 95<sup>e</sup> centiles sont indiqués dans les figures 8a et 8b (lignes continues).

Pour un même événement, l'écart inter-quartile des débits de pointe, qui représente une mesure robuste de la variabilité vis-à-vis des valeurs singulières (SIEGEL, 1988), pourrait être qualifié de faible. En effet, rapporté à la médiane de la distribution, il a une valeur moyenne sur les événements de 24 %. Cette assez faible dispersion des débits de pointe entre les simulations d'un événement justifierait le choix du mode comme point représentatif de la variabilité (à la place de la médiane et de la moyenne). Cependant, cette mesure est plus élevée pour les temps de pointe puisqu'elle vaut 44 %, ce qui démontre une plus grande dispersion des temps de pointe simulés.

La comparaison des simulations avec les observations, qui représentent des réalisations des sorties, montre que les débits de pointe et temps de pointe des hydrogrammes observés sont générés dans la majorité des cas. Le mode de tirage des intensités nettes, qui, en raison de la fermeture du bilan, introduit une forte dépendance entre les intensités simulées, et peut-être

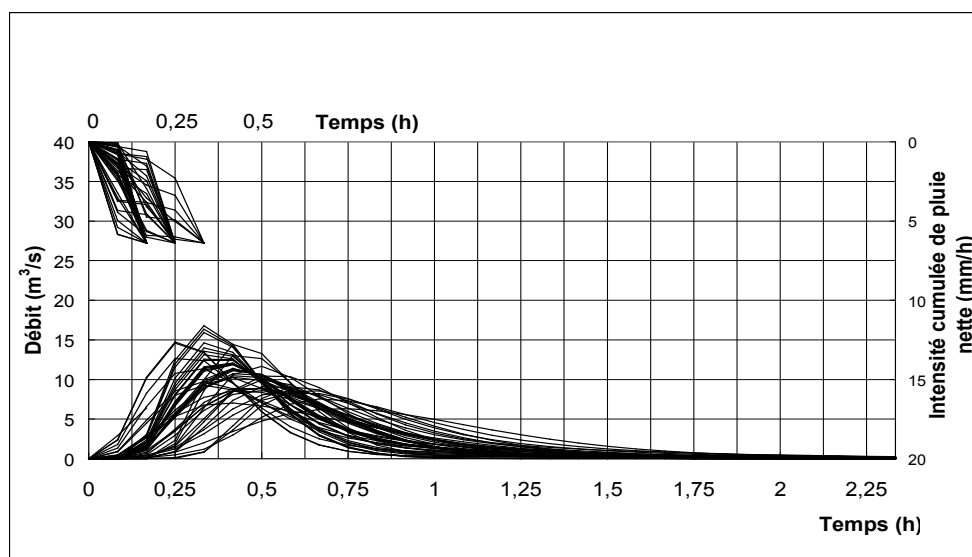


Figure 7 Hydrogrammes simulés et intensités cumulées simulées de pluie nette avec les MCS (événement du 31/7/94).  
*Simulated cumulative effective rainfalls and hydrographs generated with MCS (event of 7/31/94).*

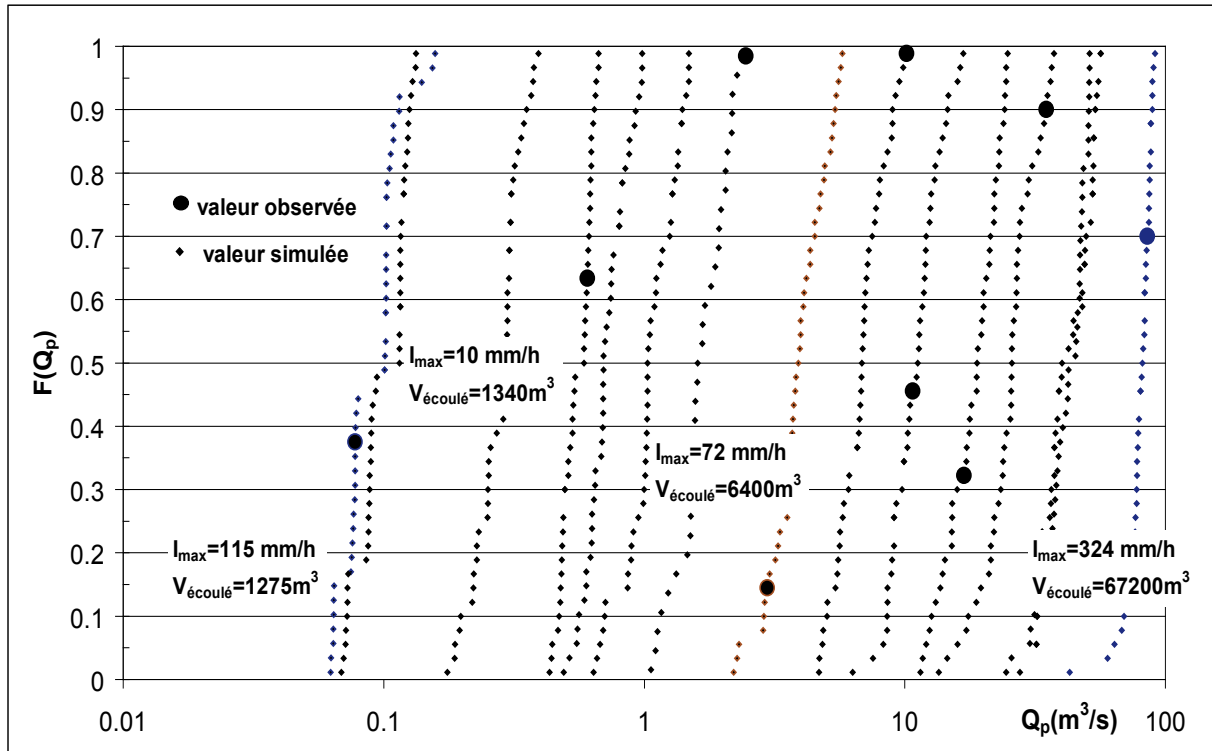


Figure 8a Distributions cumulatives des débits de pointe simulés.  
Cumulative distributions of peak discharges.

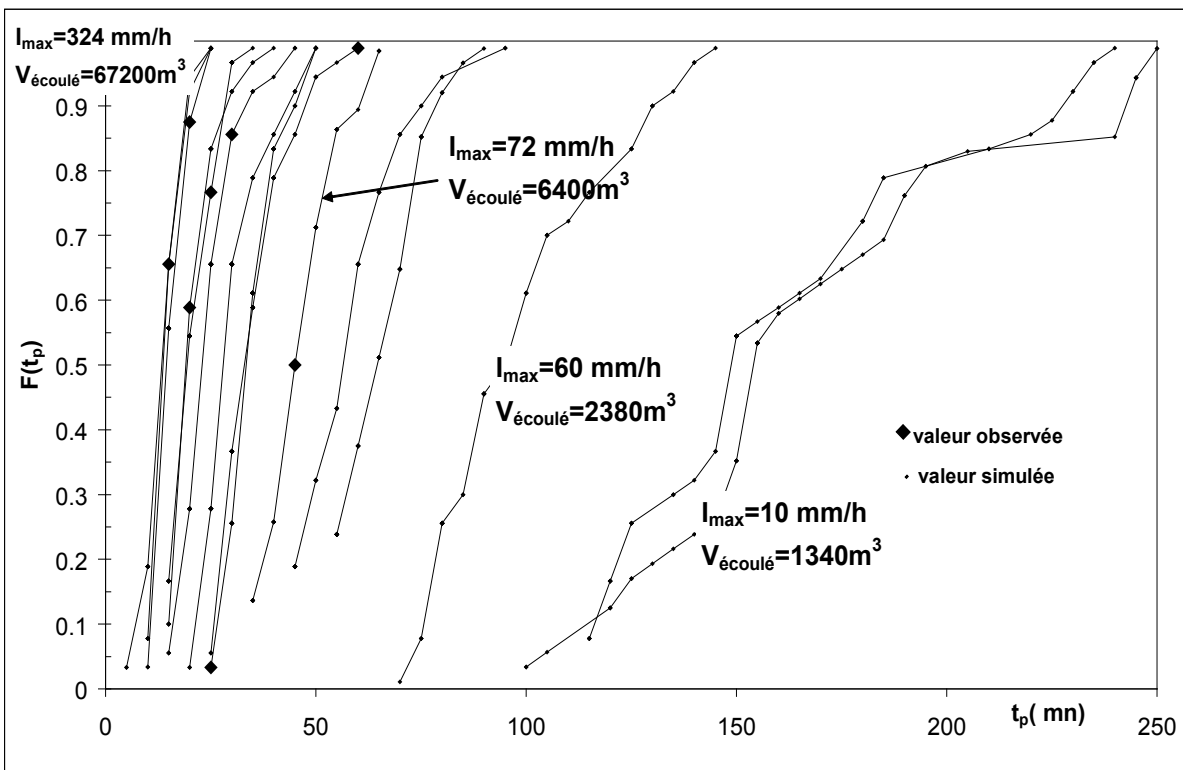


Figure 8b Distributions cumulatives des temps de pointe simulés.  
Cumulative distributions of times to peak.



**Tableau 5 Débits de pointe Qp simulés et classés.**  
**Table 5 Simulated and classed peak discharges.**

Événement	75 %	50 %	25 %	Mode
20/05/1992	25,48	21,83	19,00	20,82
24/05/1992	0,62	0,59	0,51	0,54
14/09/1993	4,75	3,95	3,59	3,72
31/07/1994	13,02	11,35	9,75	10,71
18/09/1994	0,82	0,71	0,64	0,71
08/01/1995	0,10	0,10	0,08	0,08
24/06/1995	1,28	1,035	0,99	1,03
24/08/1995	49,70	39,96	34,24	37,46
04/09/1995	89,09	78,62	63,85	77,83
16/09/1995	0,31	0,30	0,25	0,27
15/08/1996	0,12	0,12	0,09	0,09
09/09/1996	8,02	6,95	6,07	6,57
18/8/1997	0,83	0,71	0,64	0,71
21/9/1997	22,06	19,05	15,90	17,78
05/08/1999	47,85	42,45	40,33	36,57

le nombre limité de simulations, pourrait éventuellement expliquer que certaines observations restent en dehors du domaine simulé.

### 5.3 Exploitation des résultats

L'exploitation se propose d'utiliser l'ensemble des simulations pour relier entre elles des valeurs typiques de l'hydrogramme de ce bassin : le débit de pointe, le temps de base, le débit moyen, le temps de pointe et le volume écoulé. L'objectif est de dégager des relations empiriques caractérisant le comportement du bassin.

Pour l'ensemble des événements (44 simulations x 15 événements) :

- i) sont portés en fonction des temps de pointe correspondants aux débits de pointe de l'hydrogramme simulé (Figure 9a). La figure suggère un comportement moyen représenté par une décroissance non linéaire des débits de pointe quand le temps de pointe augmente;
- ii) la moyenne des débits instantanés, qui intègre le volume de la pluie nette et le temps de base de l'hydrogramme, est calculée pour chaque hydrogramme simulé et chaque événement et donne un débit moyen simulé. Les débits de pointe simulés sont reportés en semi-log (Figure 9b) en fonction de ces débits moyens simulés. Pour l'ensemble des événements, toutes simulations confondues, il apparaît que le nuage de points s'organise selon une fonction de type puissance;

iii) de même, le report des débits de pointe des hydrogrammes simulés en fonction des volumes écoulés conduit à une représentation de type puissance (Figure 9c);

iv) enfin, les temps de base simulés reportés en fonction des débits de pointe simulés peuvent être caractérisés par une fonction puissance décroissante (Figure 9d).

Les résultats des simulations de deux événements du 18-8-97 et du 21-9-97, qui ne font pas partie de l'échantillonnage utilisé pour l'élaboration du modèle, ont été reportés dans les figures 9a à 9d; ils s'intègrent parfaitement dans les nuages de points obtenus, ce qui permet de valider l'approche présentée.

Dans quelle mesure les paramètres de ces modèles comportementaux dépendent-ils des données géomorphologiques ou de la loi de probabilité intensités – durée de pluie nette? La réponse à cette question ne peut être donnée qu'en multipliant les cas traités et en faisant la synthèse.

## 6. CONCLUSIONS

La prédétermination des débits à partir de la pluviométrie est une question à laquelle il est possible de répondre grâce à la méthodologie proposée. Il s'agit de combiner, en entrée, la simulation par la méthode des MCS des hydrogrammes de pluie nette avec un modèle d'hydrogramme unitaire à base de géomorphologie pour obtenir des hydrogrammes simulés en sortie. Les distributions parentes de la durée de la pluie nette et de son intensité sur un intervalle de cinq minutes ont été préalablement identifiées à partir de l'analyse des événements

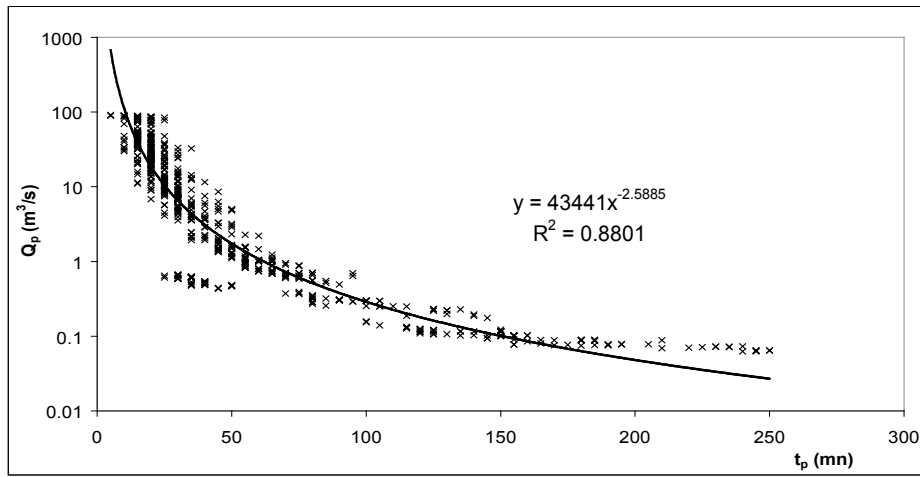


Figure 9a Débit de pointe en fonction du temps de pointe.  
Peak discharge versus the time to peak.

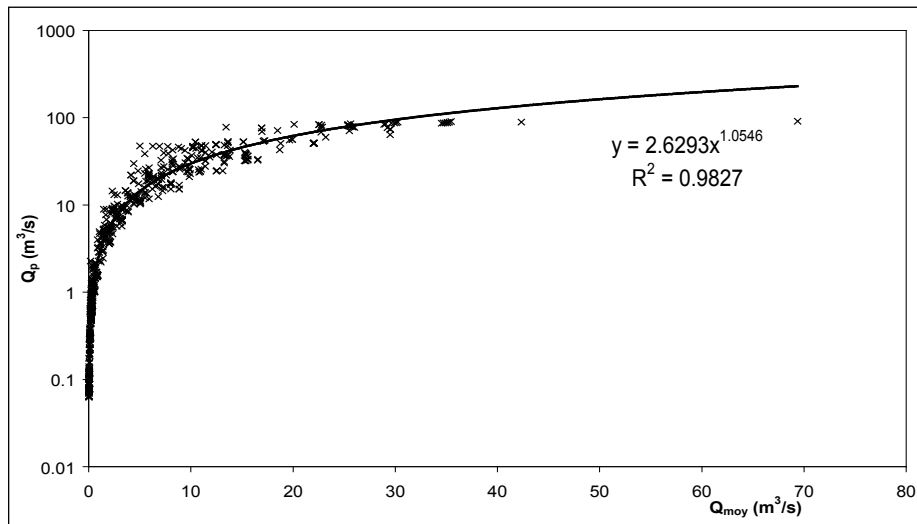


Figure 9b Débit de pointe simulé en fonction du débit moyen simulé.  
Simulated peak discharge versus simulated average discharge.

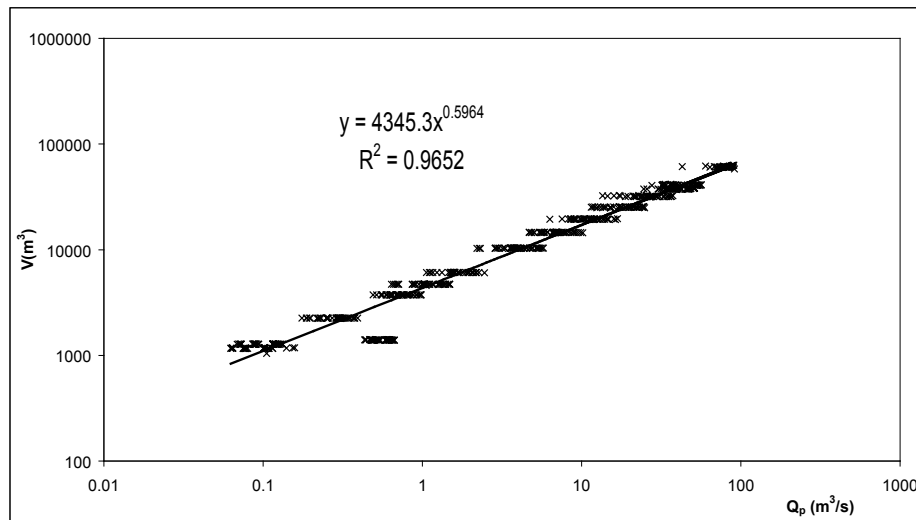


Figure 9c Volume écoulé simulé au temps de base en fonction du débit de pointe simulé.  
Simulated runoff volume versus simulated peak discharge.

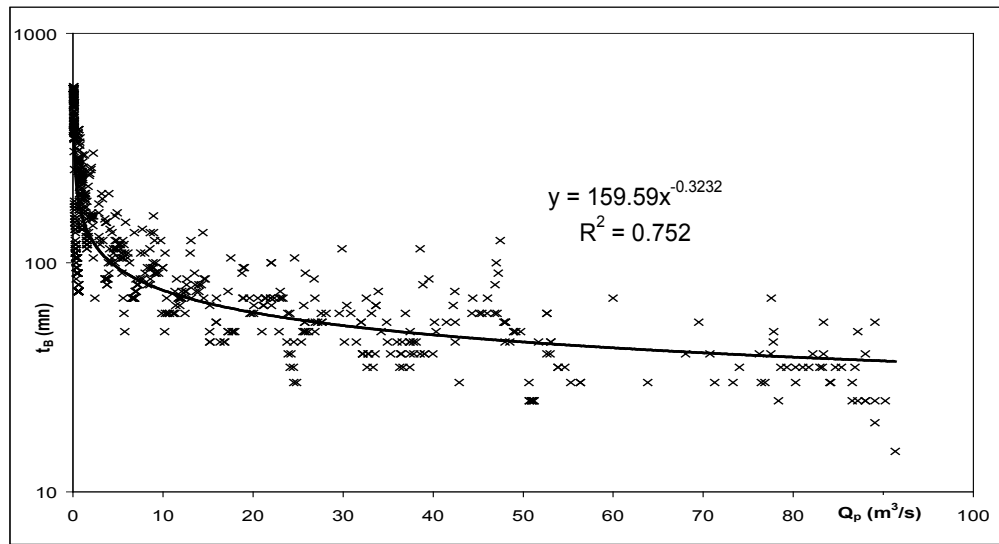


Figure 9d Temps de base en fonction du débit de pointe.  
*Base time versus peak discharge.*

pluie-débit observés. Dans cette démarche, toutes les simulations d'intensités de pluie nette supposent son volume total connu. Ce volume est issu de l'hydrogramme observé.

À la fin des simulations, l'analyse statistique des sorties permet d'apprécier l'étendue de la variabilité de la réponse du bassin aux événements pluvieux et de caractériser les débits et temps de pointe des hydrogrammes pour différents centiles (25 %, 50 %, 75 %, mode).

Pour le petit bassin versant étudié, 44 simulations ont été menées pour 15 événements observés dont 13 ont permis l'identification des distributions parentes, et deux ont servi à la validation de l'approche. L'analyse des hydrogrammes générés a montré une assez faible dispersion des débits de pointe d'une simulation à l'autre, pour un événement donné, tandis que pour les temps de pointe, cette dispersion est plus importante. En outre, les débits et les temps de pointe issus des hydrogrammes générés suivent une distribution asymétrique.

Les développements de cette approche consisteraient à perturber le schéma de génération des intensités de pluie nette, ou alternativement à générer le volume total de la pluie nette selon une distribution parente appropriée ou, éventuellement, à remplacer l'approche d'indice d'infiltration par une approche plus phénoménologique. Ces modifications du schéma de tirage viseraient à étudier la sensibilité des réponses aux schémas de génération de la pluie nette.

L'application à d'autres bassins suppose disponibles les paramètres du modèle hydrologique, en particulier ( $R_A$ ,  $R_B$ ,  $R_L$ ) et ceux des distributions parentes des durées et intensités de pluie nette. Le cas échéant, ces paramètres pourraient faire

l'objet d'une régionalisation sur la base des données climatiques et géomorphologiques.

En effet, l'application à des bassins non jaugés demande un travail préliminaire en vue de déterminer les distributions parentes. La méthodologie suivante pourrait être adoptée et nous espérons l'appliquer et la valider dans un prochain travail. Il est proposé de :

- retenir la loi de Poisson pour les durées de pluie nette et la loi de Pearson III pour les intensités de pluie nette de durée cinq minutes.
- admettre que les coefficients de variation et d'asymétrie de la loi de Pearson III pour la région (Tunisie centrale, Dorsale) sont invariables.
- modéliser la moyenne  $\lambda$  de la loi de Poisson en fonction de la surface  $S$  du bassin. On suppose que plus la superficie augmente, plus la durée de la pluie nette augmente. Un modèle paramétrique du type  $\lambda = \frac{\lambda_1}{\log(\frac{\lambda_2}{S})}$  peut être proposé. Comme première expérience des valeurs de  $\lambda_1 = 50$  minutes et  $\lambda_2 = 10^7$  hectares semblent compatibles avec les résultats du bassin étudié.
- Modéliser la moyenne  $\mu$  de la loi de Pearson III en fonction de la moyenne des intensités maximales de cinq minutes. Le modèle serait  $\mu = \mu_0 g(D_s)$  où  $\mu_0$  la moyenne des intensités maximales de 5 minutes et  $g(D_s)$  une fonction de la dénivelée spécifique du bassin ( $D_s$ ). De plus, en passant de  $D_s$  à un indice d'aptitude au ruissellement ( $0 < G < 1$ ), le modèle proposé est alors  $\mu = \theta_1 G^{\theta_2} \mu_0$  où  $\theta_1 < 1$  et  $\theta_2 > 1$ .  $G$  est certainement lié aux paramètres géomorphologiques.  $\theta_1$

et  $\theta_2$  sont deux paramètres qui interviennent pour traduire l'effet de l'aptitude du bassin à favoriser le ruissellement ou l'augmentation de la moyenne des intensités de la pluie nette. Les valeurs  $\theta_1 = 0,85$  et  $\theta_2 = 3$  semblent cadrer avec ce bassin pour lequel G a été pris égal à 0,75.

- Les nouveaux paramètres du modèle seraient ajustés à l'issue d'une étude des bassins versants jaugés de la région.

## REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier la Direction Générale des Aménagements et de la Conservation des Terres Agricoles et l'Institut de Recherche et Développement en Tunisie (I.R.D.) pour leur assistance, les réviseurs anonymes pour leurs questionnements qui ont contribué à l'approfondissement de certains aspects de la rédaction et Rachid Ababou pour ses conseils.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ALBERGEL J., 1996. *Annuaire hydrologiques 1996* CES/IRD(ORSTOM).

ALBERGEL J., NASRI S. et J.M. LAMACHERE, 2004. HYDROMED : programme de recherche sur les lacs collinaires dans les zones semi-arides du pourtour méditerranéen. *Rev. Sci. Eau*, 17, 133-151.

ALBERGEL J. et N. REJEB, 1997. Les lacs collinaires en Tunisie : Enjeux, contraintes et perspectives. *CR. Acad. Agric. France*, 77-88. Séance du 19 mars 1997. Note présentée par J. ALBERGEL, Discussion, 101-104.

ARNAUD P. et J. LAVABRE, 2002. Coupled rainfall and discharge model for flood frequency estimation. *Water Resour. Res.*, 38, 1075.

BEVEN K.J., 2001. Rainfall-Runoff Modelling. THE PRIMER JOHN WILEY & SONS, LTD (Éditeurs) (à compléter).

BLAZKOVA S. et K. BEVEN, 2002. Flood frequency estimation by continuous simulation for a catchment treated as ungauged (with uncertainty). *Water Resour. Res.*, 38, (8), 1139.

BOBÉE B. et F. ASHKAR, 1991. The Gamma family and derived distributions applied in hydrology. *Water Resour. Pub.*, Littleton, Colorado. (à compléter pp)

CHRISTIAENS K. et J. FEYEN, 2002. Use of sensitivity and uncertainty measures in distributed hydrological modelling with an application to the MIKE SHE model. *Water Resour. Res.*, 38, 1169.

COSANDEY C., 1990. L'origine des crues dans les bassins versants élémentaires. *Ann. Geogr.*, 556-XCIX<sup>e</sup> année-novembre-décembre 1990.

CUDENNEC C, SARRAZA M. et S. NASRI, 2004. Modélisation robuste de l'impact agrégé de retenues collinaires sur l'hydrologie de surface. *Rev. Sci. Eau*, 17, 181-194.

EAGLESON P. S. , 1970. Dynamics hydrology. *EGU Reprint Ser.*, 2, 2003.

EAGLESON P.S., 1972. Dynamics of flood frequency, hillslope. *Water Resour. Res.*, 8 , 878-898.

EL FETEH., 1997. Suivi d'un lac collinaire dans le semi-aride tunisien. Projet de fin d'études, École Nationale d'ingénieurs de Tunis, Université de Tunis El Manar, Tunis, 107 p.

FRANCHINI M. et P.E. O'CONNELL, 1996. An analysis of the dynamic component of the geomorphologic instantaneous unit hydrograph. *J. Hydrol.*, 175, 407-428.

FRANCHINI M., WENDLING J., OBLED C. et E. TODINI, 1996. Physical interpretation and sensitivity analysis of the TOPMODEL. *J. Hydrol.*, 175, 293-338.

FREEZE R.A., 1980. A stochastic-conceptual analysis of rainfall-runoff processes on a hillslope. *Water Resour. Res.*, 16, 391-408.

GOTTSCHALK L. et R. WEINGARTNER, 1998. Distribution of peak flow derived from a distribution of rainfall volume and runoff coefficient, and unit hydrograph. *J. Hydrol.* 208, 148-162.

GUPTA V.K., WAYMIRE E. et C.T. WANG, 1980. Representation of an instantaneous unit hydrograph from geomorphology. *Water Resour. Res.*, 16, 855-862.

HALL M.J, ZAKI A.F. et M.M.A. SHAHIN, 2001. Regional analysis using the geomorphoclimatic instantaneous unit hydrograph. *Hydrol. Earth System Sci.*, 5, 93-102.

HYFRAN, 2002, version 1.1. INRS-ETE, Chaire en hydrologie statistique CRRNSG/Hydro-Québec/Alcan. *Water Resour. Pub.*, LLC. (à compléter, pages)

- JAMES A.L. et C.M. OLDENBURG, 1997. Linear and Monte Carlo uncertainty analysis for subsurface contaminant transport simulation. *Water Resour. Res.*, 33, 2495-2508.
- KRAJEWSKI W.F., LAKSHMI V. et K.P. GEORGAKAKOS, 1991. A Monte Carlo study of rainfall sampling effect on distributed catchments model. *Water Resour. Res.*, 27, 119-128.
- MORGAN M.G. et M. HENRION, 1990. Uncertainty, a guide to dealing with uncertainty in qualitative risk and policy analysis, CAMBRIDGE UNIVERSITY PRESS, New York.
- NASRI S., LAMACHERE J.-M. et J. ALBERGEL, 2004. Impact des banquettes sur le ruissellement d'un petit bassin versant. *Rev. Sci. Eau*, 17, 265-289.
- NOWICKA B. et U. SOCZYNSKA, 1989. Application of GIUH and dimensionless hydrograph models in ungauged basins. Dans : FRIENDS in Hydrology, L. ROALD, K. NORDSETH AND K.A. HASSEL (Éditeurs). Proceedings Bolkesjø Symposium. *IAHS Pub.*, 187, 197-203.
- ONIBON H., 1997. Analyse statistique de l'envasement des lacs collinaires à partir des caractéristiques géomorphologiques. Mémoire de DEA, École Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Univ. Tunis El Manar.
- RAMIREZ J.A., 2000. Prediction and modeling of flood hydrology and hydraulics. Dans : Inland Floods Hazards: Human, Riparian and Aquatics communities. ELLEN WOHL (Éditeur). Cambridge University Press, Chapitre 11.
- REJEB M., 1996. Contribution à l'étude de l'érosion et de l'envasement de la retenue collinaire dans le bassin versant de Saddine1 à l'aide du SIG. Mémoire de maîtrise, Louvain-la-Neuve, 173p.
- RODRIGUEZ-ITURBE I., GONZALEZ-SANABRIA M. et R.L. BRASS, 1982. A geomorphoclimatic theory of instantaneous unit hydrograph. *Water Resour. Res.*, 18, 877-886.
- RODRIGUEZ-ITURBE I. et J.B. VALDES, 1979. The geomorphologic structure of hydrologic response. *Water Resour. Res.*, 15, 1409-1420.
- ROSSO R., 1984. Nash model relation to Horton order ratios. *Water Resour. Res.*, 20, 914-920.
- SIEGEL S. et N.J. Castellan Jr. (1988). Nonparametric statistics for the behavioral sciences (2<sup>e</sup> édition). McGraw-Hill, New York.
- SNELL J.D. et M. SIVAPALAN, 1994. On geomorphological dispersion in natural catchments and the geomorphological unit hydrograph. *Water Resour. Res.*, 30, 2311-2323.
- VALDES J.B., Y. FIALLO et I. RODRIGUEZ-ITURBE, 1979. A rainfall-runoff analysis of the geomorphologic IUH, *Water Resour. Res.*, 15, 1409-14520.
- WOLTEMADE C. et W.K. POTTER, 1994. A watershed modelling analysis of fluvial geomorphologic influences on flood peak attenuation. *Water Resour. Res.*, 30, 1933-1942.