

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Statistique des extremes dans les bassins fiablement jaugés.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 7-0001-15

APA Citation (APA توثيق):

Attalah, Mohamed El Bachir (2015). Statistique des extremes dans les bassins fiablement jaugés[Thèse de magister, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتأمين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مبداعات، مقالات، الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE

ARBAOUI ABDELLAH

N° d'ordre :

Série :

MEMOIRE DE MAGISTER

OPTION : GENIE DE L'EAU

Présenté par :

ATTALAH Mohamed ElBachir

Thème

**Statistique des extrêmes dans les bassins faiblement jaugés : application
d'un modèle global pluie-débit à quatre bassins versants en région Ouest de
l'Algérie**

Devant le jury composé de :

Présidente	: Mme B. TOUAIBIA	Professeur	E.N.S.H de Blida
Directeur de Thèse	: Mr M. MEDDI	Professeur	E.N.S.H de Blida
Examineur	: Mr B. SALAH	Professeur	E.N.S.H de Blida
Examineur	: Mr M. BESSENESE	Professeur	Université de Blida

Soutenu à l'E.N.S.H, le 14 / 04 / 2015

Dédicace :

*Ce travail est dédié à **Mes parents**, qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études. Sans eux, je n'aurais certainement pas fait des études. Ce travail représente donc l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'ils m'ont prodigués tout au long de ma scolarité. Qu'ils en soient remerciés par cette modeste dédicace.*

***Mon père** merci pour ton amour, ton aide, tes conseils et ton soutien, que dieu te gardera à nos cotés*

***Maman**, voici ma thèse de magistère comme tu l'as toujours aimé*

***Maman**, dans une peine immense, tu nous laisses*

Nous voici plongé dans un océan de détresse

A ton absence, désormais, nous devons nous habituer

Sans t'avoir à nos cotés

***Mère**, c'est vrai que tu n'es plus là!*

Mais tu resteras à jamais vivante dans nos cœurs

Pour toujours, ton souvenir nous le garderons

Repose en paix, toi la sereine qui nous as tant donnés,

*Je t'aime **YAMA***

ATTALAH Mohamed ElBachir

Remerciements

Avant tout, je remercie **DIEU** qui a illuminé mon chemin, qui m'a armé de courage pour achever mes études et qui m'a fourni le courage, la capacité et la patience pour réaliser ce modeste travail avec toutes ses difficultés et ses obstacles.

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas le bon Dieu »

Je voudrais remercier spécialement mon encadreur Monsieur Mohamed MEDDI, Professeur à l'ENSH, pour avoir assuré de manière agréable le suivi continu de mon travail et pour m'avoir fait profiter de son expérience, ses compétences scientifiques, ses conseils, sa disponibilité et sa qualité humaine ont permis l'aboutissement de ce travail et sa réalisation dans un climat très favorable.

Je souhaite de même remercier tout spécialement Monsieur Mohamed Said BENHAFID, Directeur de l'ENSH pour m'avoir permis d'étudier dans d'excellentes conditions.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard mon PDG, Monsieur Cherif GRIRA , Président Directeur Général de COSIDER Travaux Publics, pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

Je remercie la société COSIDER Travaux Publics d'avoir aidé et mon permis de continuer mes études. Je tiens à remercier plus spécifiquement au sein de la Division des Travaux Barrages, Monsieur Nabil BENHAMOUD, le directeur de la division, qui m'ont permis, par la complémentarité de leur confiance, de son aide ainsi que leur personnalité, de finaliser ce travail dans un climat très agréable. Mais aussi Mon frère Réda ARBID pour leur aide et leurs conseils toujours pertinents. Merci également à Slimane, Mme BELLOUTI, Leila, Mr Akaouar, Mohamed, Taher, Amin, Zakaria, Nadia, Djamilia, et toute l'équipe de la DTB pour leurs professionnalismes et leurs encouragements.

J'exprime toute ma gratitude à Madame Bénina TOUAIBIA, professeur à l'ENSH pour l'honneur qu'elle m'a fait en acceptant de présider mon jury de soutenance, j'en suis honoré.

Mon respect s'adresse aux membres de jury : Monsieur Boualem SALAH professeur à l'ENSH et Monsieur Mohamed BESSENESE professeur à l'Université de Blida. Pour leurs temps consacré d'apprécier ce travail.

Je remercie également Monsieur Ayoub ZEROUAL pour leur aide pour la finalisation de cette étude.

Je m'astreins à un devoir de reconnaissance à l'égard de tous les enseignants de l'E.N.S.H et particulièrement ceux et celles qui ont contribué à ma formation.

Je n'oublie pas non plus tous les membres de ma famille qui m'ont toujours encouragé. Je pense à Ma grande mère, Zohir , Mes sœurs : Ikarm, Asma et Hadia, Aissa, Karima, Mes tantes : Rachida et Djamila , Abdenour, Khali Nessrdine...etc.

Je remercie toutes les personnes qui m'ont permis d'aller au bout de ce travail et je présente mes excuses à toutes celles que je pourrais oublier de citer dans ces quelques lignes.

ATTALAH Mohamed ElBachir

ملخص :

النماذج الهيدرولوجية أصبحت وسيلة أساسية لدعم القرارات المتخذة من أجل إدارة جيدة للموارد المائية، وخاصة في ظل وجود السيناريوهات المتعلقة بتغير المناخ. هناك العديد من المجموعات مثل: النماذج الفيزيائية، والنماذج التركيبية والنماذج العشوائية. توفر سلسلة من المعطيات الملاحظة في عين المكان من معدلات هطول الأمطار وتدفق المياه ضروري من أجل تحضير النموذج.

سوف نستخدم النموذج *(Probability Distributed Model)* PDM المطور من طرف Moore (1985). هذا النموذج هو جزء من المجموعة الثالثة من النماذج المذكورة أعلاه. وهي تحتاج إلى معرفة منطقة تجمع المياه باعتبارها الخاصية الفيزيائية الوحيدة.

هذا النموذج تم تطبيقه من قبل العديد من الباحثين مثل: Borga وآخرون (1997) و Degre وآخرون .. (2008).

الغرض من هذه الدراسة هو التحقق من فعالية النموذج *(Probability Distributed Model)* PDM في أربعة تجمعات مائية في المنطقة الشمالية الغربية للجزائر. وسوف نثير نقاش لتحديد التردد المنخفض من احتمالات حدوث تدفق الاودية من أجل المشاريع.

الكلمات الجوهرية : منطقة شمال غرب الجزائر, تدفق الاودية من أجل المشاريع, العلاقة المطر و التدفق, التجمعات المائية ضعيفة القياس, السيول.

Résume :

La modélisation hydrologique est devenue un moyen incontournable pour l'aide à la décision en matière de bonne gestion des ressources en eaux, notamment en présence de scénario de changements climatiques. Il existe de nombreux moyens tels que : la modélisation physique, la modélisation conceptuelle et la modélisation stochastique. Pour réaliser une bonne modélisation, des séries de données observées de pluies et de débits sont nécessaires.

Nous allons utiliser le modèles PDM *(Probability Distributed Model)* proposé par Moore (1985). Ce modèle fait partie du troisième groupe de modèles cites plus haut. Il lui faut la connaissance de la superficie du bassin versant comme étant la seule caractéristique physique. Son principe suggère que l'hydrogramme de crue résultant d'un épisode pluvieux est une représentation de la fonction de probabilité du temps de concentration sur le bassin versant.

Il a été appliqué par de nombreux chercheurs tels que : Borga et al.(1997) et Degre et al. (2008).

Le but de la présente étude est de valider le modèle PDM dans quatre bassins versants dans la région Nord-Ouest de L'Algérie. Il sera question de déterminer des débits de projets de faible fréquence d'occurrence. Nous allons également voir si le code RS-PDM© sera capable de simuler les débits chronologiques en vue de l'ajustement d'une loi des extrêmes sur les débits maxima annuels pour

la prévision des crues de période de retour de 20 ans ou plus pour un bassin versant faiblement jaugé.

Mots-Clés : Région Nord-Ouest de l'Algérie, Débits de projet, Modèle pluie-débit, RS-PDM©, Bassin faiblement jaugé, Extrêmes.

Abstract:

Hydrological modeling has become an essential means for decision support for good management of water resources, especially in the presence of climate change scenario. There are many ways such as: physical modeling, conceptual modeling and stochastic modeling. To achieve good modeling, observed data series of rainfall and flow rates are required.

We will use the PDM models (Probability Distributed Model) offers by Moore (1985). This model is part of the third group of models cited above. It needs the knowledge of the catchment area as the only physical characteristic. The principle suggests that the flood hydrograph resulting from a rainfall event is a representation of the concentration time probability function on the catchment.

It has been applied by many researchers such as: Borga and al (1997) and Degree and al.. (2008).

The object of this study is to validate the PDM model in four catchments in the North-West region of Algeria. Topics will determine low frequency of occurrence projects rates. We will also even if the RS-PDM © code will be able to simulate the flow time for the adjustment of a statute on the annual extreme maximum flows for forecasting flood return period of 20 years or more, for a catchment with the poorly gauged.

Keywords : North-West Region of Algeria, project flows, rainfall-runoff model, RS-PDM©, poorly gauged catchment area, extremes.

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Critères de classification du modèle en global ou distribué (Singh, 1995).....	10
Tableau II.1: Station pluviométrique pour le bassin versant d'Oued Mekerra moyen.....	28
Tableau II.2: Station pluviométrique pour le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés).....	28
Tableau II.3: Station pluviométrique pour le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser).....	28
Tableau II.4: Station pluviométrique pour le bassin versant d'Oued Tafna bas.	29
Tableau II.5: Station hydrométrique pour le bassin versant d'Oued Mekerra moyen.....	30
Tableau II.6: Station hydrométrique pour le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés).....	31
Tableau II.7: Station hydrométrique pour le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser).....	32
Tableau II.8: Station hydrométrique pour le bassin versant d'Oued Tafna bas.	34
Tableau IV.1: Analyse des événements Bassin N°11-02.....	49
Tableau IV.2 : Critères de Nash des calages et validations sur le bassin versant 11-02.....	50
Tableau IV.3: Analyse des événements Bassin N°11-03.....	51
Tableau IV.4 : Critères de Nash des calages et validations sur le bassin versant 11-03.....	51
Tableau IV.5: Analyse des événements Bassin N°16-07.....	52
Tableau IV.6 : Critères de Nash des calages et validations sur le bassin versant 16-07.....	53
Tableau IV.7: Analyse des événements Bassin N°16-08.....	54
Tableau IV.8 : Critères de Nash des calages et validations sur le bassin versant 16-08.....	55
Tableau IV.9 : Paramètres par défaut lors de commencement de la simulation.....	56
Tableau IV.10 : Evolution des paramètres lors de la simulation (Bassin 11-02).....	56
Tableau IV.11 : Evolution des paramètres lors de la simulation (Bassin 11-03).....	56
Tableau IV.12 : Evolution des paramètres lors de la simulation (Bassin 16-07).....	57
Tableau IV.13 : Evolution des paramètres lors de la simulation (Bassin 16-08).....	57
Tableau IV.14: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Bassin 11-02).....	59
Tableau IV.15: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (simulation Bassin 11-02).....	60
Tableau IV.16: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Bassin 11-03).....	61
Tableau IV.17: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (simulation Bassin 11-03).....	62
Tableau IV.18: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Bassin 16-07).....	63
Tableau IV.19: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel(Simulation Bassin 16-07).....	64
Tableau IV.20: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Bassin 16-08).....	65
Tableau IV.21: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (simulation Bassin 16-08).....	66
Tableau IV.22 : Récapitulatif des résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel des débits extrêmes observés et simulés pour différents bassins.....	67

Liste des figures

Figure I.1 : Modélisation du bassin versant et des processus d'écoulement.....	2
Figure I.2 : Typologie possible des modèles hydrologiques	3
Figure I.3 : Exemples de modèle conceptuel: à réservoir (a), par plans (b).....	6
Figure I.4 : Distorsion d'un modèle à base physique. Les n paramètres réels ne peuvent tous être pris en compte. Il reste certains processus inconnus qui ne permettent pas une simulation coïncidant avec la réalité. Si le modèle est calé, une erreur ϵ qui contient l'information sur les paramètres non pris en compte permet de corriger la simulation. Dans ce cas, les paramètres des modèles n'ont plus un sens physique exact.....	8
Figure I.5 : Procédure générale.....	12
Figure II.1: Bassin versant d'Oued Mekerra moyen	19
Figure II.2: Profil en long du cours d'eau principal d'Oued Mekerra moyen	20
Figure II.3: Bassin versant d'Oued Mekerra bas	20
Figure II.4: Profil en long du cours d'eau principal d'Oued Mekerra bas	21
Figure II.5: Bassin versant d'Oued Bensekran.....	21
Figure II.6: Profil en long du cours d'eau principal d'Oued Bensekran	22
Figure II.7: Bassin versant d'Oued Tafna bas.....	22
Figure II.8: Profil en long du cours d'eau principal d'Oued Tafna bas	23
Figure II.9: Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Mekerra moyen.	25
Figure II.10: Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés).....	25
Figure II.11 : Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Bensekran (Isser).....	26
Figure II.12 : Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Tafna bas.	26
Figure II.13 : L'emplacement des stations pluviométriques (Extrait de la carte des bassins versants ANRH).....	27
Figure II.14 : L'emplacement des stations hydrométriques (Extrait de la carte des bassins versants ANRH)..	29
Figure II.15 : Variations interannuelles des débits.....	30
Figure II.16 : Variations interannuelles des débits.....	32
Figure II.17 : Variations interannuelles des débits.....	33
Figure II.18 : Variations interannuelles des débits.....	34
Figure III.1 : Le modèle pluie-débit « PDM »	37
Figure III.2 : Définition de diagramme de probabilité-distribution de capacité de stockage (R.J.Moore, 2007).....	39
Figure III.3 : La courbe pour calculer l'humidité de sol, la capacité critique et le ruissèlement direct à partir de la fonction de distribution de la capacité de stockage selon le « PDM ».	42
Figure IV.1: Interface de travail du Logiciel RS-PDM (Info Works TM RS-PDM).	45
Figure IV.2: Fichier des précipitations journalières à l'entrée du modèle	46
Figure IV.3: Fichier des débits journaliers à l'entrée du modèle	47
Figure IV.4: Coin de la surface dans l'interface du PDM.....	47
Figure IV.5 : l'ajustement avec loi de Gumbel des débits extrêmes observés	60
Figure IV.6 : l'ajustement avec loi de Gumbel des débits extrêmes simulés	61
Figure IV.7 : l'ajustement avec loi de Gumbel des débits extrêmes observés	62
Figure IV.8 : l'ajustement avec loi de Gumbel des débits extrêmes simulés	63
Figure IV.9 : l'ajustement avec loi de Gumbel des débits extrêmes observés	64
Figure IV.10 : l'ajustement avec loi de Gumbel des débits extrêmes simulés	65
Figure IV.11 : l'ajustement avec loi de Gumbel des débits extrêmes observés	66
Figure IV.12 : l'ajustement avec loi de Gumbel des débits extrêmes simulés	67

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Généralités sur la Modélisation Hydrologique

Introduction	1
I.1 Définitions et typologies des modèles :	1
I.1.1 Définitions :	1
I.1.2. Typologie des modèles :	2
I.1.2.1 : Modèles physiques, modèles mathématiques :	3
□ Les modèles physiques	3
□ Les modèles mathématiques	4
I.1.2.2 Modèles déterministes, modèles stochastiques :	4
□ Modèles déterministes	4
□ Les modèles stochastiques	4
I.1.2.3 Modèles empiriques, statistiques, conceptuels, à base physique :	4
a) Modèles empiriques	5
b) Modèles statistiques	5
c) Modèles conceptuels	6
d) Modèles à base physique	7
I.1.2.4 Modèles continus, modèles événementiels :	8
I.1.2.5 Modèles globaux, modèles discrétisés (ou distribués) :	9
□ Les modèles globaux	9
□ Les modèles discrétisés (ou distribués)	9
I.1.2.6 Modèles linéaires, modèles non-linéaires :	10
□ Les modèles linéaires	10
□ Les modèles non-linéaires	11
I.1.2.7 Modèles stationnaires, modèles non-stationnaires :	11
□ Les modèles stationnaires	11
□ Les modèles non-stationnaires	11
I.2 Mise en œuvre des modèles hydrologiques :	12
I.2.1 Calage des paramètres (ou calibration du modèle) :	12
I.2.1.1 Choix des événements de calage :	13
I.2.1.2 Estimation des paramètres :	13
I.2.1.3 Fonction d'erreur :	14
I.2.1.4 Algorithme d'optimisation :	14
I.2.2 Validation du modèle :	15
I.2.3 Exploitation et interprétation :	16

Conclusions	16
-------------------	----

Chapitre II : Présentation des Zones d'étude

Introduction :	17
II.1 Caractéristiques générales des zones d'étude :	17
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen:	17
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés):	17
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser):	17
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Tafna bas :	17
II.2 Caractéristiques physiques des zones d'étude :	18
II.2.1 Caractéristiques Géométriques :	18
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen:	18
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés):	18
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser):	18
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Tafna bas :	18
II.2.2 Caractéristiques Topographiques :	19
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen:	19
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés):	20
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser):	21
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Tafna bas :	22
II.2.3 Caractéristiques Hydro morphologiques :	23
1-Indice de forme :	23
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen:	24
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés):	24
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser):	24
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Tafna bas :	24
2-Coefficient d'allongement :	24
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen :	24
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés) :	24
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser) :	24
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Tafna bas :	24
II.2.4 Caractéristiques hydrographiques	25
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen:	25
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés):	25
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser):	26
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Tafna bas:	26
II. 3 Caractéristiques climatiques du bassin versant :	27
I.1.3.1 La pluviométrie:	27
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen:	28
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés):	28
<input type="checkbox"/> Le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser):	28

□ Le bassin versant d'Oued Tafna bas :	29
I.1.3.1 Les écoulements:	29
□ Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen:	29
□ Le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés):	31
□ Le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser):	32
□ Le bassin versant d'Oued Tafna bas :	33
Conclusion :	35

Chapitre III Présentation du Modèle Global « PDM »

Introduction	36
III.2 Description du modèle PDM :	36
III.2.1 Description physique de modèle pluie-débit PDM.....	37
III.2.2 Description mathématique de modèle pluie-débit PDM :	39
Conclusion.....	43

Chapitre IV : Modélisation de la Relation Pluie-débit et Statistique des Extrêmes pour les Régions d'étude

Introduction	44
IV.1 PRESENTATION DU LOGICIEL Inforwoks™ RS-PDM® :	45
IV.1.1 Les Entrées du logiciel :	46
□ Les chroniques de précipitation journalière (mm)	46
□ Les chroniques de débit journalier (m3/s)	46
□ La superficie du sous bassin en Kilomètres carrés	47
IV.2 METHODE DE TRAVAIL :	48
IV.3 MODELISATION DU COMPORTEMENT PLUIE-DEBIT DES BASSINS VERSANTS :	49
IV.3.1 Bassin d'Oued Mekerra moyen :	49
IV.3.1.1 Résultats :	50
IV.3.1.2 Performances des résultats de la modélisation :	50
IV.3.2 Bassin de la plaine de Sidi Bel Abbés :	51
IV.3.2.1 Résultats :	51
IV.3.2.2 Performances des résultats de la modélisation :	51
IV.3.3 Bassin d'Oued Bensekran	52
IV.3.3.1 Résultats :	52
IV.3.3.2 Performances des résultats de la modélisation :	53
IV.3.4 Bassin de la Tafna bas :	54
IV.3.4.1 Résultats :	54
IV.3.4.2 Performances des résultats de la modélisation :	54
IV.4 CRITIQUE D'EVOLUTION DES PARAMETRES DE MODELISATION :	55
IV.5 ETUDE DES DEBITS EXTREMES :	58
IV.5.1 Bassin d'Oued Mekerra moyen :	59
IV.5.2 Bassin de la plaine de Sidi Bel Abbés.....	61

IV.5.3 Bassin d'Oued Bensekran :	63
IV.5.4 Bassin de la Tafna bas :	65
IV.6. INTERPRETATION ET DISCUSSION	68
CONCLUSION	69

CONCLUSION GENERALE

Références bibliographiques

ANNEXES

INTRODUCTION GENERALE

Depuis la nuit des temps, les civilisations ont prospéré dans les plaines inondables, tirant partie des bienfaits qu'apportent les crues. Cela étant, les inondations frappent dramatiquement des millions de personnes aux quatre coins du monde

En dépit des avantages considérables sur le plan écologique et économique, les crues demeurent la catastrophe naturelle la plus dévastatrice en nombre de victimes et portent atteinte au développement durable, ce qui est particulièrement le cas de l'Algérie.

Partant de ce constat, les Autorités Publiques Algériennes réagissent. Cette volonté s'est manifestée au plan institutionnel, par la mise en place d'une stratégie nationale de lutte contre les inondations à l'horizon 2030 munie d'un système d'alerte et d'un plan de gestion pour protéger nos villes des crues, auxquelles sont exposées toutes les régions du pays.

Et toujours dans le même contexte la science de l'Hydrologie veut intervenir par ces chercheurs pour trouver des astuces de prévention et de lutte contre les crues, ce qui permettra de mieux gérer ce phénomène.

La modélisation hydrologique du comportement Pluie-Débit des bassins versants représente une solution assez robuste pour résoudre ce délicat problème spécifique surtout aux bassins faiblement jaugés.

Lorsque l'on parle des bassins faiblement jaugés, vient à l'esprit les bassins versants des pays en voie de développement, dont les moyens d'observation et les études hydrologiques sont limités.

Toutefois, la problématique des bassins non jaugés est loin d'être spécifique à ce contexte. Même dans un pays aussi développé que la France, il arrive que des bassins versants se retrouvent dans une situation similaire (Oki, 2002).

Dans ce cadre bien précis on présente ce travail qui traite la statistique des extrêmes dans les bassins faiblement jaugés par l'application d'un modèle global Pluie-Débit à quatre bassins en région Ouest de l'Algérie.

Notre étude est structurée comme suit :

Après avoir présenté les principes de modélisation hydrologique et la présentation des types de modèles utilisés dans ce domaine, nous passons à la deuxième partie qui est la présentation des zones d'étude.

On consacrerait un chapitre pour présenter le modèle PDM (Probability Distributed Model) proposé par Moore (1985) qui va être utilisé pour la simulation des écoulements de ces régions.

Et nous allons finaliser notre travail par l'application du modèle à la simulation du comportement Pluie-Débit et faire une statistique des extrêmes en comparant les résultats des données réelles et simulées.

Chapitre I :

Généralités sur la Modélisation Hydrologique

Introduction

L'objet du présent chapitre est d'exposer les principes de la modélisation hydrologique et la présentation des types de modèle utilisés dans ce domaine. Les réponses à des questions liées à l'eau et à son comportement est le but des sciences hydrologiques.

La recherche en hydrologie a pour but d'améliorer la connaissance du système hydrique de la petite échelle (par exemple l'analyse de la variation de la conductivité hydraulique en fonction du taux de saturation) à l'échelle planétaire (par exemple l'analyses du bilan hydrologique et du processus de désertification). La recherche sur les crues catastrophiques, l'étude des modifications du bassin versant et la pollution des nappes et des cours d'eau sont autant d'exemples de domaines de recherche hydrologique actuels et sensibles. Sous leur aspect opérationnel, les résultats de ces analyses servent par exemple à l'aménagement des cours d'eau, à déterminer des plaines inondables, à calculer des réseaux de drainage ou des installations d'irrigation.

Cette nécessité de recherche est confrontée aux multiples complexités du milieu naturel force de constater que certains phénomènes identifiés (les crues, la saturation des sols, l'augmentation de la salinité des nappes etc.) sont souvent difficilement explicables. Cet aspect devient crucial lorsqu'il s'agit de déterminer l'état du système soumis à des contraintes nouvelles non encore observées. Toute tentative d'extrapolation des observations doit ainsi se conjuguer avec des hypothèses et des simplifications dans le but de représenter le bassin versant et son comportement sous une forme interprétable.

Les hypothèses et simplifications doivent être en rapport avec les processus à considérer, les objectifs de l'étude et les possibilités d'identifier les paramètres pertinents. Ceci implique qu'il existe plusieurs types de méthode qui toutes font intervenir la notion de modèle. Le choix de l'un d'entre eux repose ainsi sur la connaissance de toutes les gammes de modèle et sur leurs critères de sélection. Dans ce but, une typologie des modèles permet d'obtenir une vision synthétique de ce type d'outil.

I.1 Définitions et typologies des modèles :

I.1.1 Définitions :

Un modèle est une simplification schématique d'un système physique complexe, réalisée dans le but de mieux l'étudier ou d'analyser l'influence qu'il exerce. La simplification peut être mathématique ou physique; pour le premier cas, le modèle est le résultat d'expressions analytiques de la complexité observée ou supposée et se présente généralement sous la forme d'un ensemble d'équations. Dans le second cas, le modèle est une maquette reproduite à une échelle adéquate.

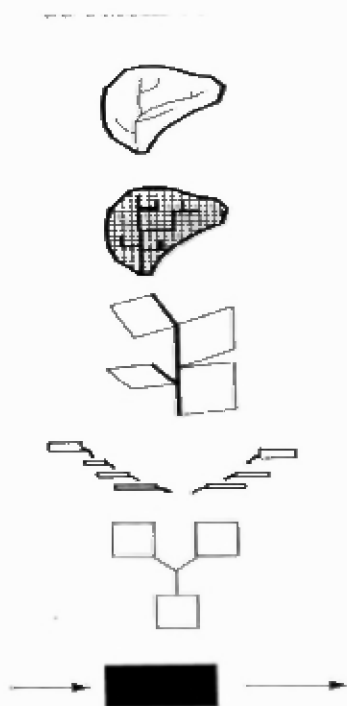
Il y'a deux niveaux de modélisation: la modélisation des processus physiques et la modélisation de la géométrie du bassin versant, comme le montre la figure 1.1.

Un modèle est caractérisé par 5 éléments constitutifs : la géométrie du système (bassin versant), les entrées dans le système, les lois de formalisation des processus, l'état initial et les conditions aux limites du système et enfin les sorties.

Notons enfin qu'un abus de langage associe le terme de modèle au logiciel informatique qui met en œuvre plusieurs modèles de comportements hydrologiques.

Par exemple, le modèle HEC-1 est en fait un logiciel commercial qui fait appel à différents modèles hydrologiques d'infiltration, de transfert, de routage etc. Cette expression risque de transparaître dans la suite du texte mais sans apporter de difficulté de compréhension (Musy. 1998).

Simplifications de la géométrie du bassin versant



Simplifications des équations

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} + \nabla(\bar{v}h) &= q \\ \frac{1}{g} \frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \frac{\bar{v}}{g} \nabla(\bar{v}) + \nabla(\bar{h}) &= S_o - S_f \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} + \nabla(\bar{v}h) &= q \\ v &= C\sqrt{S_o h} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} I - O &= \Delta S \\ O &= kS^x \end{aligned} \right\}$$

$$O = f(A, h, t, \dots)$$

Figure. I.1 : Modélisation du bassin versant et des processus d'écoulement. (Musy. 1998)

I.1.2. Typologie des modèles :

Il est clair qu'il peut exister de nombreux types de modèle, et de nombreux modèles pour chacun de ces types. Afin d'aider à déterminer des critères de choix du modèle approprié, une classification est nécessaire.

Plusieurs auteurs ont proposé une classification des modèles hydrologiques (Singh, 1995 ; Ambroise, 1999). A titre d'exemple, Refsgaard et Storm (1996) classent les modèles hydrologiques en trois catégories : les modèles empiriques, les modèles conceptuels et les modèles distribués à base physique. D'après Refsgaard (1997), les modèles hydrologiques peuvent être classés selon la description des processus physiques en tant que conceptuel

ou physique et selon la description spatiale des processus au niveau du bassin versant en tant que globaux ou distribués. En raison de l'ambiguïté de certains critères (notion de conceptuel ou de physique) une certaine confusion règne encore sur l'appartenance de tel ou tel modèle à une famille donnée.

Chocat (1997), propose, quant à lui, de classer les modèles hydrologiques par type d'utilisation (modèles cognitifs, modèles prévisionnels, modèles décisionnels et modèles normatifs) et par type d'approche (physique / analogique / symbolique, axiomatique / heuristique, déterministe / probabiliste (stochastique), microscopique (réductionniste) / macroscopique (holistique, conceptuelle), empirique / théorique et spéculative / pragmatique).

La figure 1.2 indique les principaux types de modèles existants d'après Jordan, 1992.

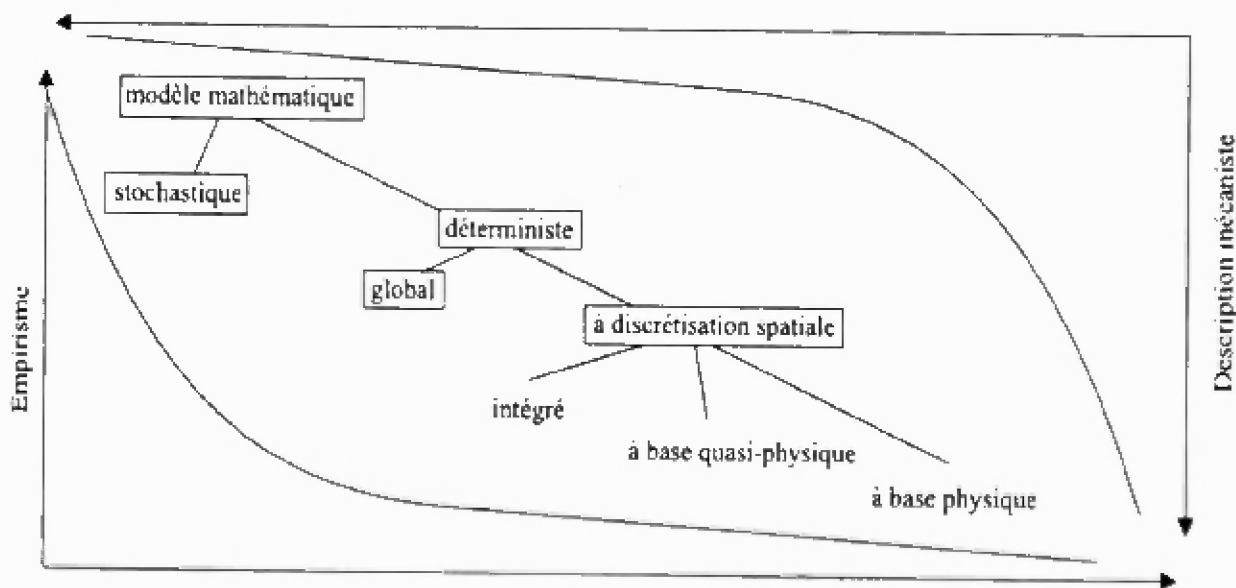


Figure. I.2 : Typologie possible des modèles hydrologiques (Jordan, 1992).

Malheureusement, cette classification est à l'image des modèles: elle varie selon le point de vue et ne peut être définitive et sans chevauchement. Néanmoins, les différenciations énoncées ci-après sont en principe reconnues par les utilisateurs.

I.1.2.1 : Modèles physiques, modèles mathématiques :

- **Les modèles physiques**

Les modèles physiques se sont des maquettes (Musy1998). Les principales difficultés d'application et d'interprétation résident dans le problème principal qui met en difficulté l'exécution de ces modèles c'est l'échelle et le renversement des résultats sur le terrain. A cet effet Il est impossible d'éviter des anomalies dans les phénomènes avec des échelles différentes sauf qu'on néglige certaines apparences pour se concentrer sur le phénomène magistral (par exemple le cas **similitude de Froude** ; on prend en compte les forces de gravité, et les forces de viscosité sont négligées.

Néanmoins il existe des **modèles physiques analogiques** utilisant les similitudes existantes entre le phénomène à étudier (typiquement, des mouvements de l'eau dans un réseau de canalisation) et un autre phénomène physique. L'exemple classique est un réseau de conducteur électrique qui simule les mouvements de l'eau dans des canalisations ou dans le sol.

- **Les modèles mathématiques**

Occupent la place prépondérante dans le domaine de la modélisation hydrologique. Ils se composent d'une ou plusieurs équations, dont l'origine, le degré de complexité et de réalisme multiplient les possibilités de construction (Musy1998). **Les distinctions énoncées ci-dessous concernent ainsi les modèles mathématiques seuls.**

I.1.2.2 Modèles déterministes, modèles stochastiques :

Les différences entre ces types de modèles relèvent tant de la philosophie que des mathématiques(Musy.1998). En effet,

- **Modèles déterministes**

C'est de la théorie épistémologique. La problématique du déterminisme peut s'énoncer comme suit: l'état d'un système au temps t_1 détermine-t-il son état au temps t_2 ultérieur?. Transformée dans le milieu hydrologique, cette théorie permet d'affirmer par exemple qu'une crue n'est fonction que des conditions hydrométéorologiques qui prévalaient avant son apparition. Si ces conditions réapparaissaient, la même crue se produirait(Musy.1998). La grande majorité des modèles hydrologiques sont de type déterministe : pour chaque entrée il y'a une seule sortie et pour une même entrée, la même sortie sera trouvée (Gumbel par exemple).

Il faut noter que les modèles statistiques sont également déterministes:

- **Les modèles stochastiques**

Destinent les processus qui dépendent partiellement ou totalement du hasard. Une même entrée du modèle ne donnera pas deux fois la même sortie. Ces modèles sont utilisés pour simuler des phénomènes physiques si complexes qu'ils semblent relever pour une grande partie d'entre eux de l'aléatoire (par exemple ; les séries temporelles). Dans ce cas, la fonction qui relie les valeurs de la variable en différents temps est déterministe, et l'erreur est stochastique (Musy.1998). Des exemples de tels modèles sont les chaînes de Markov. En fait, les modèles déterministes et stochastiques sont de plus en plus souvent utilisés conjointement (Musy.1998). L'aspect déterministe permet de simuler les phénomènes physiques identifiables, et l'aspect stochastique prend en compte les phénomènes à caractère aléatoire prédominant et les incertitudes inhérentes à l'estimation des paramètres.

Les principales difficultés liées au temps de calcul étant résolues grâce à l'évolution informatique.

I.1.2.3 Modèles empiriques, statistiques, conceptuels, à base physique :

Ces différentes distinctions permettent d'identifier les différents modèles déterministes des plus simples (modèles empiriques) aux plus complexes (modèles à base physique, dits aussi modèles mécanistes).

a) Modèles empiriques.

Les modèles empiriques, de type boîte noire, cherchent à reproduire la dynamique des variables de sortie en fonction des variables d'entrée sans tenter de décrire les processus élémentaires.

Les modèles empiriques reposent sur des observations et sur un jugement. Les deux exemples les plus usités en hydrologie sont la formule rationnelle et les courbes enveloppes (Musy.1998).

Selon Ambroise (1991), le modèle empirique caractérise globalement la relation pluie-débit par des traitements de séries chronologiques.

Les formules empiriques sont nombreuses (une analyse bibliographique figure par exemple dans Kôlla, 1986), et restent très utilisées malgré leur aspect fruste. Parmi d'autres, on peut retenir les faiblesses suivantes:

Il faut toutefois préciser que l'aspect empirique transparaît dans la plupart des modèles déterministes, à différents niveaux (Musy.1998).

b) Modèles statistiques.

Les modèles statistiques sont des modèles **inductifs**, qui utilisent les observations pour déterminer la loi adéquate et essayent d'estimer ou de trouver un comportement.

Ils permettent l'analyse des variables en tant qu'échantillon d'une population statistique soit dans le but d'une régionalisation (**géostatistique**), soit en vue de la prédiction de certaines grandeurs (**analyse fréquentielle**) (Musy.1998).

Les méthodes statistiques sont volontiers mises en œuvre pour des problèmes de dimensionnement, car elles permettent d'estimer des crues de projet pour différentes probabilités d'apparition en faisant intervenir la notion de temps de retour (Rousselle, 1990).

Les principales faiblesses des modèles statistiques d'après Musy.1998 sont:

- Estimation d'une valeur caractéristique seulement (le débit de pointe, par exemple).
- Non prise en compte explicite de nombreux paramètres.
- Impossibilité de rattacher d'autres processus aux crues calculées, comme l'érosion des berges, le transport solide ou un bilan pollutif.
- Résultats obtenus complètement dépendants des données. En fait, les modèles statistiques se contentent de proposer un contrôle de l'extrapolation des valeurs observées vers des valeurs plus rares, sous l'hypothèse d'une loi statistique représentative.
- Valeurs calculées et leurs temps de retour entachés d'erreurs de simulation qui ne sont pas facilement calculables, les intervalles de confiance étant eux-mêmes estimés avec incertitude.

La recherche actuelle s'attache à ces dernières questions, car les modèles statistiques sont incontournables en hydrologie, que se soit par son utilisation directe (calcul de crues de projet à partir de données de débits observés) ou indirecte (utilisation des statistiques couplées à d'autres modèles, conceptuels par exemple) (Musy.1998).

c) Modèles conceptuels.

Ces modèles conceptuels sont **déductifs** et sont principalement basés sur un aspect **perceptuel** du comportement de l'eau dans le bassin versant.

Les deux concepts de modélisation rencontrés en hydrologie de surface sont la représentation de la géométrie des surfaces d'écoulement par exemple sur des plans rectangulaires de pente constante et la représentation de l'écoulement lui-même par exemple par des réservoirs fictifs (Figure. I.3).

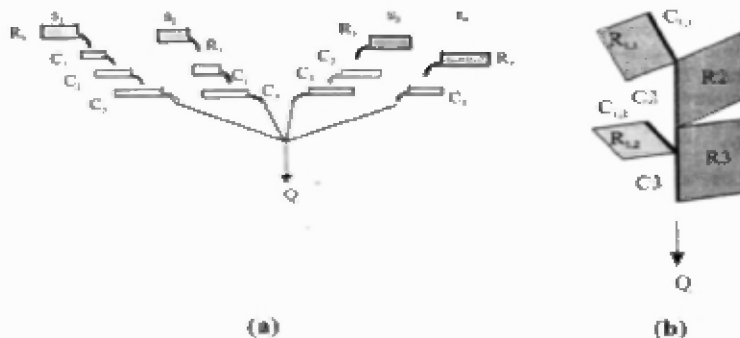


Figure. I.3 : Exemples de modèle conceptuel: à réservoir (a), par plans (b).

Un exemple simple de modèle à réservoirs est le modèle d'hydrogramme unitaire instantané de **Nash** (Nash, 1957), où les réservoirs sont censés représenter l'évolution du ruissellement de surface due au parcours de l'eau dans le bassin versant, tout le long des pentes que dans le réseau hydrographique. Les paramètres du modèle de Nash sont le nombre de réservoirs n et le temps de pointe de l'hydrogramme unitaire t_p défini pour chaque élément. Dans ce cas simple, les réservoirs n'ont aucun sens physique. Preuve en est l'appartenance de n à R^{*+} et non à N^* . Malgré cela, ce concept de Nash permet de simuler avec succès les crues de beaucoup de bassins versants dans le monde, y compris en Suisse. La validation des simulations est conditionnée par les hypothèses de l'hydrogramme unitaire, qui doivent être de toute évidence vérifiées quel que soit le modèle utilisé. Un exemple récent de modèle à réservoir est le modèle GNC (Geomorphologic Nonlinear Cascades), (Bérod et al, 1995). Le concept de réservoir peut prendre de l'ampleur et les réservoirs peuvent représenter une certaine réalité hydrologique. C'est le cas par exemple des modèles GR3 (Le modèle GR3 est un modèle à trois paramètres modélisant le passage de la pluie à l'hydrogramme à l'aide de trois éléments: Un réservoir sol, une fonction de retard et un réservoir gravitaire) (Michel et Edijatno, 1988) ou MODHYDROLOG (Chiew et McMahon, 1994).

En particulier, ce dernier modèle comprend 19 réservoirs simulant chacun un processus particulier, dont l'évaporation, l'infiltration, la percolation profonde, le débit de ruissellement etc., comme le montre la figure 1.7. Un système d'équations de continuité globale et de mouvement simplifiées gèrent les relations entre les réservoirs. Ce système d'équation qui se retrouve sous une forme ou une autre dans la plupart des modèles à réservoir s'écrit:

$$I - O = \frac{dV}{dt} ; V = kO^m \quad (1.1)$$

Où I est l'entrée du système (la pluie nette par exemple), O la sortie, V le volume dans le réservoir au temps t , k et m deux paramètres inconnus.

d) Modèles à base physique

Décomposent le fonctionnement physique du système et le mettent en équations s'appuyant sur une discrétisation fine du milieu (Jacques Pierre-Alain Roche), Les modèles à base physique ou **modèles mécanistes** - résolvent une forme aussi complète que possible des équations de continuité et de quantité de mouvement liées au transport d'eau et/ou de substances ou d'énergie.

Un tel modèle nécessite trois éléments complexes d'après Musy.1998 :

1. Une description' détaillée, par un maillage tridimensionnel.
2. Des schémas numériques robustes (et si possible rapides...).
3. Des valeurs de paramètres pour chaque maille et dans chaque direction.

Ces trois difficultés majeures expliquent le nombre restreint des modèles de ce type et leurs modestes applications. En hydrologie, le modèle le plus célèbre de cette famille est le SHE (SHE est l'acronyme de Système Hydrologique Européen) (Abbott et al, 1986).

Parmi les difficultés énoncées ci-dessus, la plus sévère concerne la détermination des paramètres. En principe, tous les paramètres ayant un sens physique (paramètre de friction, conductivité hydraulique, ...) devraient être mesurables in situ d'une manière ou d'une autre (Musy.1998).

Malheureusement, la pratique montre que la mesure de ces paramètres et la détermination de leur répartition spatiale compromet souvent l'utilisation rigoureuse des modèles à base physique complexes tel que le SHE. De plus, des distorsions des modèles, même pour les plus détaillés, sont inévitables (Musy.1998).

En effet, les simplifications inévitables impliquent que certains processus ne sont pas simulés correctement. Ainsi pour retrouver un débit observé à l'exutoire d'un bassin versant, les paramètres des modèles doivent endosser les incertitudes liées aux simplifications, comme le montre la figure I.4.

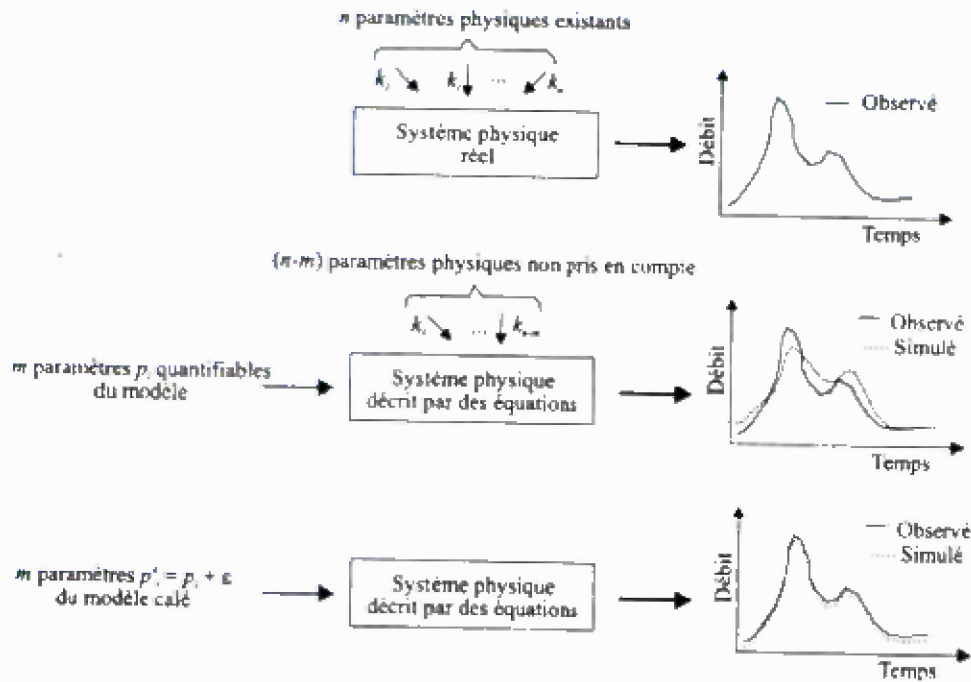


Figure. I.4 : Distorsion d'un modèle à base physique. Les n paramètres réels ne peuvent tous être pris en compte. Il reste certains processus inconnus qui ne permettent pas une simulation coïncidant avec la réalité. Si le modèle est calé, une erreur ϵ qui contient l'information sur les paramètres non pris en compte permet de corriger la simulation. Dans ce cas, les paramètres des modèles n'ont plus un sens physique exact (Musy.1998).

En conséquence, Il ressort de ces constats que les modèles à base physique complexe peuvent être utilisés en recherche, par exemple sur des bassins test ou pour simuler des expériences de laboratoire. Mais leur utilisation pratique reste difficile (Musy.1998).

I.1.2.4 Modèles continus, modèles événementiels :

Selon les objectifs recherchés à travers la modélisation, le comportement du bassin peut être reproduit uniquement pour des événements particuliers (typiquement des épisodes de crues) ou en continu sur une période plus ou moins longue englobant des périodes de temps sec (hors événements). Nous distinguons ainsi les modèles événementiels et les modèles continus.

- **Les modèles événementiels (*event-based model*).**

C'est le cas où on applique un modèle hydrologique pour trouver un événement unique comme c'est le cas fréquentiel en ingénierie pour la détermination d'une crue de projet à partir d'une pluie de projet (exemple : les hydrogrammes unitaires)

- **Les modèles continus (*continuous-time model*).**

Permettent, quant à eux, de suivre l'évolution des variables d'état et/ou de sortie à plus long terme. Dès lors, certains processus ne peuvent plus être négligés dans les modèles continus en particulier l'évaporation et l'évapotranspiration.

La principale différence avec les modèles événementiels réside dans l'existence d'équations permettant le calcul du débit de base (avec une loi de Maillet par exemple) et tenant compte des facteurs météorologiques supplémentaires à la pluie, comme l'évaporation ou la fonte de neige. Des exemples de modèle continu sont tous des modèles à base physique et certains modèles conceptuels comme le GR3 (Michel et Edijatno, 1988).

Les principaux avantages des modèles continus d'après Musy, 1998 sont :

- Conditions initiales peu importantes, car n'intervenant plus pour le calcul des séries de débits après un certain temps.
- Utilisation moins restreinte que les modèles événementiels; ils peuvent par exemple servir à déterminer des étiages ou générer des séries synthétiques de valeurs caractéristiques (crue, étiage) traités par la suite par des modèles statistiques. Ils peuvent également intervenir dans des problématiques de bilan hydrologique.

Leurs Inconvénients majeurs résident dans l'apport de nouveaux paramètres inconnus à déterminer. Mais leurs avantages sont tels que leur utilisation va sans doute s'accroître (Musy, 1998).

I.1.2.5 Modèles globaux, modèles discrétisés (ou distribués) :

Cette différenciation se réfère à la prise en compte de la dimension spatiale du bassin versant.

➤ Les modèles globaux

Un modèle global se contente d'une information générale sur la taille du bassin versant, éventuellement sur sa pente moyenne et sa longueur caractéristique (Musy, 1998).

Dans un modèle **global** (*lumped model*) ou "**boîte noire**" le bassin est considéré comme une entité unique. Des relations empiriques (issues de l'expérience) relient les entrées et les sorties sans chercher à se rapprocher d'une loi physique. Les équations sont souvent des équations différentielles ordinaires (ODE, Ordinary differential equation) qui ne prennent pas en compte la variabilité spatiale des processus, des entrées, des conditions aux limites et les caractéristiques géométriques du système (dans ce cas, le bassin versant). Dans de nombreux modèles globaux, les processus sont décrits sous forme d'équations simplifiées ou d'équations issues de raisonnements empiriques (Singh, 1995). Parmi les modèles globaux qui existent dans la littérature on peut citer : le modèle GR (Edijatno et Michel, 1989), HEC-1 (Hydrologic Engineering Center, 1981).

➤ Les modèles discrétisés (ou distribués)

A l'opposé, les modèles à base physique qui contiennent des équations aux dérivées partielles spatio-temporelles sont nécessairement discrétisés (ou distribués) dans l'espace et dans le temps: la résolution des équations s'effectue au niveau spatial selon un découpage du bassin versant, en principe un maillage irrégulier. Cette option présente

l'avantage de pouvoir tenir compte des caractéristiques locales du bassin ayant une influence sur le comportement hydrologique: couverture du sol, géométrie, dépression, chevelu hydrologique sont autant d'éléments qui ne peuvent être pris en compte dans un modèle global. L'inconvénient immédiat réside dans la quantité d'informations à recueillir. Cette difficulté est partiellement surmontée par l'emploi des modèles numériques d'altitude (MNA), mais la création d'un maillage adéquat reste problématique (Musy. 1998).

Une autre difficulté d'après Musy. 1998 réside dans le choix de la taille des mailles; celle-ci:

- Doit être suffisamment grande pour être hydrologiquement crédible: les phénomènes ponctuels ne sont pas valables à une autre échelle.
- Doit être suffisamment grande pour tenir compte des capacités informatiques lors des résolutions numériques.
- Doit être suffisamment petite pour satisfaire les conditions de stabilité des solutions numériques.

Le tableau 1.1 présente quelques critères pour classer les modèles en global ou distribué d'après Singh, 1995.

Tableau I.1 : Critères de classification du modèle en global ou distribué (Singh, 1995).

Entrée	Caractéristiques du système	Composant du processus	Equations	Sortie	Type du modèle
Global	Global	Global	EDO	Global	Global
Global	Global	Distribué	PDF	Distribué	Distribué
Distribué	Distribué	Distribué	PDF	Distribué	Distribué
Distribué	Global	Distribué	PDF	Distribué	Distribué

Entre les modèles globaux et discrétisés, la meilleure solution se trouve comme souvent dans le compromis: le mode semi-distribué. Les modèles bâtis sur de tels concepts essaient de tenir compte des principales particularités du bassin versant, mais n'entrent pas dans les profonds détails (Musy. 1998).

Deux exemples de tels modèles seront présentés plus loin dans ce chapitre. Il s'agit du modèle ORAGE développé à l'IATE/HYDRAM et de TOPMODEL.

I.1.2.6 Modèles linéaires, modèles non-linéaires :

➤ Les modèles linéaires

Un modèle linéaire propose une relation linéaire entre les entrées du modèle (principalement la précipitation) et les sorties (les débits) (Musy. 1998). Les relations linéaires font partie des plus grandes simplifications qui peuvent être faites en hydrologie et proviennent des temps où l'informatique n'était pas encore venue soutenir cette discipline scientifique. Les modèles de transfert linéaires typiques sont les

hydrogrammes unitaires. Il faut toutefois noter que si certaines hypothèses sont vérifiées, les modèles linéaires sont parfaitement applicables sans grande perte de précision. Mais fondamentalement, tout écoulement est non-linéaire (Jaton. 1984).

➤ Les modèles non-linéaires

Les modèles non-linéaires sont les modèles à base physique ainsi qu'une importante famille des modèles conceptuels (Musy. 1998).

Ces derniers se servent souvent des relations entre le stockage et le débit: $S = a Q^c$. Une autre possibilité réside dans l'écriture du temps de réponse k du bassin versant en fonction du débit ou de l'intensité de la pluie: $k = aQ^b$ ou $k = at^d$ (Musy. 1998).

Les mouvements des fluides sont entièrement décrits par les relations non-linéaires de Reynolds qui tiennent compte des phénomènes dynamiques et de la turbulence (Jaton. 1984).

Des indices indiquent toutefois que tous les bassins versants ne peuvent accepter une relation linéaire. Les évidences du comportement non-linéaire du bassin versant sont par exemple (Musy. 1998):

- Une variation du temps de parcours en fonction du débit d'écoulement,
- Une variation des effets de stockage, qui diminuent avec l'augmentation de la crue. Le temps de réponse s'en trouve abaissé et le débit augmente plus que proportionnellement,
- Des variations du débit de pointe avec le volume de crue,
- Des variations des paramètres en fonction de certains éléments (par exemple, l'intensité maximale de l'averse ou le coefficient de ruissellement pendant l'averse) lors des simulations hydrologiques.

Le phénomène d'infiltration peut se représenter un cas simple de l'effet non-linéaire car il se exprès en fonction du temps avec un aspect non-linéaire sans tenir compte de la variation spatiale non-linéaire de l'infiltration.

I.1.2.7 Modèles stationnaires, modèles non-stationnaires :

➤ Les modèles stationnaires.

La plupart des modèles utilisés en hydrologie sont stationnaires, c'est-à-dire que leurs caractéristiques, et principalement leurs paramètres, ne varient pas dans le temps (Musy. 1998).

➤ Les modèles non-stationnaires.

Ces modèles représentent des phénomènes naturels caractérisés par une évolution importante des cratères statistiques

En terme statistique, la non-stationnarité apparaît lorsque la moyenne de la série augmente ou diminue, ou lorsque la variance évolue dans le temps.

Certains modèles statistiques particuliers peuvent tenir compte de cette non-stationnarité, comme certains modèles de séries temporelles. Mais c'est là une exception (Musy. 1998).

I.2. Mise en œuvre des modèles hydrologiques :

La mise en œuvre d'un modèle hydrologique se déroule en quatre étapes principales: **la préparation des données**, **l'estimation des paramètres** également nommée **le calage** ou **la calibration** du modèle, la **validation** du modèle, et son **exploitation** proprement dite.

La préparation des données comprend des aspects de cartographie et les aspects de traitement primaire des données usuelles en hydrologie. De plus, les modèles événementiels nécessitent une séparation du débit total en débit de ruissellement direct et débit de base pour les grands bassins versants (dont la taille excède 25 km² en ordre grandeur), une pluie moyenne devra être calculée, et sa répartition spatiale devra être connue pour l'application des modèles distribués (cf. Meylan, Musy 1998).

La procédure générale des modèles d'après Leconte. 2010 représentée dans la figure ci-dessous :

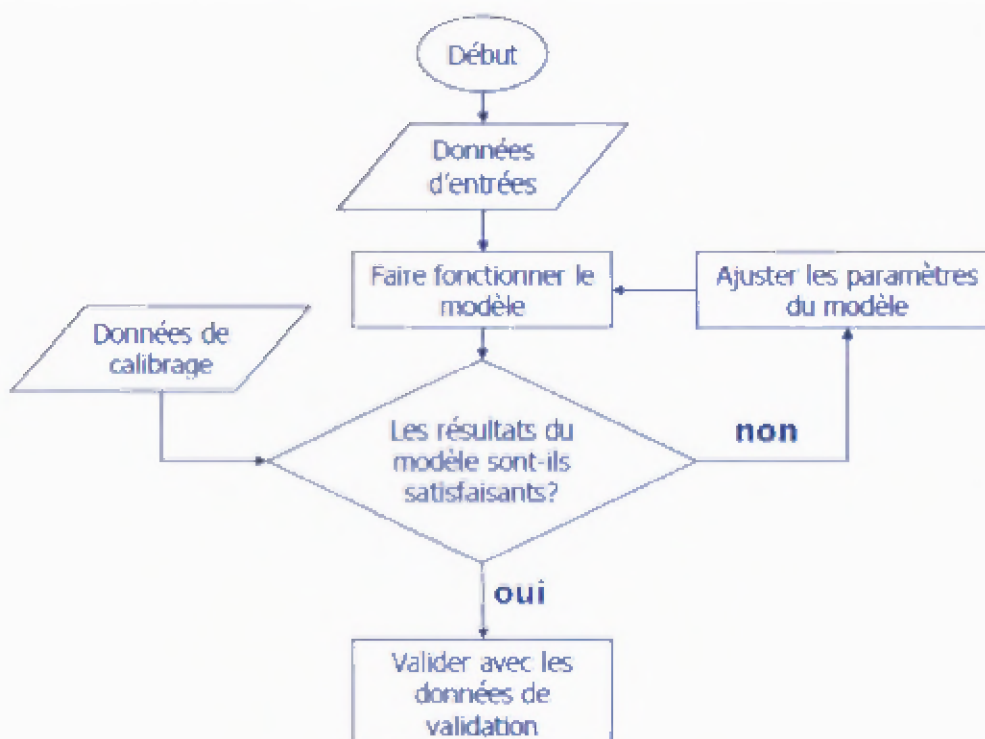


Figure. I.5 : Procédure générale (Leconte. 2010).

Les trois autres étapes sont présentées ci-après dans leurs grandes lignes :

I.2.1 Calage des paramètres (ou calibration du modèle) :

De manière générale, le calage du modèle consiste à estimer ses paramètres inconnus de manière à simuler des réponses qui soient aussi proches que possible des observations. Ceci permet l'exploitation par la suite du modèle avec les valeurs estimées des paramètres pour simuler des crues qui n'ont pas servi au calage tout comme des crues hypothétiques passées ou futures (Musy. 1998).

Donc les rôles de la calibration d'après Leconte. 2010 sont :

- Estimation des paramètres non connus
- Compenser pour les approximations du modèle de bassin
- Compenser pour les simplifications des processus simulés
- Compenser pour les données météo imparfaites

I.2.1.1 Choix des événements de calage :

Généralement pour l'estimation des crues des temps de retour donnée, les crues les plus importantes (seules générées par le processus météorologique dominant), seront retenues. L'échantillon total devrait contenir une dizaine d'épisodes au moins, une vingtaine assurant une meilleure confiance (Michel. 1988).

Le choix des événements pour le calage peut se faire de trois façons d'après Musy. 1998:

- La sélection aléatoire de la moitié environ des événements à disposition. Si suffisamment de temps est à disposition, il est possible de procéder à des multiples tirages, voire même d'essayer toutes les combinaisons possibles pour estimer la sensibilité des paramètres aux événements retenus. Toutefois, le calage final ne se fera qu'avec un échantillon, les autres crues étant utilisées pour la validation.
- La répartition des événements entre le calage et la validation de façon à disposer d'une gamme complète de crues dans chaque échantillon. Cette méthode consisterait par exemple à mettre la plus forte crue dans l'échantillon de validation, la deuxième plus forte dans l'échantillon calage etc. Cette méthode devrait assurer une certaine stabilité des erreurs dans le domaine des crues observées, mais ne donne aucune information sur le domaine d'extrapolation.
- Le choix des plus petits événements pour le calage et des plus grands pour la validation. Si le modèle est robuste, cette méthode donnera la meilleure confiance pour l'extrapolation. Mais dans le cas contraire les erreurs seront trop importantes, en particulier si le modèle est linéaire.

I.2.1.2 Estimation des paramètres :

Les méthodes d'estimation des paramètres relèvent d'un aspect particulier des statistiques et de nombreux ouvrages leur sont consacrés (cf. Meylan, Musy, 1998).

Les difficultés particulières à la modélisation hydrologique d'après Musy. 1998 sont entre autres:

- Les paramètres du modèle peuvent rendre compte d'une partie des processus non explicités dans le modèle. Comme corollaire, l'indépendance entre les paramètres n'est pas toujours assurée.
- Les données hydrométéorologiques qui servent au calage du modèle sont entachées d'erreurs: mesure des pluies et des débits, calcul du débit de base, représentativité spatiale des pluies, calcul de l'évaporation etc. Ces imprécisions peuvent donc se reporter sur les résultats de la modélisation.

- Un modèle hydrologique est souvent surdéterminé: il y a moins d'inconnue (les paramètres) que des équations pour les calculer (les équations aux erreurs). En conséquence, il peut exister différents jeux de paramètres qui donnent le même résultat. En particulier, des modèles ayant plus de trois paramètres inconnus sont très difficiles à caler.

Lorsque le modèle est caractérisé par deux paramètres, la manière la plus simple consiste à caler ces derniers de manière indépendante, même si cette indépendance n'est pas vérifiée.

Cette méthode peut reposer sur un simple ajustement **graphique** (avec une appréciation visuelle). Si la méthode proposée est relativement simple, il n'en reste pas moins qu'elle recèle certains défauts que l'on ne peut oublier (Musy. 1998):

- Cette méthode devient en effet fastidieuse dès que le nombre des paramètres est supérieur à trois. De plus, elle ne s'applique pas si les paramètres d'infiltration et de transfert ne sont pas indépendants.
- En n'appliquant qu'événement par événement, il est fréquent que les paramètres du modèle changent d'un événement à l'autre. Il s'ensuit qu'une décision doit être prise pour retenir les paramètres définitifs.
- Dans l'hypothèse où l'on souhaite comparer le modèle sur plusieurs bassins versants, il n'existe pas de critère numérique permettant d'effectuer la dite comparaison.

Ces limites incitent à adopter une méthode de calage plus rigoureuse et automatique. Deux éléments sont nécessaires dans le cas: une fonction d'erreur et un algorithme d'optimisation.

I.2.1.3 Fonction d'erreur :

La fonction d'erreur s'appelle aussi **fonction critère** ou **fonction objectif**. De manière générale, c'est une mesure de la distance entre les observations et les simulations. Les plus simples sont une différence absolue entre les débits de pointe observés et simulés, et les plus compliquées tiennent compte de l'ensemble de l'hydrogramme. Quelques-unes parmi les plus courantes sont notées ci-après.

- a) **Différence des débits de pointe:**
- b) **Somme des carrés des erreurs:**
- c) **Somme des carrés des erreurs pondérées:**
- d) **Fonction de Cauchy :**
- e) **Fonction de Nash-Suttcliffe:**

I.2.1.4 Algorithme d'optimisation :

La surface décrite par la fonction critère dans l'espace des paramètres s'appelle la surface de réponse.

La recherche des paramètres optimaux d'un modèle revient à trouver le minimum (ou le maximum pour la fonction de Nash-Suttcliffe) **global** de cette surface.

La manière la plus simple consiste à procéder par essais successifs, ce qui pose le problème du choix des valeurs initiales et des optimums locaux. Afin d'éviter ces écueils et de rendre la recherche la plus objective possible, des algorithmes de recherche automatique ont été développés. Les recherches de minimum suivent en général le schéma suivant:

- Le choix d'une direction de déplacement;
- Le choix de la longueur de déplacement;
- La décision d'arrêt.

La littérature est abondante sur ce sujet et le lecteur intéressé est renvoyé à Singh (1995) **Algorithme de Rosenbrock - Palmer**. De manière générale, cette procédure nécessite des valeurs initiales, minimales et maximales de chaque paramètre et une fonction objective. Cette méthode permet de trouver un minimum global assez rapidement, sans qu'il soit nécessaire d'explorer toute la surface de réponse (Rosenbrock, 1960, Palmer, 1969).

Méthode du Simplex. Cette méthode peut être résumée, selon le principe du jeu de l'oie (Singh, 1995).

Méthode des gradients. Sans entrer dans les détails, cette méthode utilise les valeurs de la fonction d'erreur et de sa dérivée. Elle est basée sur la méthode des multiplicateurs de Lagrange.

Ces méthodes, cependant, présentent toutes le risque de ne pas trouver l'optimum global, c'est pourquoi on préfère souvent recourir à des algorithmes des **recherches globales**. Ces algorithmes reposent souvent sur des recherches aléatoires ou sur un choix aléatoire du point de départ de l'algorithme mais ces techniques deviennent très vite complexes et le lecteur intéressé pourra trouver des éléments et une revue bibliographique dans Singh (1995).

I.2.2 Validation du modèle :

La validation du modèle a un objectif double:

- La détermination de l'adéquation du modèle pour la simulation.
- L'estimation de l'erreur à craindre en simulation.

Le premier objectif est indispensable car le calage seul ne permet pas de vérifier la validité du modèle sur des événements autres que ceux utilisés pour l'estimation des paramètres. En effet, il est souvent possible de trouver au moins un jeu des paramètres qui fournit des simulations acceptables. Mais ces paramètres peuvent être fortement dépendants des événements retenus et n'ont donc aucune validité pour des extrapolations (Mechel c. 1988).

Lors de cette validation, il est également important d'estimer l'erreur à craindre en simulation en appliquant le modèle sur des événements autre que ceux **utilisés pour le calage**.

L'erreur moyenne calculée peut ensuite être reportée sur les simulations de crues de projet par exemple. Les étapes à suivre d'après Musy, 1998 pour la validation sont ainsi:

1. Le choix final des valeurs des paramètres du modèle.
2. L'application du modèle sur les événements connus qui n'ont pas été retenus pour le calage.
3. L'appréciation des résultats et le calcul des erreurs résultent; par exemple sur le débit de pointe et sur le volume.

Une très bonne validation peut être obtenue en vérifiant les erreurs commises en un autre endroit du bassin où il existerait des données, ou sur des caractéristiques autres que celles qui interviennent dans la fonction critère (par exemple sur le taux d'humidité du sol, simulé et observé) (Joerin, 1997).

I.2.3 Exploitation et interprétation :

Les étapes précédentes sont essentielles et occupent souvent une grande partie du temps consacré à une telle étude. La principale difficulté restante avant l'exploitation du modèle ainsi retenu, calibré et validé réside encore dans le choix des valeurs d'entrée : les conditions initiales et les conditions aux limites. Notons que ces difficultés sont considérablement aplanies dans le cas des modèles continus (Xanthoulis, 1985).

Conclusions

En guise de conclusion à ce chapitre, mentionnons les dernières précautions à prendre en matière de modélisation, qui sont principalement d'après Musy, 1998:

- Il faut se garder d'utiliser un modèle pour des extrapolations trop importantes (dans la pratique, cette remarque reste souvent une utopie).
- Les résultats acquis sur modélisation doivent être vérifiés dans la mesure du possible: comparaison avec d'autres études, vérification de la capacité des sections de cours d'eau (la crue simulée n'aurait-elle pas débordé?).
- Les erreurs calculées précédemment doivent être reportées dans les résultats finals.
- Il ne faut pas cacher les difficultés inhérentes à la modélisation et ne pas extraire plus d'information des simulations qu'elles n'en contiennent vraiment.
- La représentation graphique des résultats en couleurs 3D est spectaculaire, mais n'améliore pas la qualité de ces résultats. Par modestie, les graphiques devraient être à l'image de la qualité des simulations.

Notons encore, comme remarques finales, que les apports de l'informatique et des modèles hydrologiques ont été bien supérieurs aux apports scientifiques (amélioration de la connaissance des processus) durant les dernières décennies. Cette technicité ne doit cependant pas cacher certaines faiblesses de l'hydrologie. La décision technique finale relative à un projet incombe toujours à un hydrologue ou à un ingénieur et non à un modèle aussi sophistiqué soit-il. Bien utilisé, le modèle hydrologique est un outil plus que précieux qui apporte des éléments essentiels à la compréhension des phénomènes et qui permet de déterminer des crues non observables.

Chapitre II :

**Présentation des Zones
d'étude**

Introduction :

Avoir une idée sur les régions d'étude ainsi que leurs caractéristiques physiques et climatiques constitue des éléments essentiels dans le déroulement d'une étude hydrologique, et à cet effet qu'on présente ce chapitre.

Les oueds traités dans notre travail sont des oueds de l'ouest de l'Algérie ; Oued Mekerra moyen (code Bassin 11-02), Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés) (code Bassin 11-03), Oued Bensekran (Isser) (code Bassin 16-07) et Oued Tafna bas (code Bassin 16-08).

Le climat des quatre bassins, est de type méditerranéen caractérisé par des pluies plus ou moins torrentielles et irrégulières.

II.1 Caractéristiques générales des zones d'étude :**➤ Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen:**

Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen fait partie d'un ensemble plus vaste qui est le bassin de Macta.

L'oued Mekerra moyen, prend sa source au niveau d'El Hacaiba au Sud d'Oued Seba (Wilaya de Témecen). Sa confluence avec l'oued Mekerra moyen a lieu dans la plaine de Sidi Ali Benyoub.

➤ Le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés):

Le bassin versant de d'Oued Mekerra bas fait partie d'un ensemble plus vaste qui est le bassin de Macta.

Le cours inférieur de la Mekerra s'étend depuis l'aval de village de Sidi Ali Benyoub vers la plaine de Sidi Bel Abbés jusqu'aux environs de 10 km à l'aval de la localité de Sidi Hamadouche.

➤ Le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser):

Le bassin versant de l'Oued Bensekran fait partie d'un ensemble plus vaste qui est le bassin de Tafna.

La limite aval du bassin coïncide avec le barrage El Izdihar de Sidi Abdelli (mis en service en Janvier 1989). (Bouanani, 2012)

L'oued Bensekran, prend sa source au niveau d'Aïn Isser au Sud d'Ouled Mimoun. Sa confluence avec l'oued Tafna a lieu dans la plaine de Remchi à 80m d'altitude.

➤ Le bassin versant d'Oued Tafna bas :

Le bassin versant de l'Oued Tafna bas fait partie d'un ensemble plus vaste qui est le bassin de Tafna.

Le cours inférieur de la Tafna s'étend depuis les gorges de Tahouaret vers le village de Pierre Chat jusqu'à la plage de Rachgoune en mer Méditerranée.

II.2 Caractéristiques physiques des zones d'étude :

II.2.1 Caractéristiques Géométriques :

Par L'utilisation du logiciel AUTO-CAD sur des cartes d'état-major la région d'Ouest de l'algérie à l'échelle 1/50.000, on a trouvé les caractéristiques morphologies suivantes :

➤ **Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen:**

La surface du bassin est:

$$S = 970 \text{ Km}^2$$

La longueur du thalweg principal, soit :

$$L = 35.6 \text{ Km}$$

Le périmètre P du bassin versant ; qui est estimé à :

$$P = 215 \text{ Km.}$$

➤ **Le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés):**

La surface du bassin est:

$$S = 1775 \text{ Km}^2$$

La longueur du thalweg principal, soit :

$$L = 73.2 \text{ Km}$$

Le périmètre P du bassin versant ; qui est estimé à :

$$P = 257 \text{ Km.}$$

➤ **Le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser):**

La surface du bassin est:

$$S = 820 \text{ Km}^2$$

La longueur du thalweg principal, soit :

$$L = 58.6 \text{ Km}$$

Le périmètre P du bassin versant ; qui est estimé à :

$$P = 202 \text{ Km.}$$

➤ **Le bassin versant d'Oued Tafna bas :**

La surface du bassin est:

$$S = 410 \text{ Km}^2$$

La longueur du thalweg principal, soit :

$$L = 42 \text{ Km}$$

Le périmètre P du bassin versant ; qui est estimé à :

$$P = 120 \text{ Km.}$$

II.2.2 Caractéristiques Topographiques :

➤ Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen:

Les altitudes extrêmes d'Oued Mekerra moyen sont 643 m et 908 m, la pente moyenne du cours d'eau principale est de 1.5 % comme le montre les figures II.1 et II.2.

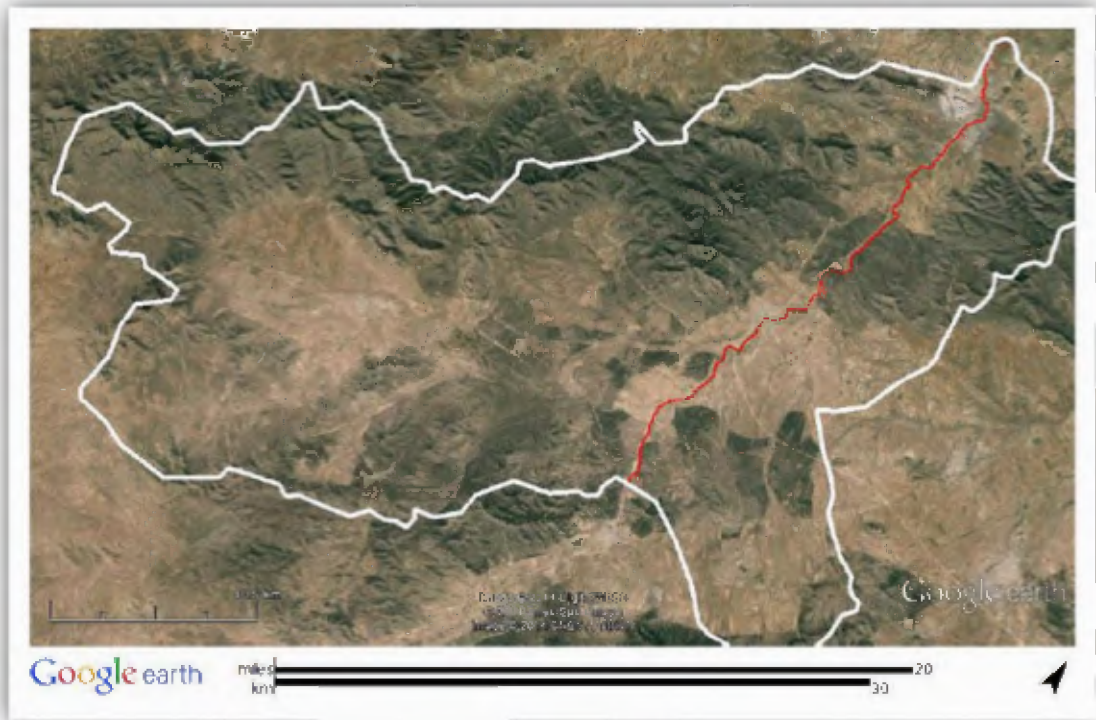


Figure II.1: Bassin versant d'Oued Mekerra moyen
(Image MNT STRM, Google Earth 6.2.2.6613 13.0)



Figure II.2: Profil en long du cours d'eau principal d'Oued Mekerra moyen (Google Earth 6.2.2.6613 13.0)

➤ **Le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés):**

Les altitudes extrêmes d'Oued Mekerra bas sont 323 m et 643 m, la pente moyenne du cours d'eau principale est de 0.8 % comme la montre les figures II.3 et II.4.



Figure II.3: Bassin versant d'Oued Mekerra bas (Image MNT STRM, Google Earth 6.2.2.6613 13.0)



Figure II.4: Profil en long du cours d'eau principal d'Oued Mekerra bas (Google Earth 6.2.2.6613 13.0)

➤ **Le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser):**

Les altitudes extrêmes d'Oued Bensekran sont 71 m et 305 m, la pente moyenne du cours d'eau principale est de 1.2 % comme la montre les figures II.5 et II.6.

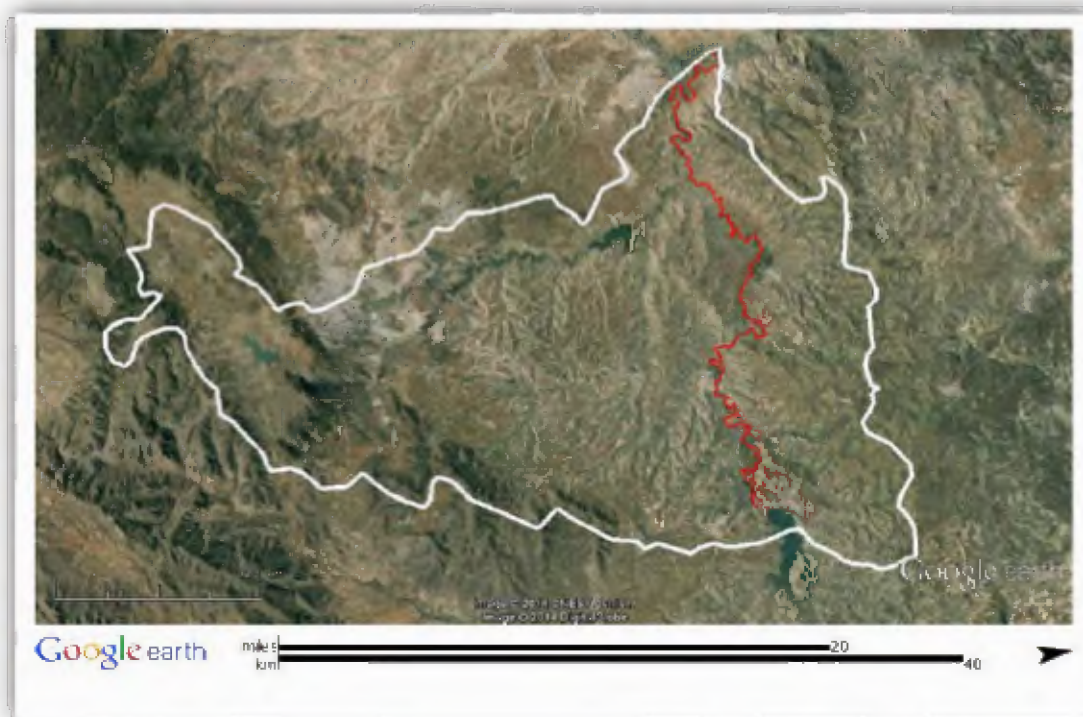


Figure II.5: Bassin versant d'Oued Bensekran (Image MNT STRM, Google Earth 6.2.2.6613 13.0)



Figure II.6: Profil en long du cours d'eau principal d'Oued Bensekran (Google Earth 6.2.2.6613 13.0)

➤ **Le bassin versant d'Oued Tafna bas :**

Les altitudes extrêmes d'Oued Tafna bas sont 0 m et 74 m la pente moyenne du cours d'eau principale est de 1.0 % comme le montre les figures II.7 et II.8.



Figure II.7: Bassin versant d'Oued Tafna bas (Image MNT STRM, Google Earth 6.2.2.6613 13.0)

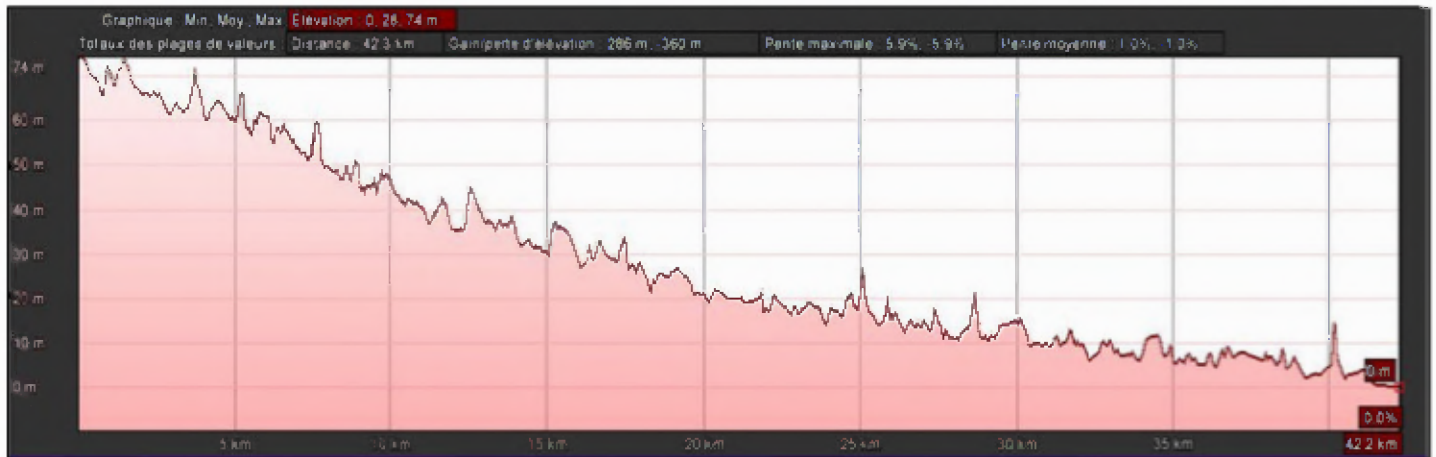


Figure II.8: Profil en long du cours d'eau principal d'Oued Tafna bas (Google Earth 6.2.2.6613 13.0)

II.2.3 Caractéristiques Hydro morphologiques :

1-Indice de forme :

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'Hydrogramme à l'exutoire. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire qui sont plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme d'éventail, présentant un temps de concentration plus court, auront les plus forts débits de pointe.

Il existe des différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914) K_C , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_C : indice de Gravelius.

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1,128 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

Si $K_C = 1,128 \Rightarrow$ bassin ramassé

Si $K_C > 1,128 \Rightarrow$ bassin allongé

➤ **Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen:**

Soit :

$$K_c=1.93$$

Selon la valeur de K_C on pourra dire que ce bassin est de forme allongée, Donc un temps de concertation plus important.

➤ **Le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés):**

$$K_c=1.71$$

Selon la valeur de K_C on pourra dire que ce bassin est de forme allongée, Donc un temps de concertation plus important.

➤ **Le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser):**

$$K_c=1.98$$

Selon la valeur de K_C on pourra dire que ce bassin est de forme allongée, Donc un temps de concertation plus important.

➤ **Le bassin versant d'Oued Tafna bas :**

$$K_c=1.66$$

Selon la valeur de K_C on pourra dire que ce bassin est de forme allongée, Donc un temps de concertation plus important.

2-Coefficient d'allongement :

Il est donné par la formule suivante : $K_p = \frac{L^2}{S}$

L : longueur du thalweg principal (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

➤ **Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen :**

Soit :

$$K_p= 1.31$$

➤ **Le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés) :**

Soit :

$$K_p= 3.02$$

➤ **Le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser) :**

Soit :

$$K_p= 4.19$$

➤ **Le bassin versant d'Oued Tafna bas :**

Soit :

$$K_p= 4.30$$

II.2.4 Caractéristiques hydrographiques

➤ Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen:

Le réseau hydrographique du bassin versant est donné sur la Figure II.9.

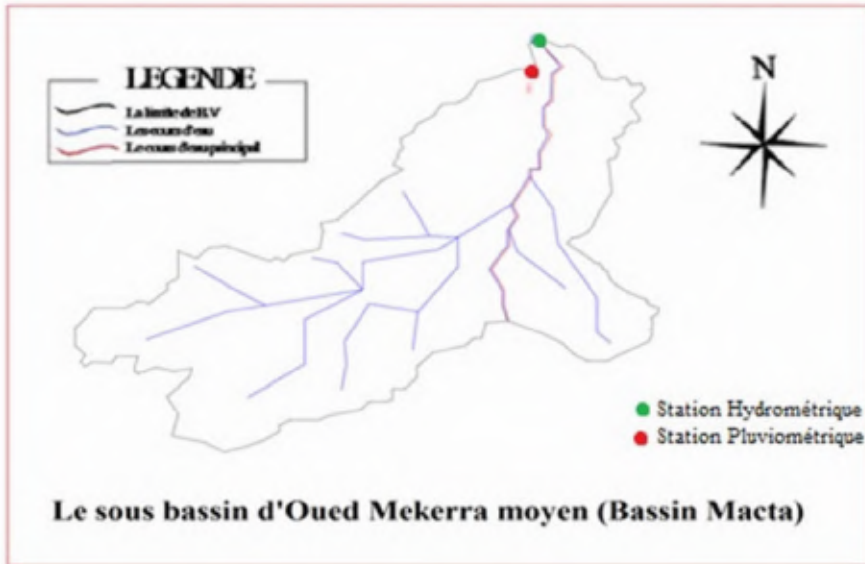


Figure II.9: Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Mekerra moyen.

➤ Le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés):

Le réseau hydrographique du bassin versant est donné sur la Figure II.10.

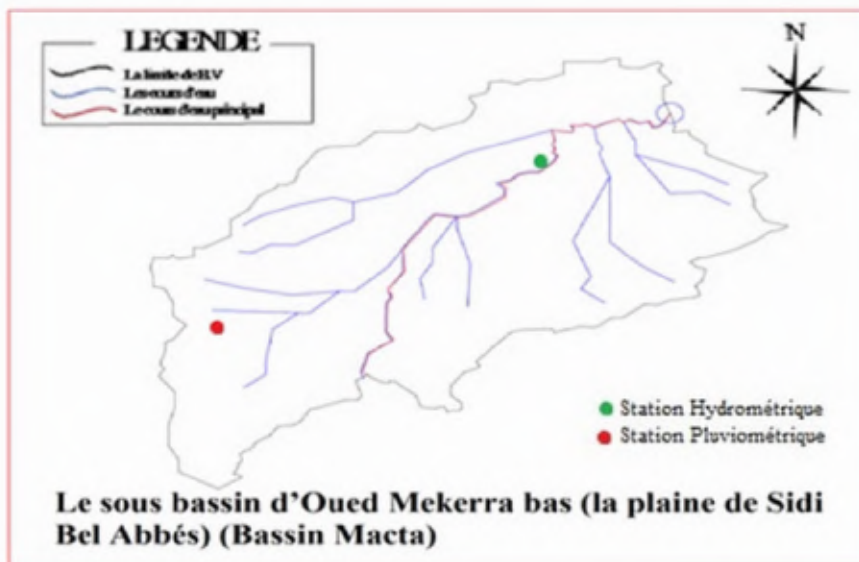


Figure II.10: Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés).

➤ **Le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser):**

Le réseau hydrographique du bassin versant est donné sur la Figure II.11.



Figure II.11 : Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Bensekran (Isser).

➤ **Le bassin versant d'Oued Tafna bas:**

Le réseau hydrographique du bassin versant est donné sur la Figure II.12.

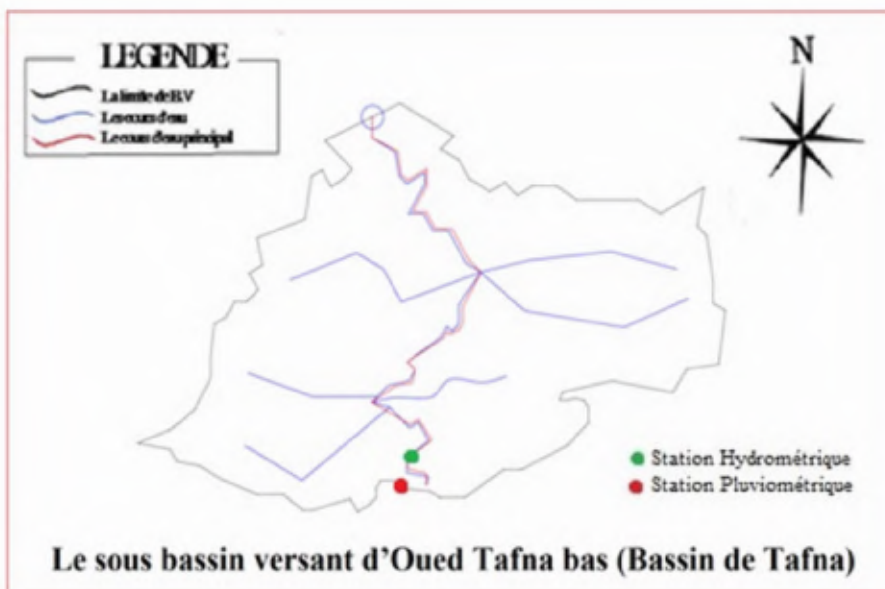


Figure II.12 : Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Tafna bas.

II.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant :

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température et le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

Pour notre étude, nous avons besoins uniquement des données des précipitations et des débits journaliers.

I.1.3.1 La pluviométrie:

La carte des stations pluviométriques utilisée dans l'étude est représentée dans la figure suivante :

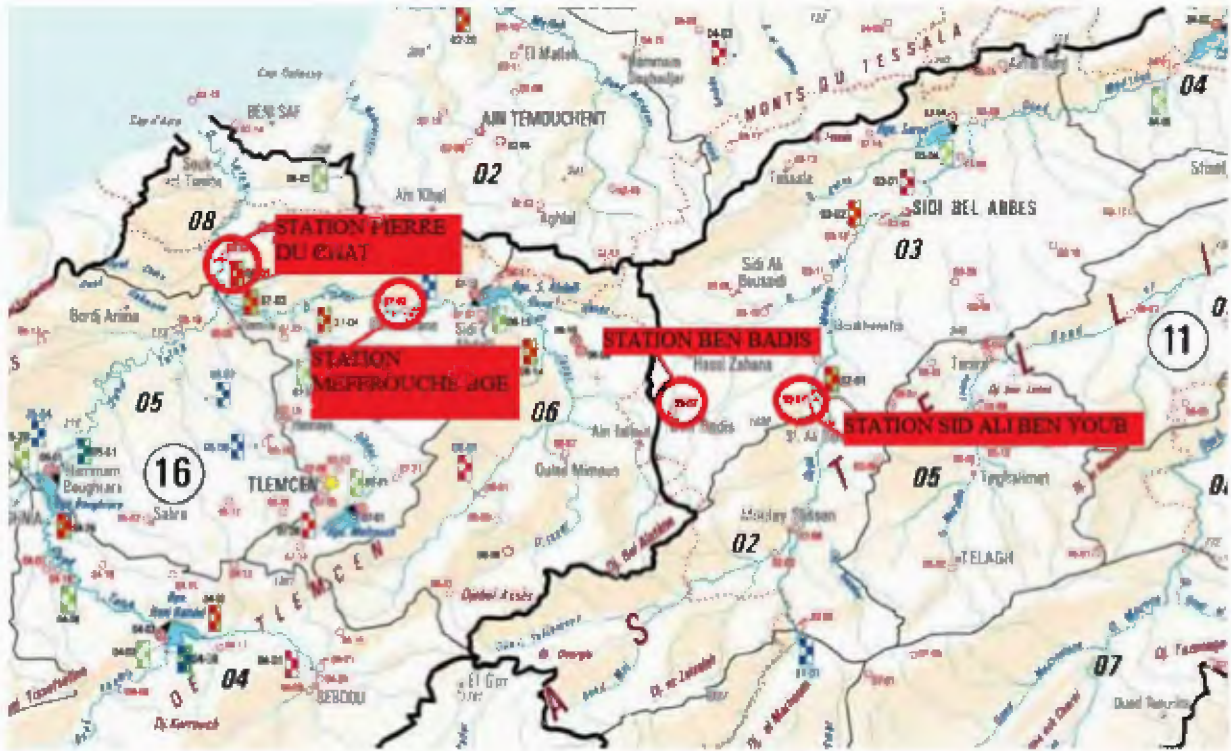


Figure II.13 : L'emplacement des stations pluviométriques (Extrait de la carte des bassins versants ANRH).

➤ **Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen:**

Nous disposons des données des observations directes disponibles au niveau du bassin versant objet de l'étude.

Tableau II.1: Station pluviométrique pour le bassin versant d'Oued Mekerra moyen.

Nom	Source	Coordonnées			Année de service	N(ans)
		X (km)	Y (km)	Z (m)		
SID ALI BEN YOUB	A.N.R.H	186.55	192.2	635	1913-2011	98

Source : A.N.R.H

➤ **Le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés):**

Nous disposons des données des observations directes disponibles au niveau du bassin versant objet de l'étude.

Tableau II.2: Station pluviométrique pour le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés).

Nom	Source	Coordonnées			Année de service	N(ans)
		X (km)	Y (km)	Z (m)		
BEN BADIS	A.N.R.H	169.9	190.8	720	1913-2011	98

Source : A.N.R.H

➤ **Le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser):**

Nous disposons des données des observations directes disponibles au niveau du bassin versant objet de l'étude.

Tableau II.3: Station pluviométrique pour le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser).

Nom	Source	Coordonnées			Année de service	N(ans)
		X (km)	Y (km)	Z (m)		
MEFFROUCHE BGE	A.N.R.H	135.55	180.2	1110	1943-2012	69

Source : A.N.R.H

➤ **Le bassin versant d'Oued Tafna bas :**

Nous disposons des données des observations directes disponibles au niveau du bassin versant objet de l'étude.

Tableau II.4: Station pluviométrique pour le bassin versant d'Oued Tafna bas.

Nom	Source	Coordonnées			Année de service	N(ans)
		X (km)	Y (km)	Z (m)		
PIERRE DU CHAT	A.N.R.H	123.1	213.35	80	1967-2012	45

Source : A.N.R.H

I.1.3.1 Les écoulements:

La carte des stations hydrométriques utilisée dans l'étude est représentée dans la figure suivante :

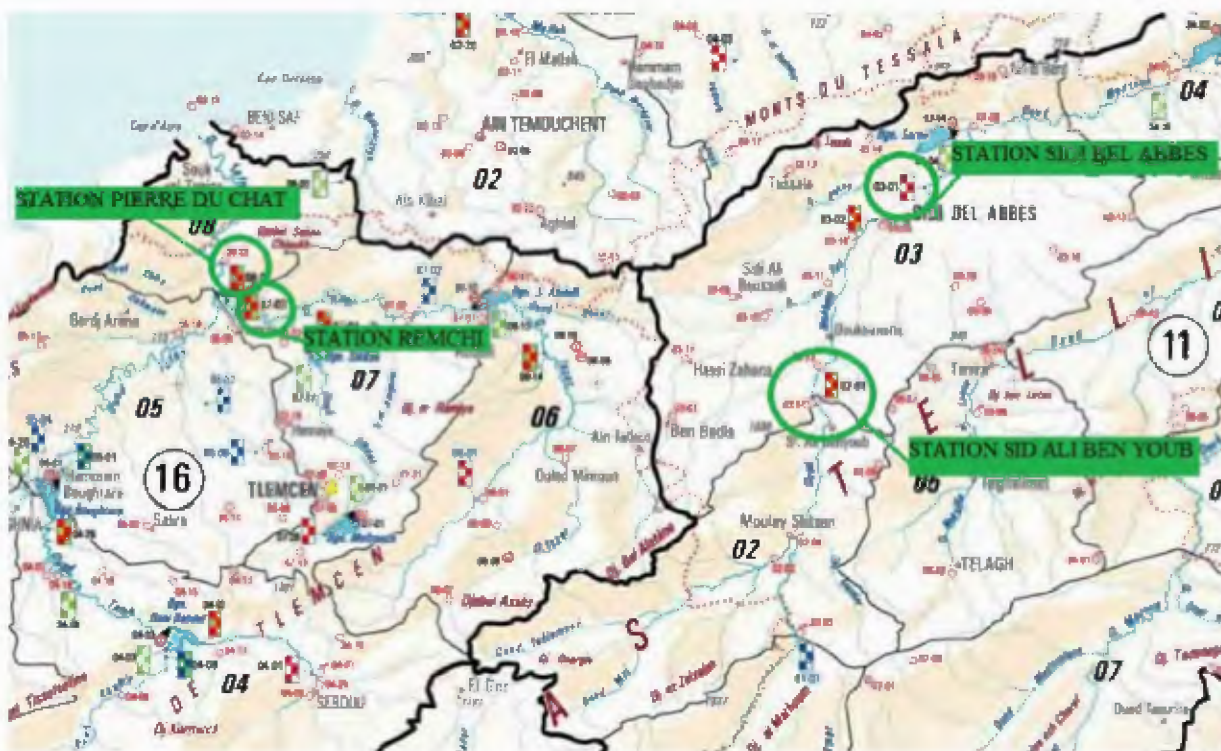


Figure II.14 : L'emplacement des stations hydrométriques (Extrait de la carte des bassins versants ANRH).

➤ **Le bassin versant d'Oued Mekerra moyen:**

Nous disposons des données des observations directes disponibles au niveau du bassin versants objet de l'étude.

Tableau II.5: Station hydrométrique pour le bassin versant d'Oued Mekerra moyen.

Nom	Source	Année de service	N(ans)
SID ALI BEN YOUB	A.N.R.H	1950-2003	53

Source : A.N.R.H

Analyse de l'écoulement :

L'écoulement moyen annuel ou l'abondance annuelle est une notion fondamentale en Hydrologie. C'est le volume d'eau écoulé en 365 jours à la sortie d'un bassin. Le débit brut ou

Absolu est généralement exprimé en m^3/s et le débit spécifique se traduit en $l/s \cdot km^{-2}$.

L'extension des données hydrométriques n'a pas été effectuée, car il semble préférable de baser notre analyse sur des données réellement observées et non théoriquement extrapolées.

L'analyse des débits moyens annuels et interannuels montre une irrégularité très nette dans ce bassin comme le montre la figure. II.15.

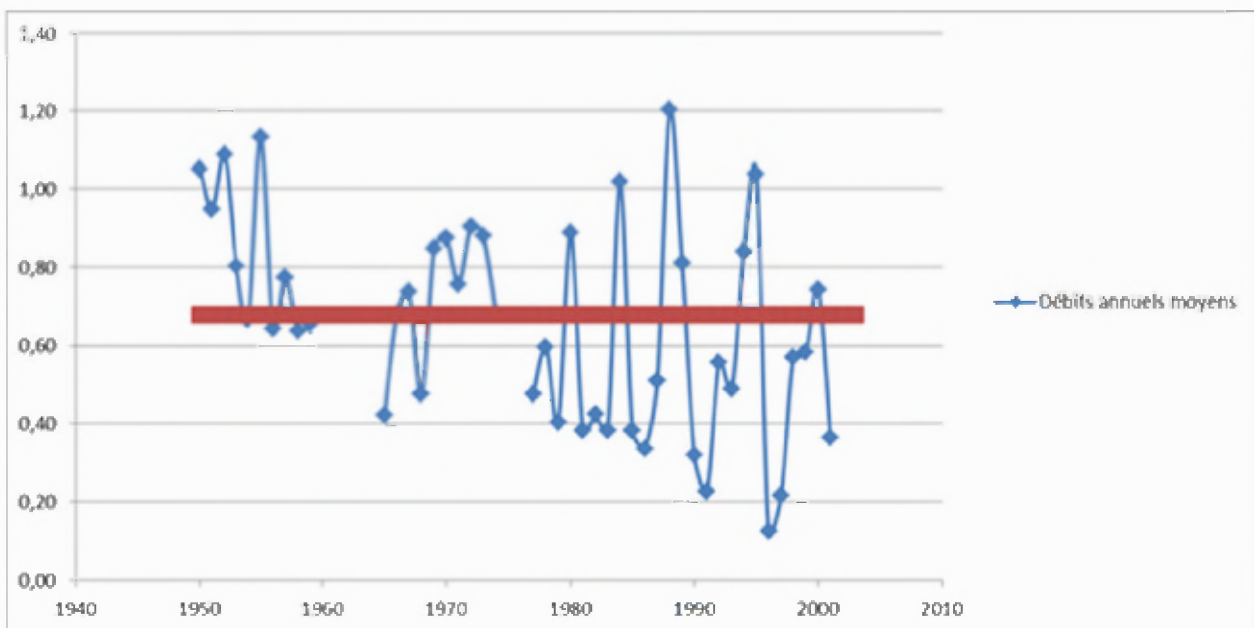


Figure II.15 : Variations interannuelles des débits.

Interprétation

Le débit moyen annuel le plus important a été enregistré en 1990 (1.2 m³/s). Le minimum est observé en 1998 (0.12 m³/s) avec une moyenne de 0.68 m³/s.

➤ Le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés):

Nous disposons des données des observations directes disponibles au niveau du bassin versant objet de l'étude.

Tableau II.6: Station hydrométrique pour le bassin versant d'Oued Mekerra bas (la plaine de Sidi Bel Abbés).

Nom	Source	Année de service	<i>N(ans)</i>
SIDI BEL ABBES	A.N.R.H	1943-2003	60

Source : A.N.R.H

Analyse de l'écoulement :

L'écoulement moyen annuel ou l'abondance annuelle est une notion fondamentale en Hydrologie. C'est le volume d'eau écoulé en 365 jours à la sortie d'un bassin. Le débit brut ou

Absolu est généralement exprimé en m³ /s et le débit spécifique se traduit en l S⁻¹ km⁻².

L'extension des données hydrométriques n'a pas été effectuée, car il semble préférable de baser notre analyse sur des données réellement observées et non théoriquement extrapolées.

L'analyse des débits moyens annuels et interannuels montre une irrégularité très nette dans ce bassin comme le montre la figure. II.16.

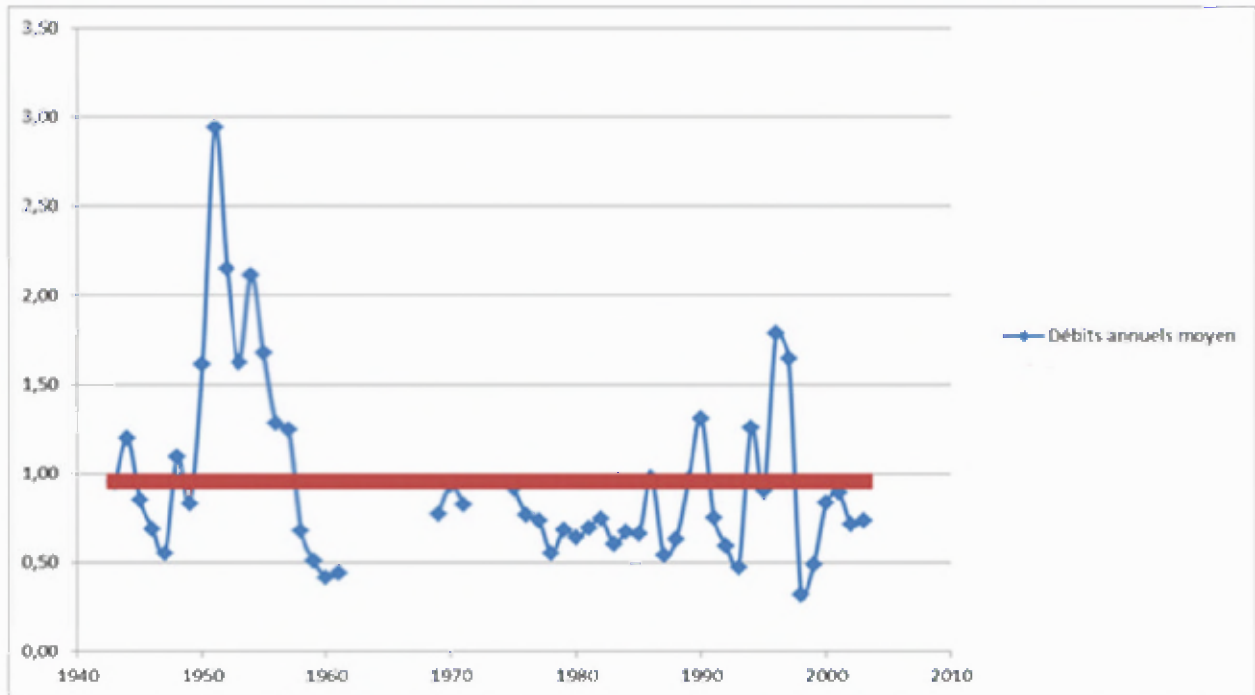


Figure II.16 : Variations interannuelles des débits.

Interprétation

Le débit moyen annuel le plus important a été enregistré en 1951 (2.94 m³/s). Le minimum est observé en 1998 (0.32 m³/s) avec une moyenne de 1.7 m³/s.

➤ Le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser):

Nous disposons des données des observations directes disponibles au niveau du bassin versant objet de l'étude.

Tableau II.7: Station hydrométrique pour le bassin versant d'Oued Bensekran (Isser).

Nom	Source	Année de service	N(ans)
REMCHI	A.N.R.H	1970-2003	33

Source : A.N.R.H

Analyse de l'écoulement :

L'écoulement moyen annuel ou l'abondance annuelle est une notion fondamentale en Hydrologie. C'est le volume d'eau écoulé en 365 jours à la sortie d'un bassin. Le débit brut ou

Absolu est généralement exprimé en m^3/s et le débit spécifique se traduit en $l/s \cdot km^2$.

L'extension des données hydrométriques n'a pas été effectuée, car il semble préférable de baser notre analyse sur des données réellement observées et non théoriquement extrapolées.

L'analyse des débits moyens annuels et interannuels montre une irrégularité très nette dans ce bassin comme le montre la figure. II.17.

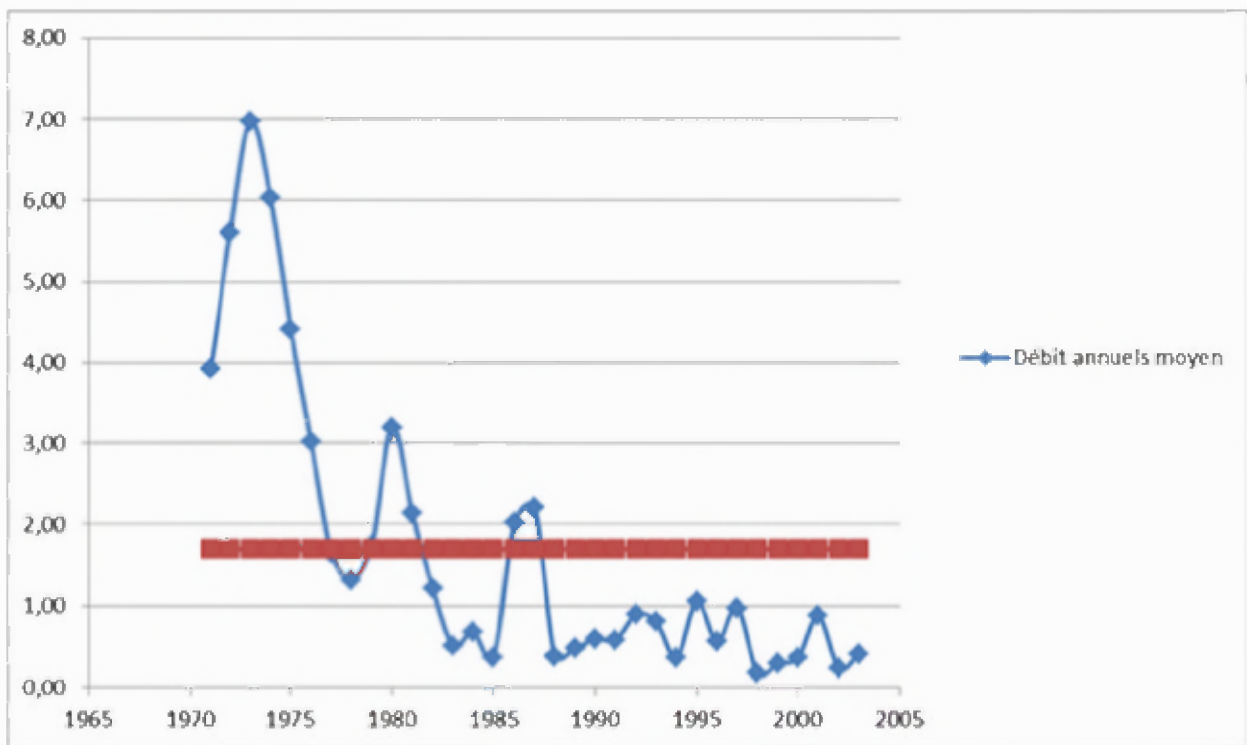


Figure II.17 : Variations interannuelles des débits.

Interprétation

Le débit moyen annuel le plus important a été enregistré en 1973 (6.98 m^3/s). Le minimum est observé en 1998 (0.17 m^3/s) avec une moyenne de 1.7 m^3/s .

➤ Le bassin versant d'Oued Tafna bas :

Nous disposons des données des observations directes disponibles au niveau du bassin versant objet de l'étude.

Tableau II.8: Station hydrométrique pour le bassin versant d'Oued Tafna bas.

Nom	Source	Année de service	N(ans)
PIERRE DU CHAT	A.N.R.H	1952-2003	51

Source : A.N.R.H

Analyse de l'écoulement :

L'écoulement moyen annuel ou l'abondance annuelle est une notion fondamentale en Hydrologie. C'est le volume d'eau écoulé en 365 jours à la sortie d'un bassin. Le débit brut ou

Absolu est généralement exprimé en m^3/s et le débit spécifique se traduit en $l/s \cdot km^{-2}$.

L'extension des données hydrométriques n'a pas été effectuée, car il semble préférable de baser notre analyse sur des données réellement observées et non théoriquement extrapolées.

L'analyse des débits moyens annuels et interannuels montre une irrégularité très nette dans ce bassin comme le montre la figure. II.18.

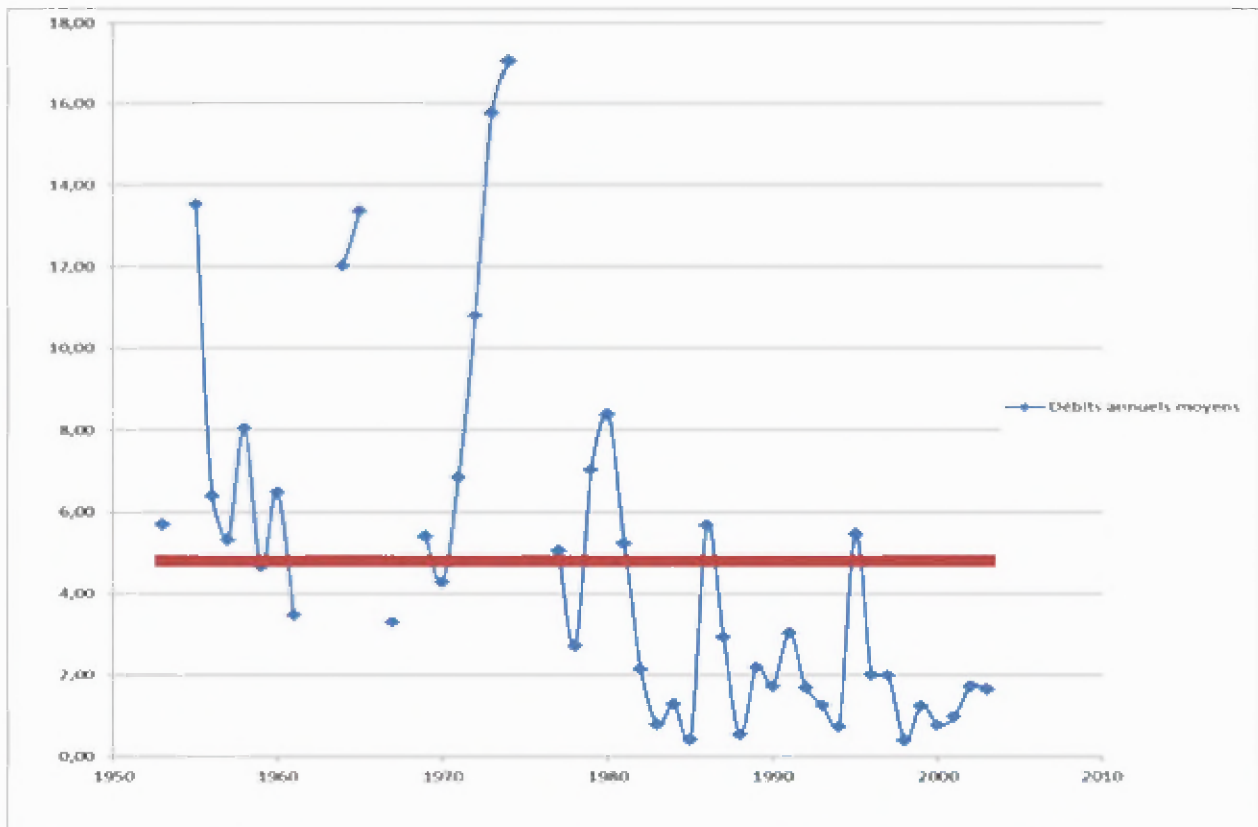


Figure II.18 : Variations interannuelles des débits

Interprétation

Le débit moyen annuel le plus important a été enregistré en 1974 (17.07 m³/s). Le minimum est observé en 1998 (0.40 m³/s) avec une moyenne de 4.81 m³/s.

Conclusion :

Dans ce présent chapitre nous avons présenté d'une manière brève les quatre régions d'études et ainsi que les caractéristiques que nous allons utiliser dans la modélisation ou l'explication du fonctionnement du modèle hydrologique.

Chapitre III :

**Présentation du Modèle
Global « PDM »**

Introduction

La modélisation du comportement hydrologique des bassins versants est incontournable dès lors que l'on s'intéresse à des problématiques relatives à la gestion des ressources en eau, à l'aménagement du territoire, ou à l'une des différentes facettes du risque hydrologique. Elle doit pouvoir décrire les différentes étapes de la transformation pluie-débit et en particulier les processus liés à la formation des crues et à l'apparition des étiages. Elle est censée aussi fournir des informations exploitables pour le dimensionnement d'ouvrages hydrauliques, de protection contre les crues ou pour la gestion hydrologique et écologique du bassin versant étudié.

Un modèle hydrologique n'est qu'une simplification d'un système complexe. A chaque stade de la modélisation, des approximations sont réalisées : perception du phénomène, formalisation en un cadre conceptuel, traduction dans un langage de programmation (Ambroise, 1999).

Il existe, dans la littérature, de nombreux modèles hydrologiques de bassins versants ayant chacun leurs spécificités et leur domaine d'application. Une fois le modèle choisi, il faut évaluer sa capacité à représenter la réalité. Ceci se fait le plus souvent en comparant les résultats du modèle avec les observations. C'est une étape très délicate.

Dans ce chapitre, nous allons présenter Probabilité de distribution d'humidité de sol, ou PDM proposé par Moore (1985), et qui rentre dans la catégorie des modèles globaux ; il nécessite la connaissance de la superficie du bassin versant comme seule caractéristique physique. Son principe suggère que l'hydrogramme de crue résultant d'un épisode pluvieux est une représentation de la fonction de probabilité du temps de concentration sur le bassin versant.

III.2 Description du modèle PDM :

Le modèle pluie-débit « PDM » probabilité de distribution de stockage d'humidité de sol est un modèle conceptuel assez générale qui transforme les données de précipitation et de l'évaporation a un débit écoulé à l'exutoire du bassin versant (Moore, 1985, 1986, 1999 ; Institut d'hydrologie, 1992, 1996 ; CEH, 2000). Figure III.1 illustre la forme générale du modèle.

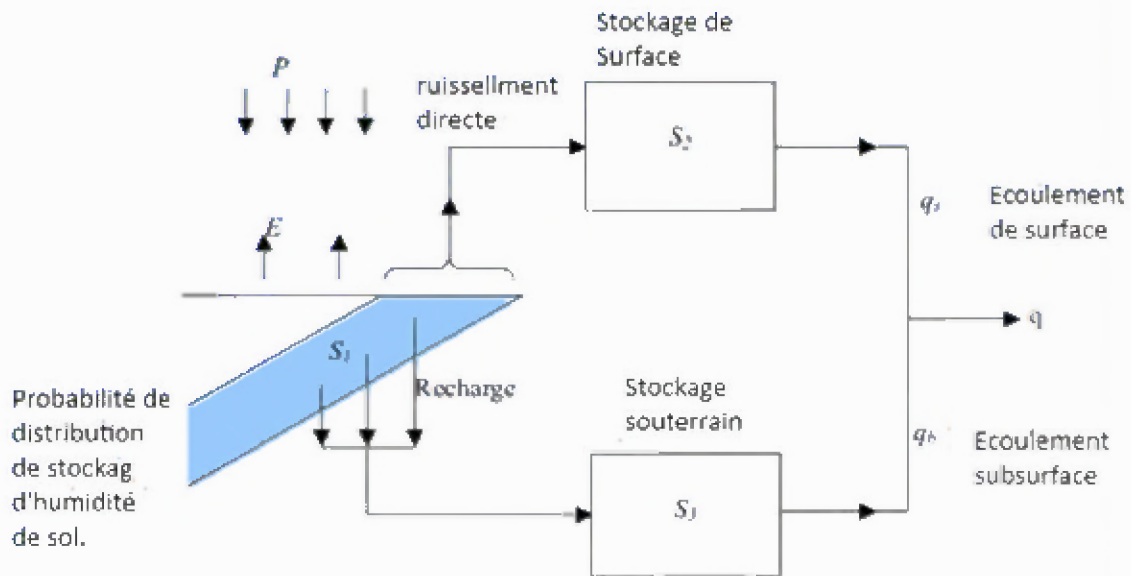


Figure III.1 : Le modèle pluie-débit « PDM » (R.J.Moore, 2007)

La production des eaux de ruissellement à un point dans le bassin versant est contrôlée par la capacité d'absorption des sols, la végétation et aussi la capacité des dépressions de surface à absorber l'eau. Cette capacité d'absorption peut être conceptualisée comme un simple magasin d'une capacité de stockage donnée qui dépend directement de l'état d'humidité de sol. Dans notre présent modèle en considérant que deux points différents dans un bassin ont différentes capacités de stockage et que cette variation spatiale suit une probabilité de distribution. Pour la production de ruissèlement le stockage de surface représente la voie de réponse rapide à la sortie du bassin et la recharge des eaux souterraines dans la banque d'humidité qui donne les écoulements hypodermiques (sub-surface) représentant les voies de réponse lent à la sortie du bassin.

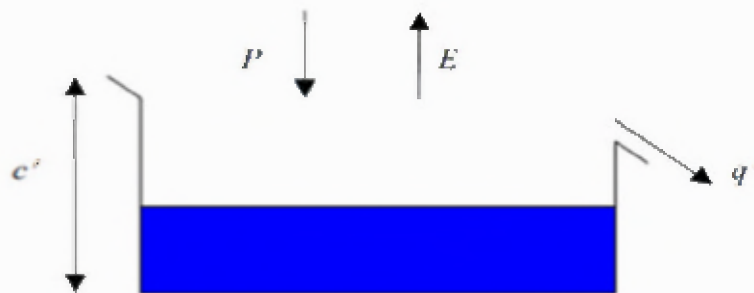
De nombreuses applications de ce modèle ont été développées. Citons à titre d'exemple Borga et al. (1997) qui ont utilisé le modèle PDM pour montrer que l'amélioration de la connaissance de la structure verticale des observations pluviométriques radar et leur ajustement avec des pluviomètres peuvent améliorer significativement la précision de l'estimation de la pluie moyenne sur le bassin versant et par conséquent la simulation des débits.

III.2.1 Description physique de modèle pluie-débit PDM

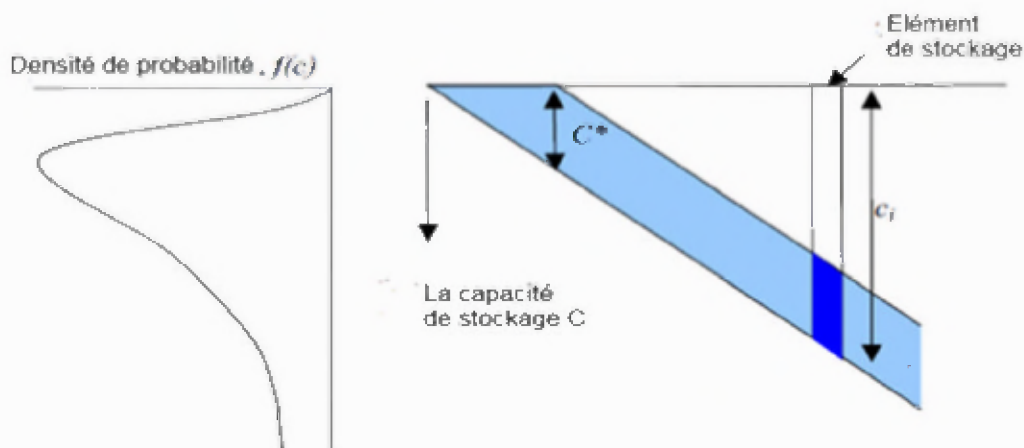
Considérez que la production de ruissellement à tout moment dans le cours d'eau peut être conceptualisée comme un simple stockage ou le réservoir, d'une capacité c' , représentant la capacité d'absorption de la colonne de sol à cet endroit. Le stockage prend l'eau de pluie P , et perd de l'eau par évaporation E , jusqu'à ce que soit les remplissages et les déversements de stockage, soient générés des ruissellements directs q_s , ou le cas contraire de perdre de l'eau par évaporation. Dont le comportement peut être exprimé mathématiquement par

$$q' = \begin{cases} P - E - (c' - S_0) & P > c' + E \\ 0 & P \leq c' + E \end{cases} \quad (\text{III.1})$$

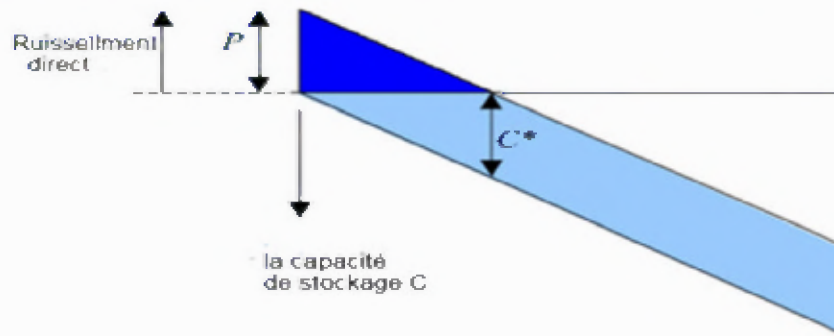
Où q' : est le ruissellement direct, E : est l'évaporation, P : est la pluie brute, C' : est la capacité de stockage à un point donné et S_0 : est la profondeur initiale de l'eau dans le stockage. La capacité de stockage « c » à n'importe quel moment, peut alors être considérée comme une variable aléatoire avec la fonction de densité de probabilité, $f(c)$. Tout d'abord, Supposant que les réservoirs de toutes différentes profondeurs possibles sont classés par ordre de profondeur et avec leurs parties supérieures ouvertes disposées à la même hauteur : il en résulte un diagramme en forme de coin comme cela est représenté sur la figure (III.2.b). Si le bassin est initialement sec de sorte que tous les réservoirs sont vides et la pluie tombe à un taux net P pour une durée d'unité, alors les réservoirs seront remplis à une profondeur P , sauf s'ils sont de profondeur moindre que P donc il y aura un déversement c'est-à-dire « ruissellement direct ».



(a) Représentation de la production de ruissellement par un seul magasin.



(b) Magasin représenté par les éléments de stockage de différente profondeur et leur densité de probabilité associé.



(c) Production de ruissellement.

Figure III.2 : Définition du diagramme de probabilité-distribution de capacité de stockage (R.J.Moore, 2007).

III.2.2 Description mathématique de modèle pluie-débit PDM :

Etant donné qu'en général, il ya plus de réservoirs d'une capacité que l'autre ; l'écoulement de la production effective sur le bassin doit être obtenue en pondérant le stock produit par un réservoir d'une capacité donnée par sa fréquence, exprimée par $f(c)$. Maintenant, à la fin des réservoirs de l'intervalle de capacité de stockage inférieure à P génèrent ruissellement. Laisser cette capacité critique en dessous de laquelle tous les réservoirs sont pleins à un moment t , être désignée par

$C^* = C^*(t)$ ($C^* = P$ dans le présent exemple). La proportion du bassin contenant les réservoirs d'une capacité inférieure supérieure ou égale à C^* est

$$Prob(c \leq C^*) = F(C^*) = \int_0^{C^*} f(c)dc \quad (III.2)$$

La fonction $F(.)$ Est la fonction de répartition de la capacité de stockage qui est lié à la fonction de densité, $f(c)$, par la relation $f(c) = dF(c)/dc$. Cette proportion est aussi la proportion de l'écoulement du bassin de génération, de sorte que la zone contribue par l'écoulement à l'instant t pour un bassin de surface A est la suivante :

$$A_c(t) = F(C^*(t))A. \quad (III.3)$$

Le taux d'écoulement direct instantané par unité de surface du bassin est le produit du taux de précipitation net, $\pi(t)$, et la proportion de l'écoulement du bassin de génération, $F(C^*(t))$; à savoir

$$q(t) = \pi(t)F(C^*(t)) \quad (III.4)$$

Au cours de l'intervalle de temps $(t, t + Dt)$ la pluie nette π_i se produit à un taux d'échange constant entre la précipitation P_i et l'évaporation potentielle E_i de sorte que $\pi_i = P_i - E_i$. Et la capacité de stockage augmente sur cet intervalle selon :

$$C^*(\tau) = C^*(t) + \pi_i(\tau - t) \quad t \leq \tau \leq t + \Delta t. \quad (III.5)$$

La zone contribuant s'élargira selon l'équation (3), et le volume de bassin de ruissellement par unité de surface produite sur cet intervalle sera

$$V(t + \Delta t) = \int_t^{t+\Delta t} q(\tau) d\tau = \int_{C^*(t)}^{C^*(t+\Delta t)} F(c) dc \quad (\text{III.6})$$

Pendant les périodes sèches l'évaporation potentielle épuise la teneur en eau de chaque stockage. On supposera au cours de telles périodes d'appauvrissement de l'eau se déplace entre les stockages de différentes profondeurs de manière à égaliser la profondeur de l'eau stockée à des points différents à l'intérieur du bassin. Ainsi, à tout moment, tous les réservoirs auront une teneur en eau, C^* , quelle que soit leur capacité, sauf si cela est moins de C^* quand ils seront pleins : le profil du niveau d'eau dans les réservoirs de différentes profondeurs sera donc toujours de forme simple représenté sur la Figure (III.2.c). L'hypothèse qui permet la redistribution de l'eau entre les entrepôts de taille différente en période de tarissement est particulièrement importante pour les applications en temps réel du modèle.

Donc pour la quantité totale de stockage dans le bassin on a :

$$\begin{aligned} S(t) &= \int_0^{C^*(t)} cf(c)dc + C^*(t) \int_{C^*(t)}^{\infty} f(c)dc \\ &= \int_0^{C^*(t)} (1 - F(c))dc. \end{aligned} \quad (\text{III.7})$$

Donc à partir d'une valeur de $S(t)$, le modèle utilise cette formule pour obtenir des $C^*(t)$.

Pour bien évaluer le stockage totale disponible S_{\max} qui est en dépendance avec la perte d'humidité de sol en assumant la fonction suivante entre l'évaporation potentielle et le déficit de l'humidité du sol

$$\frac{E_i'}{E_i} = 1 - \left\{ \frac{(S_{\max} - S(t))}{S_{\max}} \right\}^{b_e} \quad (\text{III.8})$$

Soit un linéaire ($b_e = 1$ si $E_i' = (S(t) / S_{\max}) E_i$) ou de la forme quadratique ($b_e = 2$) est généralement supposé. Ici, S_{\max} est le stockage total disponible, qui est donné par :

$$S_{\max} = \int_0^{\infty} cf(c)dc = \int_0^{\infty} (1 - F(c))dc = \bar{c}. \quad (\text{III.9})$$

C'est la capacité de stockage moyenne du bassin.

De plus la perte due à la recharge souterraine (drainage) peut être introduite en supposant que le taux de drainage d_i , dépend linéairement du stockage de sols dans le bassin à savoir :

$$d_i = k_g^{-1} (S(t) - S_t)^{b_g} \quad (\text{III.10})$$

Où k_g est un temps de drainage constant, b_g est un exposant (généralement fixé à 1) et S_t est le stockage de seuil en dessous duquel il n'y a pas de drainage. Puis un ratio de déficit des eaux souterraines peut être défini comme :

$$g(t) = \frac{S_g^{\max} - S_g(t)}{S_g^{\max}} \quad (\text{III.11})$$

Où $S_g(t)$ désigne le stockage des eaux souterraines à l'instant t . Ce rapport peut être utilisé pour définir un facteur de charge des eaux souterraines entre 0 et 1:

$$f(t) = \begin{cases} \left(\frac{g(t)}{\alpha}\right)^\beta & g(t) < \alpha \\ 1 & \text{Autrement} \end{cases} \quad (\text{III.12})$$

Le facteur de charge atteint un maximum pour des valeurs du rapport de déficit $g(t)$ supérieur à 1. Il est alors raisonnable de supposer que la profondeur de la recharge souterraine sur un intervalle i , D_i , augmente selon l' :

$$D_i = (D_{sat} + (S_{max} - D_{sat})f(t)) \frac{S(t)}{S_{max}} \quad (\text{III.13})$$

Une troisième formulation de recharge est disponible qui suppose qu'il n'y a pas de drainage des sols, di : Ruissellement direct est divisé entre une fraction (1) qui va rattraper le ruissellement de surface et une fraction (1-a) la continuité dans les eaux souterraines de stockage

Avec deux pertes à l'évaporation et la recharge, la pluie nette peut être définie en général comme

$$\pi_i = P_i - E'_i - d_i \quad (\text{III.14})$$

Pendant une période où aucune génération de ruissellement ne se produit alors, pour ce cas général, le calcul de stockage de l'humidité des sols consiste simplement

$$S(\tau) = S(t) + \pi_i (\tau - t) \quad t \leq \tau \leq t + \Delta t, 0 \leq S(\tau) \leq S_{max} \quad (\text{III.15})$$

Lorsque la génération de l'écoulement ne se produit alors le volume de l'écoulement produit, $V(t + Dt)$, est obtenu en utilisant (6), le stockage est reconstitué comme suit :

$$S(t + \Delta t) = \begin{cases} S(t) + \pi_i \Delta t - V(t + \Delta t) & S(t + \Delta t) \leq S_{max} \\ S_{max} & \text{Autrement} \end{cases} \quad (\text{III.16})$$

Si le stockage du bassin est entièrement reconstitué dans l'intervalle $(t, t + Dt)$, alors $V(t + Dt)$ doit être calculé à partir de continuité

$$V(t + \Delta t) = \pi_i \Delta t - (S_{max} - S(t)) \quad (\text{III.17})$$

La formule ci-dessus termine la procédure de la comptabilité de l'humidité du sol et la détermination de la valeur de la production de ruissellement selon un modèle de capacité de stockage de probabilité distribuée. Figure III.3 fournit une représentation graphique de cette procédure pendant un intervalle humide $(t, t + Dt)$ pendant laquelle le sol de stockage de l'humidité est ajoutée à une quantité de $DS(t + Dt) = PIDT - V(t + Dt)$, et un volume de ruissellement, $V(t + Dt)$, est généré.

Une application spécifique de la procédure peut être développée pour un choix donné de la fonction de densité de probabilité. Solutions analytiques des intégrales dans le composant de stockage de modèle de capacité de probabilité distribuée (des équations spécifiques (III.6) et (III.7)) ont été développées pour une gamme des types de distribution). Après un certain nombre d'essais sur les distributions alternatives, une distribution de Pareto de la capacité de stockage est maintenant plus largement utilisée dans la pratique et sera utilisé ici pour illustrer l'application de la méthode.

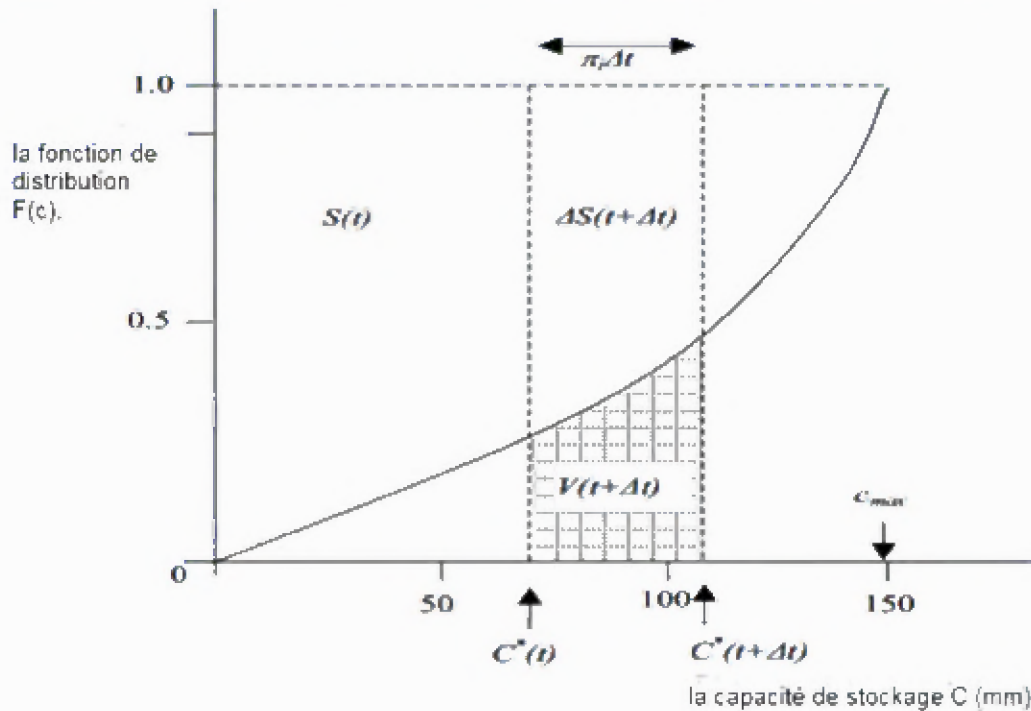


Figure III.3 : La courbe pour calculer l'humidité du sol, la capacité critique et le ruissèlement direct à partir de la fonction de distribution de la capacité de stockage selon le « PDM » (R.J.Moore, 2007).

La fonction de distribution et la fonction de densité de probabilité pour cette distribution est :

$$F(c) = 1 - \left(1 - \frac{c}{c_{max}}\right)^b \quad 0 \leq c \leq c_{max} \quad (\text{III.18})$$

$$f(c) = \frac{dF(c)}{dc} = \frac{b}{c_{max}} \left(1 - \frac{c}{c_{max}}\right)^{b-1} \quad 0 \leq c \leq c_{max} \quad (\text{III.19})$$

Où le paramètre C_{max} est la capacité maximale de stockage dans le bassin, et le paramètre b contrôle le degré de variabilité spatiale de la capacité de stockage sur le bassin. Ces fonctions sont illustrées à la Figure III.4. Noter que la distribution rectangulaire est obtenu comme un cas particulier, lorsque $b = 1$ et $b = 0$ implique une capacité de stockage constante sur l'ensemble du bassin.

Puisque la conception du modèle de PDM prévoit une gamme des formes structurales différentes, la configuration la plus utilisée généralement comporte Un composant probabilité-distribué de stockage d'humidité du sol pour effectuer la séparation entre l'écoulement direct et l'écoulement lent (hypodermique). Ceci est basé sur une distribution de Pareto de capacité de stockage d'humidité du sol et un composant de stockage d'eaux souterraines qui reçoit l'eau de drainage de sol comme entrée.

Conclusion

Donc, le principe de ce modèle est d'attribuer une " capacité de stockage C " en tout point du bassin versant. Les paramètres de la fonction de densité de probabilité de la variable " C " (fonction de Pareto) sur le bassin versant font partie des paramètres calibrables Moore, 1985). La production de ruissellement dépend en chaque point du stock initial d'eau, des précipitations reçues, de l'évapotranspiration. La percolation profonde est également prise en compte au-delà d'un niveau donné d'humidité dans le sol. Le ruissellement se produit lorsque le bilan de ces différents flux dépasse la valeur " C " en ce point. Le débit à l'exutoire est composé du ruissellement de surface (transfert rapide) et d'un apport hypodermique lent. Les routages sont simulés par différentes fonctions de transfert entre réservoirs successifs dont les paramètres peuvent eux aussi être l'objet de calibration.

Le principe de fonction de densité de probabilité utilisé dans PDM a été intégré dans un modèle distribué de type GRID par Bell et al. (1998). L'approche de Moore y est utilisée pour évaluer le stock total en eau des différentes mailles. Le modèle PDM est également utilisé dans d'autres modules comme le modèle conceptuel 'Hydrologic MODel' (Moradkhani et al. 2005) et d'autres modèles globaux (*lumped distributed models*). Le modèle OBM-Demer incorporant PDM a été appliqué sur le bassin versant du Démer à Rotselaar (2.275 km²) (Tate et al. 2004).

**Modélisation de la
Relation Pluie-débit et
Statistiques des Extrêmes
pour les Régions d'étude**

Chapitre IV :

Introduction

Dans le présent chapitre on a travaillé sur l'adaptation du modèle PDM (Probability Distributed Model) proposé par Moore (1985) sur les zones choisies pour effectuer une statistique des extrêmes débits.

Pour cela, le logiciel de la série Inforwoks™ RS-PDM[©], qui opérationnalise la théorie de Moore (1985) à utiliser pour traiter les données des quatre bassins versants, situés en région ouest, qui ont été sélectionnés pour la réalisation de cette étude comme c'était présenté précédemment. Ces bassins correspondent à :

- l'Oued Mekerra moyen (code 11-02) avec une surface 960 km²
- la plaine de Sidi Bel Abbés (code 11-03) avec une surface 1775 km²,
- l'Oued Bensekran (code 16-07) avec une surface 820 km²
- la Tafna bas (code 16-08) avec une surface 410 km²

Deux types des données peuvent être utilisés par ce modèle : les données journalières et les données horaires, dans notre cas on travaille avec les données journalières.

La qualité de l'ajustement est estimée dans le logiciel par le coefficient r^2 de détermination entre débits observés et simulés (excepté la période de mise en régime).

Pour chaque bassin versant testé, un calage et une validation semi-automatique (avec intervention de l'utilisateur), sont réalisés sur des événements bien choisis. L'objectif est la maximisation du coefficient r^2 .

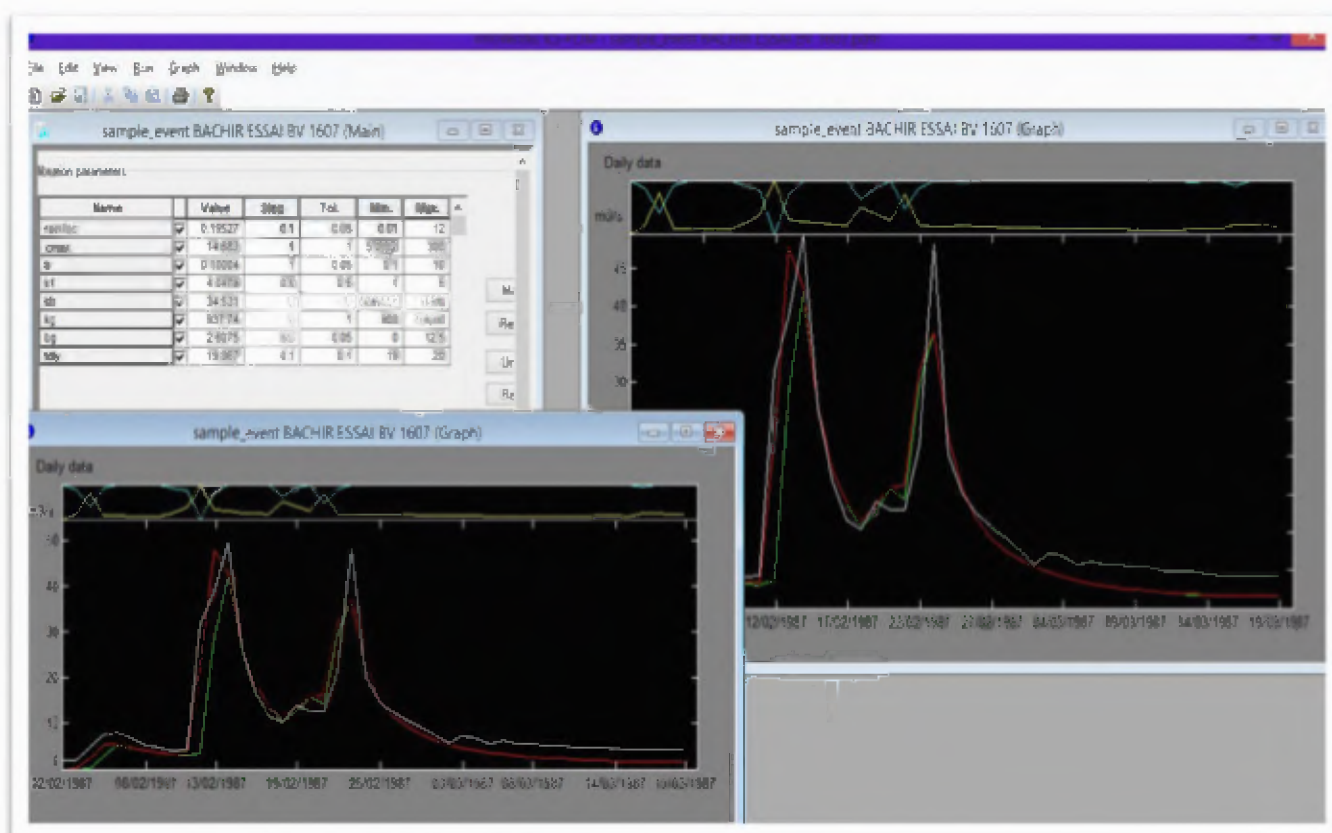
Les paramètres sont ensuite appliqués pour une simulation sur le reste des données disponibles, ceci afin de vérifier si le modèle est apte à fournir en définitive une statistique des débits extrêmes

IV.1 PRESENTATION DU LOGICIEL Inforwoks™ RS-PDM® :

Le PDM (*Probabilité Distribuée d'humidité*) modèle est développé et maintenu par le *Centre britannique pour l'écologie et l'hydrologie*. Le modèle fournit une représentation très efficace du processus de génération de ruissellement et a été conçu pour fonctionner avec de longues séries des débits et les précipitations.

Inforwoks™ RS-PDM® Version 13.5.2 éditée par *Wallingford Software*, est un développement sous licence du modèle PDM (Probabilité Distribuée d'humidité), fourni un support conceptuel, pour une simulation continue de l'hydrologie dans les InfoWorks.

InfoWorks PDM est une application indépendante mis en place, le calage et l'étalonnage qui génèrent des données des débits en temps pour son utilisation dans les



simulations.

Figure IV.1: Interface de travail du Logiciel RS-PDM (Info Works™ RS-PDM).

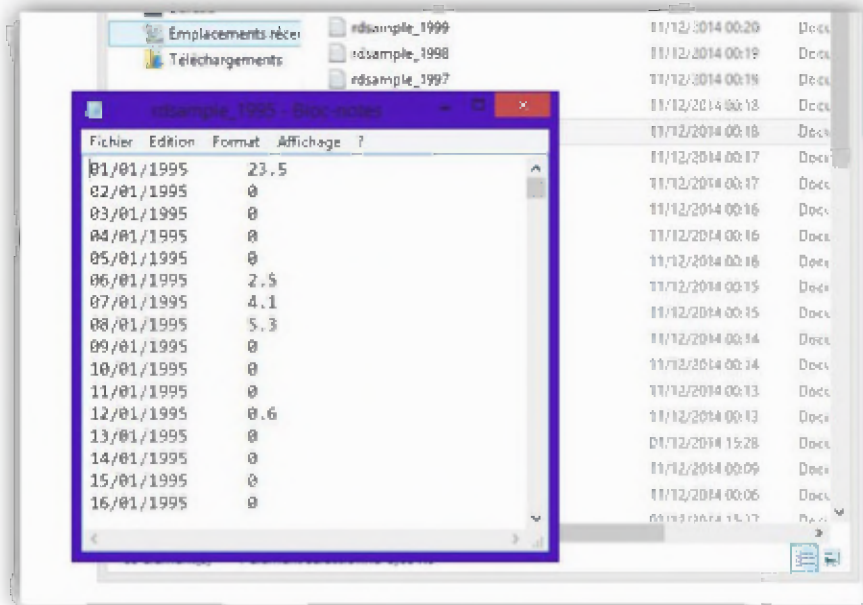
IV.1.1 Les Entrées du logiciel :

➤ Les chroniques de précipitation journalière (mm)

La précipitation est la source principale de notre approvisionnement en eau, les relevés de précipitation sont donc à la base de nombreuses études et projets qui ont trait aux approvisionnements en eau, aux inondations, à la sécheresse, à l'irrigation et aux structures de contrôle ainsi qu'aux études de modélisation hydrologique.

Inforwoks™ RS-PDM© lit les données de précipitation sous la forme «*.txt» avec un en codage ANSI.

La figure suivante représente le fichier des précipitations journalières à l'entrée du modèle.



Fichier	Edition	Format	Affichage	?
01/01/1995		23.5		
02/01/1995		0		
03/01/1995		0		
04/01/1995		0		
05/01/1995		0		
06/01/1995		2.5		
07/01/1995		4.1		
08/01/1995		5.3		
09/01/1995		0		
10/01/1995		0		
11/01/1995		0		
12/01/1995		0.6		
13/01/1995		0		
14/01/1995		0		
15/01/1995		0		
16/01/1995		0		

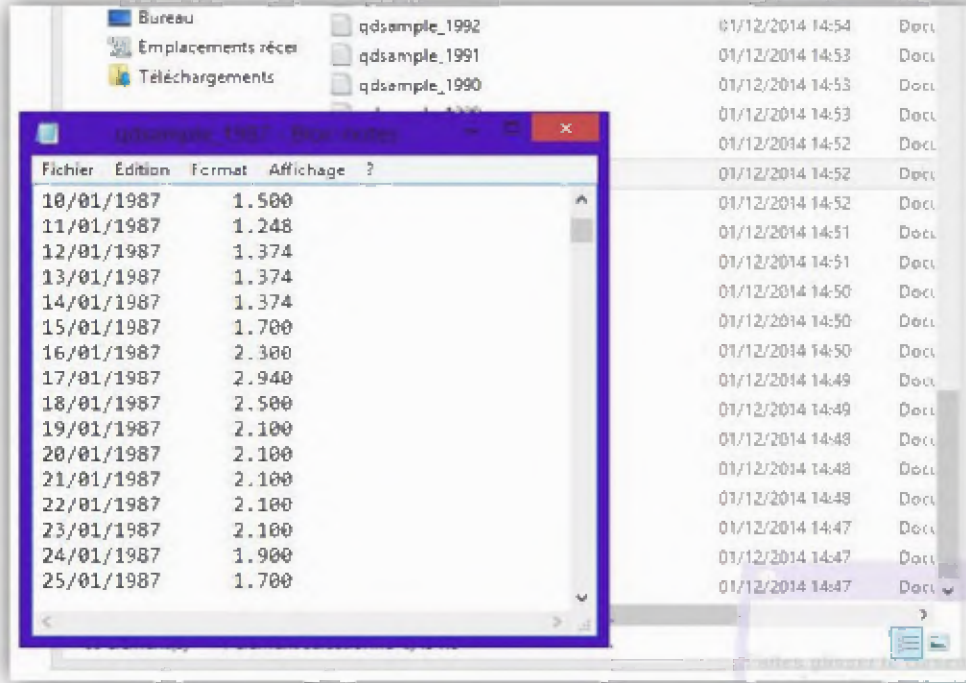
Figure IV.2: Fichier des précipitations journalières à l'entrée du modèle

➤ Les chroniques de débit journalier (m3/s)

Suite à une pluie tombée sur le bassin versant, tout un mécanisme complexe d'interaction des phénomènes hydrologiques et climatologiques se met en œuvre. Il se traduit par une circulation directe ou indirecte, de l'eau à travers le sol ou le sous-sol en passant par les cours d'eau secondaires puis principaux, et finissant par l'exutoire du bassin versant.

Inforwoks™ RS-PDM© lit les données de débit sous la forme «*.txt» avec un en codage ANSI.

La figure suivante représente le fichier des débits journaliers à l'entrée du modèle.

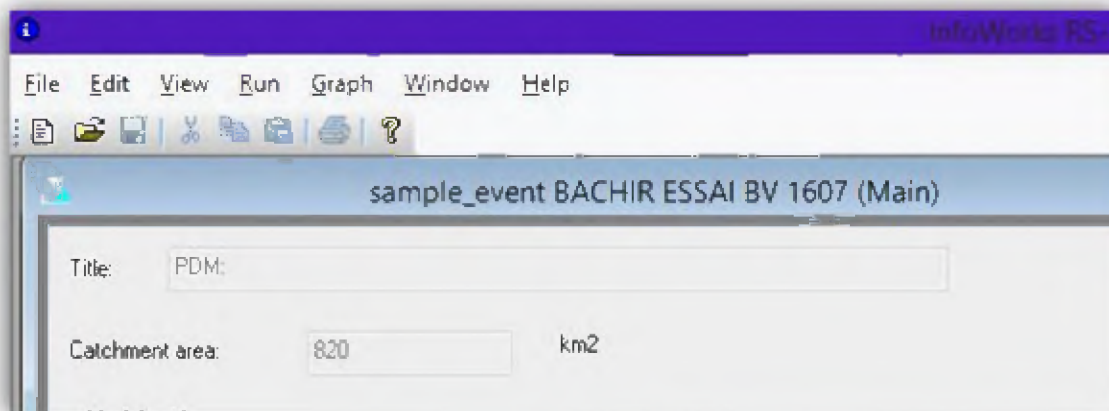


Fichier	Édition	Format	Affichage ?
10/01/1987		1.500	
11/01/1987		1.248	
12/01/1987		1.374	
13/01/1987		1.374	
14/01/1987		1.374	
15/01/1987		1.700	
16/01/1987		2.300	
17/01/1987		2.940	
18/01/1987		2.500	
19/01/1987		2.100	
20/01/1987		2.100	
21/01/1987		2.100	
22/01/1987		2.100	
23/01/1987		2.100	
24/01/1987		1.900	
25/01/1987		1.700	

Figure IV.3:Fichier des débits journaliers à l'entrée du modèle

➤ La superficie du sous bassin en Kilomètres carrés

En plus des données des débits et précipitations le modèle utilise dans l'optimisation la surface du bassin. La figure suivante représente l'endroit où on va introduire la surface du bassin en Km² dans le PDM.



sample_event BACHIR ESSAI BV 1607 (Main)

Title: PDM:

Catchment area: 820 km2

Figure IV.4:Coin de la surface dans l'interface du PDM

IV.2 METHODE DE TRAVAIL :

Pour rappel, le calage semi-automatique des paramètres du modèle est utilisé pour chaque bassin versant, les résultats des simulations et des validations sont analysés sous deux comportements :

- Comparaison des séries chronologiques des débits observés et simulés,
- Etude de la correspondance des débits observés et ceux simulés en terme de statistique des extrêmes.

Outre une comparaison des hydrogrammes et un diagramme de dispersion des débits simulés en fonction des débits observés, le critère de Nash a été calculé en complément du coefficient de détermination (Nash et al, 1970). Sa valeur est comprise entre $-\infty$ et 1. Un coefficient égal à 1 suppose une simulation parfaite, un coefficient égal à 0 suppose une simulation guère meilleure que la moyenne (Degré et al, 2008).

Le choix des événements de modélisation se fait par une première sélection qui permet de construire un catalogue d'évènement qui correspond à la problématique et qui servira au calage et la validation, les crues les plus importantes seront retenues.

Pour assurer une certaine stabilité des erreurs dans le domaine des crues observées, la répartition des événements entre le calage et la validation se fait de façon à disposer d'une gamme complète des crues dans chaque échantillon. Cette méthode consisterait à mettre la plus forte crue dans l'échantillon calage, la deuxième plus forte dans l'échantillon validation...etc (Musy, 1998)

Cependant l'objet de notre travail étant d'établir une statistique des extrêmes dans les bassins peu jaugés, la sensibilité aux valeurs extrêmes du critère de Nash, relevée par Krause et al. (2005), est un atout. Ce critère sera utilisé conjointement aux graphes, permettant une vue d'ensemble sur les résultats (Legates et al., 1999).

La statistique des extrêmes basée sur la méthode de Gumbel est une loi de probabilité fréquemment utilisée dans la pratique courante (Maidment, 1993). Un minimum de 20 années d'observations est en principe nécessaire pour établir une extrapolation fiable (Chow, 1964).

Le but de notre travail est de vérifier si une augmentation du nombre d'années de débit sur lesquelles se basera la statistique des extrêmes par simulation influe sur l'augmentation de la représentativité de l'échantillon.

En complément, l'analyse détaillée des résultats permet d'amorcer l'étude du rôle de certains paramètres dans la modélisation. Citons spécialement les paramètres qu'on va optimiser :

- **Fc** (*rainfall factor*) : contrôlant le volume de ruissellement
- **Cmax** (*maximum store capacity*) (mm) : contrôlant la capacité de stockage du sol

- **b** (*exponent of Pareto distribution controlling spatial variability of store capacity*) : contrôle la répartition spatiale de la capacité de stockage du sol
- **k1** (*time constants of cascade of two linear reservoirs*) (hours) : le temps nécessaire de ruissèlement entre deux points de stockage
- **kb** (*baseflow time constant*) (hr/mm m-1) : contrôle le temps constant de débit du base de la rivière
- **kg** (*groundwater recharge time constant*) (hr/mm br-1) : contrôle le taux de recharge de l'aquifère
- **bg** (*exponent of recharge function*) : contrôlant la capacité de recharge de la nappe
- **tdly** (*time delay*) (heurs): permet de déplacer l'hydrogramme selon l'axe du temps

IV.3 MODELISATION DU COMPORTEMENT PLUIE-DEBIT DES BASSINS VERSANTS :

Remarque :

Pour tous les graphes de simulation des évènements :

- **graphe en blanc** : Débits observés
- **graphe en vert** : Débits initiaux simulés
- **graphe en rouge** : Débits finaux simulés

IV.3.1 Bassin d'Oued Mekerra moyen :

Pour ce bassin versant nous avons travaillé sur les évènements suivants :

Tableau IV.1: Analyse des évènements Bassin N°11-02

N° Evènements	Date de début	Date de fin	Débit de pointe
1	19 août 2002	29 août 2002	180,819
2	2 octobre 1969	9 octobre 1969	83,054
3	8 septembre 1997	23 septembre 1997	77,092
4	9 février 1962	16 février 1962	60,867
5	26 avril 1990	4 mai 1990	58,412
6	15 septembre 1950	21 septembre 1950	55,422
7	17 octobre 1977	27 octobre 1977	46,819
8	20 octobre 1997	27 octobre 1997	40,613
9	26 novembre 1959	6 décembre 1959	27,787
10	10 novembre 2000	25 novembre 2000	21,744

On a trié les évènements selon les débits du point le plus important jusqu'au moins important, en répartissant entre les deux opérations de calage et de validation.

IV.3.1.1 Résultats :

Les résultats graphiques de la simulation sont représentés dans l'Annexe A.

IV.3.1.2 Performances des résultats de la modélisation :

Après différentes simulations des paramètres influant la relation pluie-débit des événements des crues choisies, les résultats du critère de Nash pour le calibrage et la validation du modèle sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Critères de Nash des calages et validations sur le bassin versant 11-02

OPERATION	N° Evènements	Date de début	Date de fin	Débit de pointe	NASH
CALAGE	1	19 août 2002	29 août 2002	180,819	0,72
	3	8 septembre 1997	23 septembre 1997	77,092	0,54
	5	26 avril 1990	4 mai 1990	58,412	0,62
	7	17 octobre 1977	27 octobre 1977	46,819	0,51
	9	26 novembre 1959	6 décembre 1959	27,787	0,77
VALIDATION	2	2 octobre 1969	9 octobre 1969	83,054	0,54
	4	9 février 1962	16 février 1962	60,867	0,65
	6	15 septembre 1950	21 septembre 1950	55,422	0,86
	8	20 octobre 1997	27 octobre 1997	40,613	0,56
	10	10 novembre 2000	25 novembre 2000	21,744	0,60

Le critère de Nash présenté au tableau confirme que l'ajustement des hydrogrammes simulés aux hydrogrammes observés est de qualité moyenne tant pour les périodes de calage (valeurs entre 0,51 et 0,77) que pour les périodes de validation (valeurs entre 0,54 et 0,86).

Par ailleurs, deux constatations peuvent être effectuées :

- Les pointes simulées interviennent bien aux dates des valeurs observées sauf celle de l'évènement du 15 septembre 1950 au 21 septembre 1950 ;
- Tous les débits maximaux sont sous-estimés.

IV.3.2 Bassin de la plaine de Sidi Bel Abbés :

Pour ce bassin versant nous avons travaillé sur les évènements suivants :

Tableau IV.3: Analyse des évènements Bassin N°11-03

N° Evènements	Date de début	Date de fin	Débit de pointe
1	23 septembre 1997	1 octobre 1997	101,858
2	10 mars 1991	21 mars 1991	81,905
3	18 octobre 1995	30 octobre 1995	79,991
4	19 octobre 2000	31 octobre 2000	71,360
5	1 février 1996	8 février 1996	66,840
6	28 septembre 1994	6 octobre 1994	64,797
7	20 août 1997	3 septembre 1997	43,153
8	23 septembre 1999	3 octobre 1999	39,910
9	30 octobre 1994	9 novembre 1994	37,610
10	29 septembre 1986	9 octobre 1986	30,646

On a trié les évènements selon les débits du point le plus important jusqu'au moins important, en répartissant entre les deux opérations de calage et de validation.

IV.3.2.1 Résultats :

Les résultats graphiques de la simulation sont représentés dans l'Annexe A.

IV.3.2.2 Performances des résultats de la modélisation :

Après différentes simulations des paramètres influant la relation pluie-débit des évènements des crues choisies, les résultats du critère de Nash pour le calibrage et la validation du modèle sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Critères de Nash des calages et validations sur le bassin versant 11-03

OPERATION	N° Evènements	Date de début	Date de fin	Débit de pointe	NASH
CALAGE	1	23 septembre 1997	1 octobre 1997	101,858	0,90
	3	18 octobre 1995	30 octobre 1995	79,991	0,70
	5	1 février 1996	8 février 1996	66,840	0,75
	7	20 août 1997	3 septembre 1997	43,153	0,70
	9	30 octobre 1994	9 novembre 1994	37,610	0,66
VALIDATION	2	10 mars 1991	21 mars 1991	81,905	0,70
	4	19 octobre 2000	31 octobre 2000	71,360	0,76
	6	28 septembre 1994	6 octobre 1994	64,797	0,78
	8	23 septembre 1999	3 octobre 1999	39,910	0,73
	10	29 septembre 1986	9 octobre 1986	30,646	0,93

Le critère de Nash présenté au tableau confirme que l'ajustement des hydrogrammes simulés aux hydrogrammes observés est de qualité moyenne tant pour les périodes de calage (valeurs entre 0,66 et 0,90) que pour les périodes de validation (valeurs entre 0,73 et 0,93).

Par ailleurs, deux constatations peuvent être effectuées :

- Les pointes simulées interviennent bien aux dates des valeurs observées sauf celle des évènements du 23 septembre 1997 au 1 octobre 1997 et du 29 septembre 1986 au 9 octobre 1986 ;
- Tous les débits maximaux sont sous-estimés tandis qu'un évènement (celle de la crue du 30 septembre 1994) est surestimé (Voir Figure A.16 dans l'Annexe A).

IV.3.3 Bassin d'Oued Bensekran

Pour ce bassin versant nous avons travaillé sur les évènements suivants :

Tableau IV.5: Analyse des évènements Bassin N°16-07

N° Evènements	Date de début	Date de fin	Débit de pointe
1	29 février 1980	20 mars 1980	321,744
2	1 novembre 2001	26 novembre 2001	176,327
3	12 février 1974	9 juin 1974	120,630
4	15 mars 1989	25 mars 1989	107,768
5	13 avril 1975	7 juin 1975	103,913
6	4 février 1986	23 février 1986	75,519
7	8 mars 1995	27 mars 1995	62,733
8	24 septembre 1997	2 octobre 1997	56,619
9	10 décembre 1980	8 février 1981	56,433
10	30 décembre 1989	28 janvier 1990	54,713

On a trié les évènements selon les débits du point le plus important jusqu'au moins important, en répartissant entre les deux opérations de calage et de validation.

IV.3.3.1 Résultats :

Les résultats graphiques de la simulation sont représentés dans l'Annexe A.

IV.3.3.2 Performances des résultats de la modélisation :

Après différentes simulations des paramètres influant la relation pluie-débit des événements des crues choisies, les résultats du critère de Nash pour le calibrage et la validation du modèle sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Critères de Nash des calages et validations sur le bassin versant 16-07

OPERATION	N° Evènements	Date de début	Date de fin	Débit de pointe	NASH
CALAGE	1	29 février 1980	20 mars 1980	321,744	0,75
	3	12 février 1974	9 juin 1974	120,630	0,72
	5	13 avril 1975	7 juin 1975	103,913	0,81
	7	8 mars 1995	27 mars 1995	62,733	0,81
	9	10 décembre 1980	8 février 1981	56,433	0,77
VALIDATION	2	1 novembre 2001	26 novembre 2001	176,327	0,41
	4	15 mars 1989	25 mars 1989	107,768	0,60
	6	4 février 1986	23 février 1986	75,519	0,79
	8	24 septembre 1997	2 octobre 1997	56,619	0,81
	10	30 décembre 1989	28 janvier 1990	54,713	0,85

Le critère de Nash présenté au tableau confirme que l'ajustement des hydrogrammes simulés aux hydrogrammes observés est de qualité moyenne tant pour les périodes de calage (valeurs entre 0,72 et 0,81) que pour les périodes de validation (valeurs entre 0,41 et 0,85).

Par ailleurs, deux constatations peuvent être effectuées :

- Les pointes simulées interviennent bien aux dates des valeurs observées sauf celle des événements du 10 décembre 1980 au 8 février 1981 et du 1 novembre 2001 au 26 novembre 2001 ;
- Tous les débits maximaux sont sous-estimés tandis qu'un événement (celle de la crue du 22 avril 1975) est bien estimé (Voir Figure A.21 dans l'Annexe A).

IV.3.4 Bassin de la Tafna bas :

Pour ce bassin versant nous avons travaillé sur les évènements suivants :

Tableau IV.7: Analyse des évènements Bassin N°16-08

N° Evènements	Date de début	Date de fin	Débit de pointe
1	22 mars 1973	15 avril 1973	1191,692
2	5 mai 1968	31 mai 1968	882,075
3	7 mars 1995	22 mars 1995	871,755
4	13 avril 1975	14 mai 1975	863,842
5	15 mars 1989	25 mars 1989	545,714
6	8 mars 1991	20 mars 1991	499,192
7	10 novembre 1986	5 décembre 1986	483,629
8	14 octobre 1979	2 novembre 1979	440,257
9	16 avril 1971	10 juin 1971	413,258
10	2 mars 1980	13 mars 1980	398,585
11	14 décembre 1980	20 janvier 1981	376,930
12	18 décembre 1973	13 janvier 1974	292,536

On a trié les évènements selon les débits du point le plus important jusqu'au moins important, en répartissant entre les deux opérations de calage et de validation.

IV.3.4.1 Résultats :

Les résultats graphiques de la simulation sont représentés dans l'Annexe A.

IV.3.4.2 Performances des résultats de la modélisation :

Après différentes simulations des paramètres influant la relation pluie-débit des évènements des crues choisies, les résultats du critère de Nash pour le calibrage et la validation du modèle sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Critères de Nash des calages et validations sur le bassin versant 16-08

OPERATION	N° Evènements	Date de début	Date de fin	Débit de pointe	NASH
CALAGE	1	22 mars 1973	15 avril 1973	1191,692	0,97
	3	7 mars 1995	22 mars 1995	871,755	0,51
	5	15 mars 1989	25 mars 1989	545,714	0,61
	7	10 novembre 1986	5 décembre 1986	483,629	0,81
	9	16 avril 1971	10 juin 1971	413,258	0,64
	11	14 décembre 1980	20 janvier 1981	376,93	0,87
VALIDATION	2	5 mai 1968	31 mai 1968	882,075	0,76
	4	13 avril 1975	14 mai 1975	863,842	0,72
	6	8 mars 1991	20 mars 1991	499,192	0,4
	8	14 octobre 1979	2 novembre 1979	440,257	0,84
	10	2 mars 1980	13 mars 1980	398,585	0,71
	12	18 décembre 1973	13 janvier 1974	292,536	0,68

Le critère de Nash présenté au tableau confirme que l'ajustement des hydrogrammes simulés aux hydrogrammes observés est de qualité moyenne tant pour les périodes de calage (valeurs entre 0,51 et 0,97) que pour les périodes de validation (valeurs entre 0,40 et 0,84).

Par ailleurs, deux constatations peuvent être effectuées :

- Les pointes simulées interviennent bien aux dates des valeurs observées sauf celle de l'évènement du 5 mai 1968 au 31 mai 1968 ;
- Tous les débits maximaux sont sous-estimés tandis qu'un évènement (celle de la crue du 29 décembre 1980) est surestimé (Voir Figure A.41 dans l'Annexe A).

IV.4 CRITIQUE D'EVOLUTION DES PARAMETRES DE MODELISATION :

Afin de mieux adapter le modèle aux comportements des bassins étudiés, des différentes simulations des événements de crue sont effectuées.

Des interventions de calibrations semi-automatique sur les périodes des événements ont été effectuées en fixant successivement les valeurs des principaux paramètres à leurs maximum et minimum par défaut (les intervalles de variation des paramètres proposés par défaut dans le modèle sont présentés dans le tableau N°) et à une valeur intermédiaire. Sur base des résultats de ces interventions manuelles dans les calibrations, les crues faisant l'objet de la calibration et la validation du modèle ont été simulées avec des plages de variation des paramètres réduits pour la série des événements de chaque bassin.

Tableau IV.9 : Paramètres par défaut lors du commencement de la simulation

Paramètres par défaut								
	rainfac	cmax (mm)	b	k1 (hours)	kb (hr/mm m-1)	kg (hr/mm br-1)	bg	tdly
Max	15.5	700	5	90	1 500	70 000	10	20
Min	0.2	1	0.1	1	0	0	0	0

L'évolution des différents paramètres des crues pour le bassin d'Oued Mekerra moyen sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Evolution des paramètres lors de la simulation (Bassin 11-02)

		Paramètres							
Opération	Variation	rainfac	cmax (mm)	b	k1 (hours)	kb (hr/mm m-1)	kg (hr/mm br-1)	bg	tdly
CALAGE	Max	2.038	17.7	2.4739	4.1764	1.0144	919.94	4.377	18.8
	Moy	0.1	13.3	2.4612	4.122	0.93376	919.88	4.358	18.771
	Min	0.038	5.516	2.4337	4.0592	0.91442	919.81	4.332	18.757
VALIDATION	Max	1.3	34.74	2.4872	4.1995	0.93376	919.94	4.4	18.8
	Moy	0.441	9.5895	2.4612	4.1377	0.91464	919.75	4.3435	18.775
	Min	0.044	1	2.4337	4.0052	0.91442	919	4.3074	18.745

L'évolution des différents paramètres des crues pour le bassin de la plaine de Sidi Bel Abbés sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Evolution des paramètres lors de la simulation (Bassin 11-03)

		Paramètres							
Opération	Variation	rainfac	cmax (mm)	b	k1 (hours)	kb (hr/mm m-1)	kg (hr/mm br-1)	bg	tdly
CALAGE	Max	5.66	40.172	0.12298	20	0.01324	26 731	4.0117	18.229
	Moy	1.5622	20.8	0.10743	10.31	0.01257	26 721	3.7298	18.227
	Min	0.47946	11.375	0.10204	1.0661	0.01	26 718	3.595	18.219
VALIDATION	Max	0.97112	33.354	0.19444	10.5	0.01	26 731	3.8387	18.229
	Moy	0.76952	20.96	0.10284	10.39	0.01	26 728	3.65	18.226
	Min	0.55	14.377	0.102	10.31	0.01	26 711	3.0137	18.225

L'évolution des différents paramètres des crues pour le bassin d'Oued Bensekran sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Evolution des paramètres lors de la simulation (Bassin 16-07)

Opération	Variation	Paramètres							
		rainfac	cmax (mm)	b	k1 (hours)	kb (hr/mm m-1)	kg (hr/mm br-1)	bg	tdly
CALAGE	Max	0.48	30	0.19984	4.992	9.9991	919.86	2.1572	19.906
	Moy	0.23435	21.385	0.15926	4.9122	9.9725	919.81	2.0027	19.906
	Min	0.10001	7.0222	0.10951	4.8883	9.364	919.18	2.0001	19.84
VALIDATION	Max	0.59065	11.538	0.19972	4.9926	9.9966	920.00	2.5	19.955
	Moy	0.22333	8.5421	0.14582	4.4649	8.2849	916.02	2.4981	19.898
	Min	0.1	5.0001	0.1071	1.1466	1.3275	900.45	2.0002	19.832

L'évolution des différents paramètres des crues pour le bassin la Tafna bas sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 : Evolution des paramètres lors de la simulation (Bassin 16-08)

Opération	Variation	Paramètres							
		rainfac	cmax (mm)	b	k1 (hours)	kb (hr/mm m-1)	kg (hr/mm br-1)	bg	tdly
CALAGE	Max	7.88	149.98	0.17799	18.999	389.99	8344.7	2.3454	9.4303
	Moy	5	135.1	0.102	15.925	383.97	8339.6	1.981	9.416
	Min	4.0011	120	0.1	10.925	380	8335.3	1.9	9.3986
VALIDATION	Max	7.5	149.89	0.1999	17.401	384.0	8340	1.9997	9.4433
	Moy	5.6525	130	0.101	13.76	380.03	8337.6	1.9679	9.417
	Min	4.031	120.02	0.10005	10.925	380	8335	1.9002	9.39

Il faut noter que les paramètres " time delay (td) " et " ground water recharge time constant (kg)" semblent fixe (une variation faible) lors des deux opérations (calage et validation) pour chaque événement. Il en va de même pour les paramètres b (exposant de la distribution de Pareto qui contrôle la répartition spatiale de la capacité de stockage du sol), k1 (time constants of cascade of two linear reservoirs) (hours) qui est le temps nécessaire de ruissèlement entre deux points de stockage et kb (baseflow time constant) (hr/mm m-1) qui contrôle le temps constant du débit de base de la rivière.

D'autres paramètres ont en revanche une variation remarquable dans la modélisation, particulièrement en ce qui concerne la hauteur des pics de débits, primordiales en statistique des extrêmes. Il s'agit des paramètres, fc (paramètre contrôlant le volume de ruissèlement), Cmax (maximum store capacity) (mm) qui contrôle la capacité de stockage du sol et dans une partie des mesures bg (paramètre contrôlant la capacité de recharge de la nappe).

A condition d'une analyse plus approfondie, de l'état actuel, il n'est pas à exclure que certains paramètres sont influés par des changements essentiels dans le régime des cours

d'eau par des aménagements hydrotechniques ou urbains comme c'est le cas d'Oued Bensekrane par exemple qui a subi des changements de l'écoulement après mise en service du barrage Sidi Abdeli (1989) et d'autre part, que les phénomènes de compensation constatés, qui résultent de la calibration du modèle, tendent à l'éloigner du caractère conceptuel qu'il revendique.

IV.5 ETUDE DES DEBITS EXTREMES :

Après validation du modèle pour les quatre bassins versants, on va travailler sur l'ajustement d'une loi des extrêmes (Gumbel) sur les débits extrêmes annuels simulés et la comparé avec celle des débits extrêmes annuels observés.

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-y}$$

Tel que : $y = a(x - x_0)$

Avec :

1/a : la pente de la droite de GUMEL

Y : variable réduite de GUMBEL

x : débit maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(x)))$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3, n.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n}$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = -\ln(-\ln(F(x)))$$

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »
- représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

***Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :**

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0$$

Avec :

(1 / a) : la pente de la droite de GUMBEL

L'ajustement des données des différents bassins versants a été faite à l'aide du logiciel **Hyfran Version 1.1 Beta®**

IV.5.1 Bassin d'Oued Mekerra moyen :

Les valeurs des débits annuels extrêmes observés et simulés sont présentées en annexe B. Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » des débits observés sont résumés dans le tableau suivant :

Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 49

Tableau IV.14: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Bassin 11-02)

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type
1000.0	0.9990	1050	147
200.0	0.9950	823	114
100.0	0.9900	726	100
50.0	0.9800	629	85.8
20.0	0.9500	500	67.2
10.0	0.9000	400	53.2

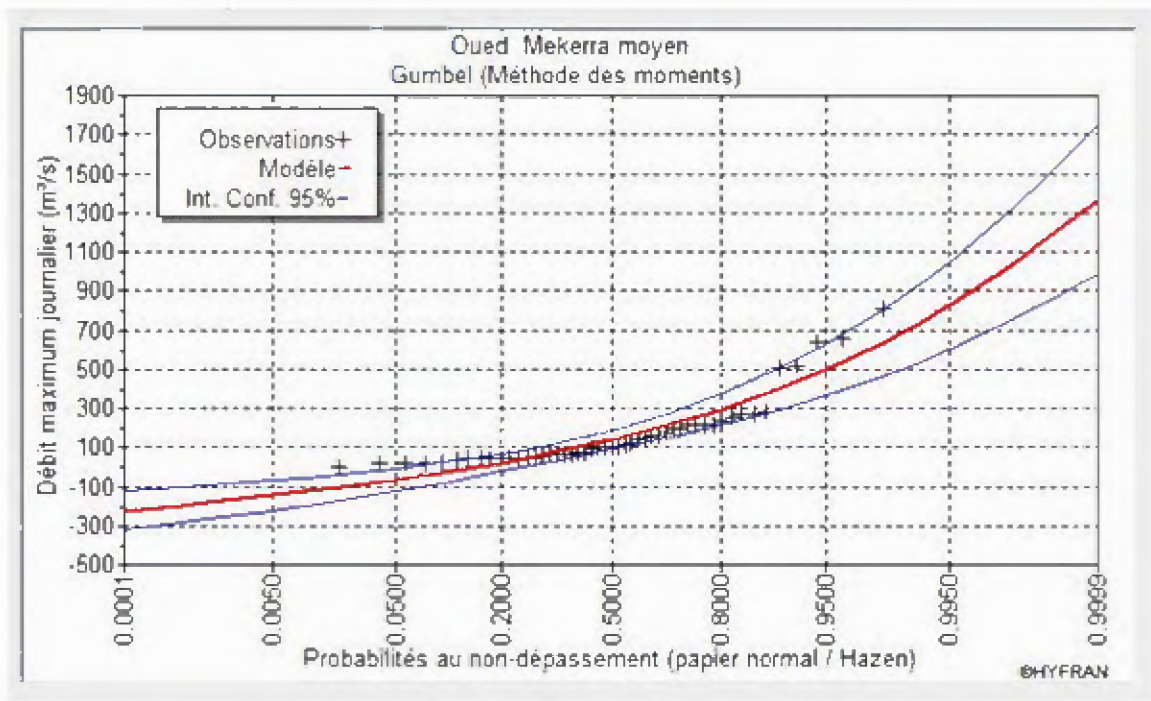


Figure IV.5 : l'ajustement avec loi de Gumbel des débits extrêmes observés

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » des débits simulés sont résumés dans le tableau suivant :

Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 49

Tableau IV.15: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (simulation Bassin 11-02)

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type
1000.0	0.9990	890	110
200.0	0.9950	723	85.4
100.0	0.9900	650	74.8
50.0	0.9800	578	64.2
20.0	0.9500	481	50.3
10.0	0.9000	406	39.8

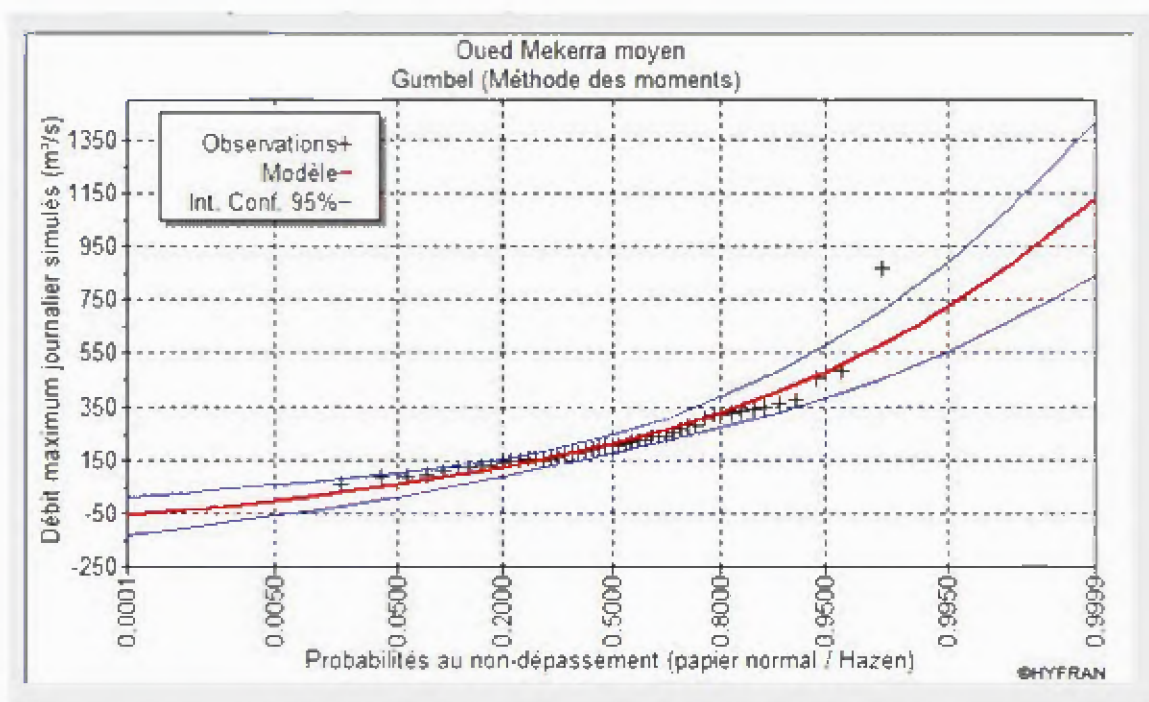


Figure IV.6 : l'ajustement avec loi de Gumbel des débits extrêmes simulés

IV.5.2 Bassin de la plaine de Sidi Bel Abbés

Les valeurs des débits annuels extrêmes observés et simulés sont présentées en annexe B. Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » des débits observés sont résumés dans le tableau suivant :

Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 25

Tableau IV.16: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Bassin 11-03)

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type
1000.0	0.9990	387	73.2
200.0	0.9950	307	56.8
100.0	0.9900	273	49.7
50.0	0.9800	238	42.7
20.0	0.9500	192	33.4
10.0	0.9000	157	26.4

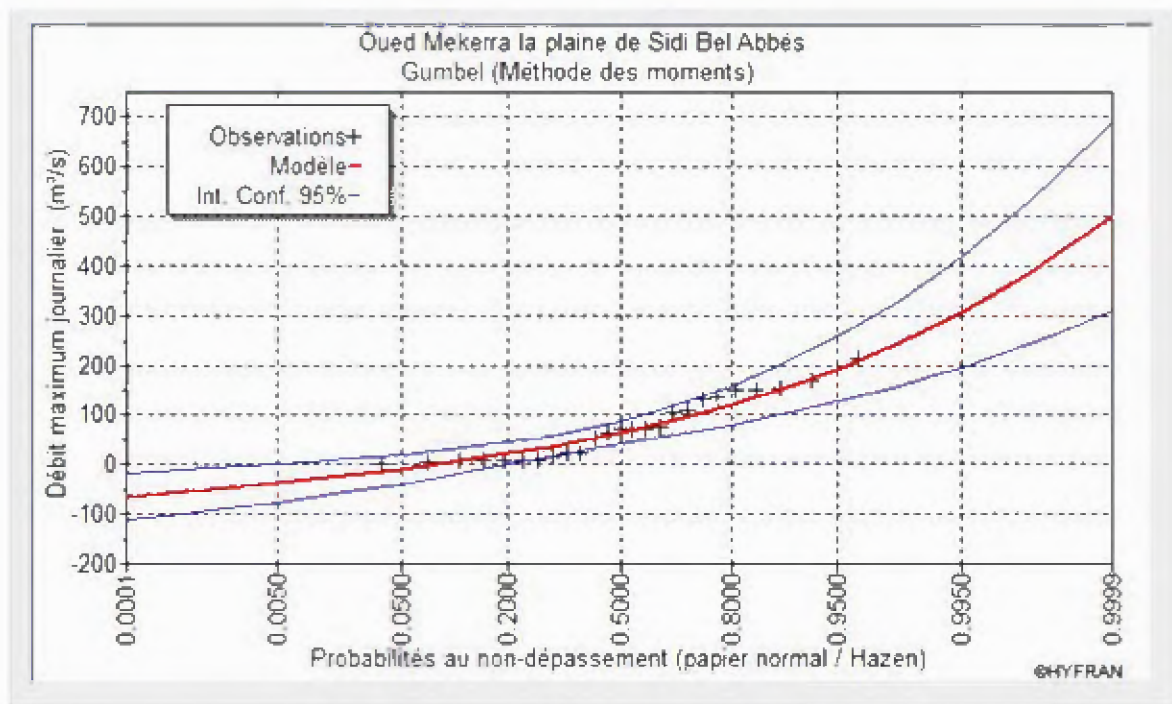


Figure IV.7 : l'ajustement avec loi de Gumbel des débits extrêmes observés

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » des débits simulés sont résumés dans le tableau suivant :

Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 25

Tableau IV.17: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (simulation Bassin 11-03)

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type
1000.0	0.9990	321	50.4
200.0	0.9950	266	39.1
100.0	0.9900	243	34.2
50.0	0.9800	219	29.4
20.0	0.9500	187	23.0
10.0	0.9000	163	18.2

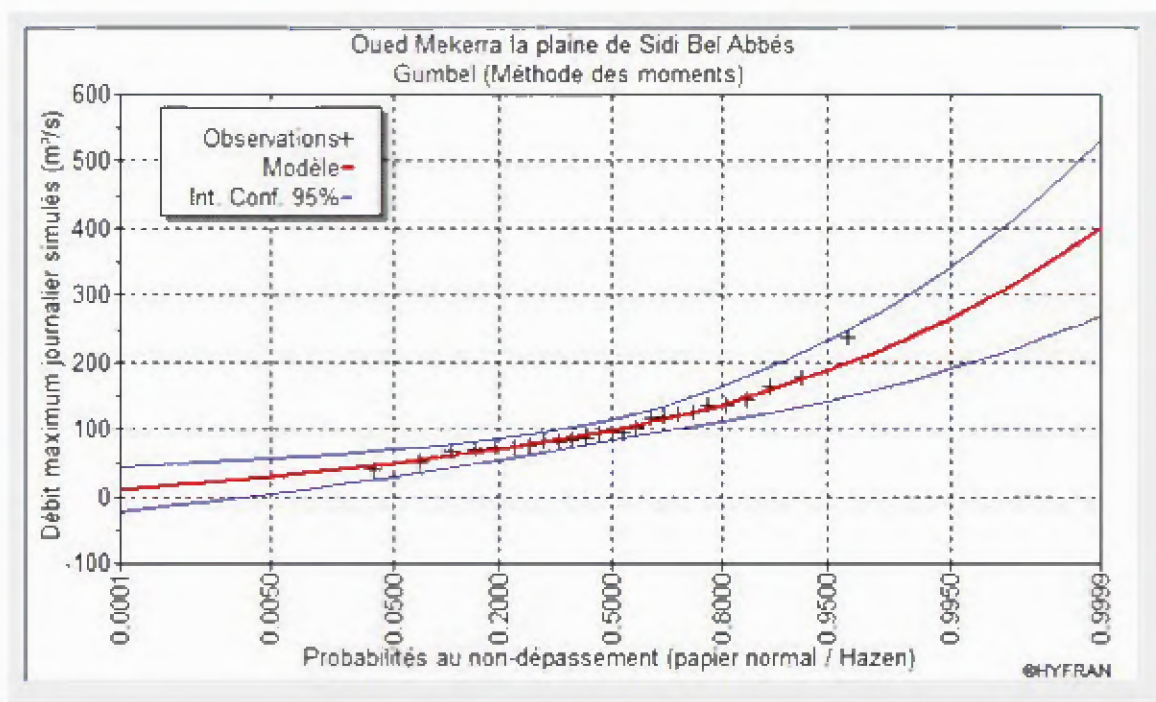


Figure IV.8 : l'ajustement avec loi de Gumbel des débits extrêmes simulés

IV.5.3 Bassin d'Oued Bensekran :

Les valeurs des débits annuels extrêmes observés et simulés sont présentées en annexe B. Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » des débits observés sont résumés dans le tableau suivant :

Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 30

Tableau IV.18: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Bassin 16-07)

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type
1000.0	0.9990	959	177
200.0	0.9950	748	137
100.0	0.9900	656	120
50.0	0.9800	565	103
20.0	0.9500	443	80.9
10.0	0.9000	349	64.0

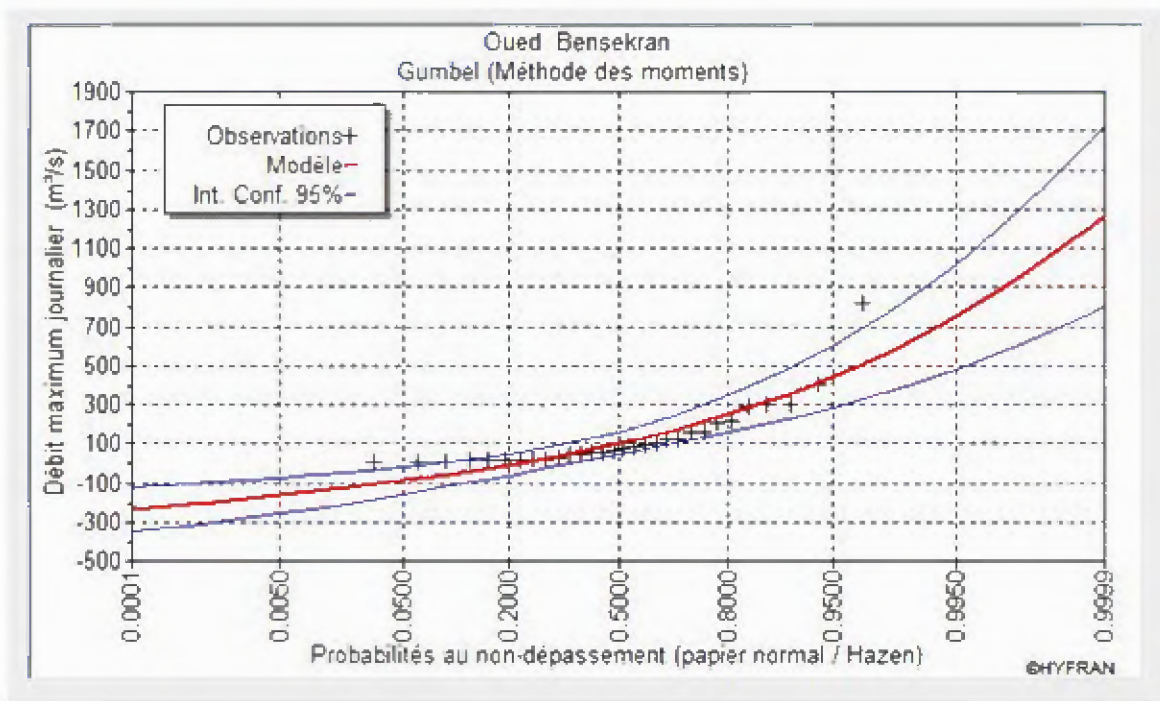


Figure IV.9 : l'ajustement avec loi de Gumbel des débits extrêmes observés
Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » des débits simulés sont résumés dans le tableau suivant :

Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 30

Tableau IV.19: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel(Simulation Bassin 16-07)

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type
1000.0	0.9990	798	119
200.0	0.9950	655	92.6
100.0	0.9900	594	81.0
50.0	0.9800	533	69.6
20.0	0.9500	450	54.5
10.0	0.9000	387	43.1

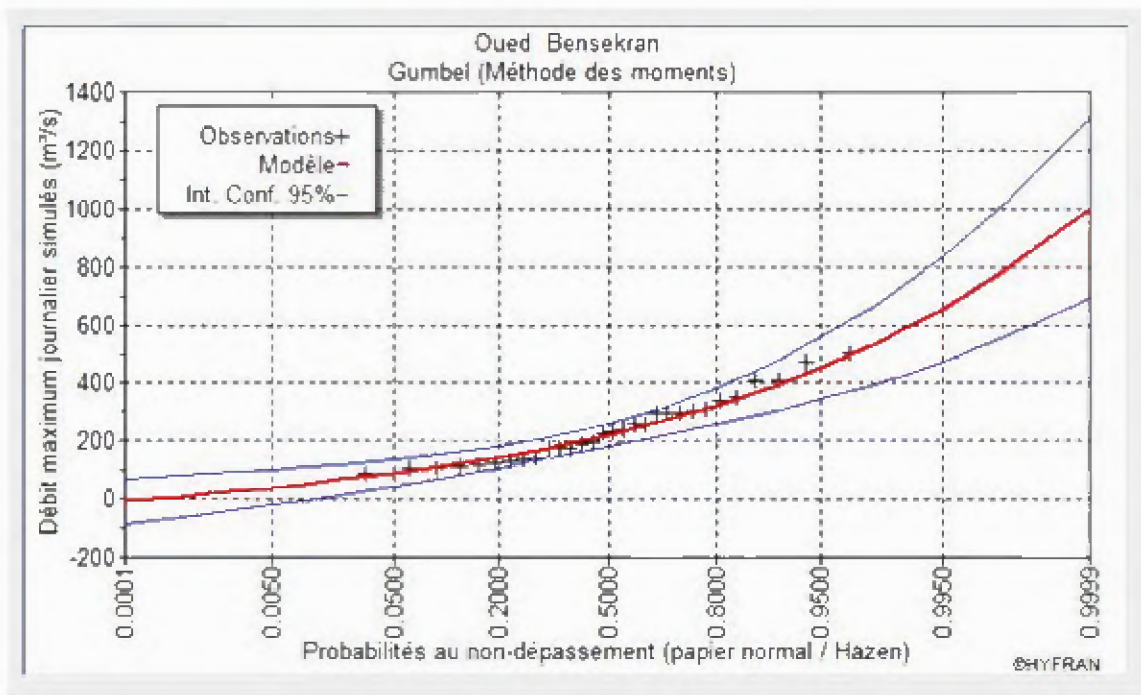


Figure IV.10 : l'ajustement avec loi de Gumbel des débits extrêmes simulés

IV.5.4 Bassin de la Tafna bas :

Les valeurs des débits annuels extrêmes observés et simulés sont présentées en annexe B. Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » des débits observés sont résumés dans le tableau suivant :

Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 30

Tableau IV.20: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Bassin 16-08)

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type
1000.0	0.9990	3600	619
200.0	0.9950	2810	480
100.0	0.9900	2480	420
50.0	0.9800	2140	361
20.0	0.9500	1680	282
10.0	0.9000	1330	223

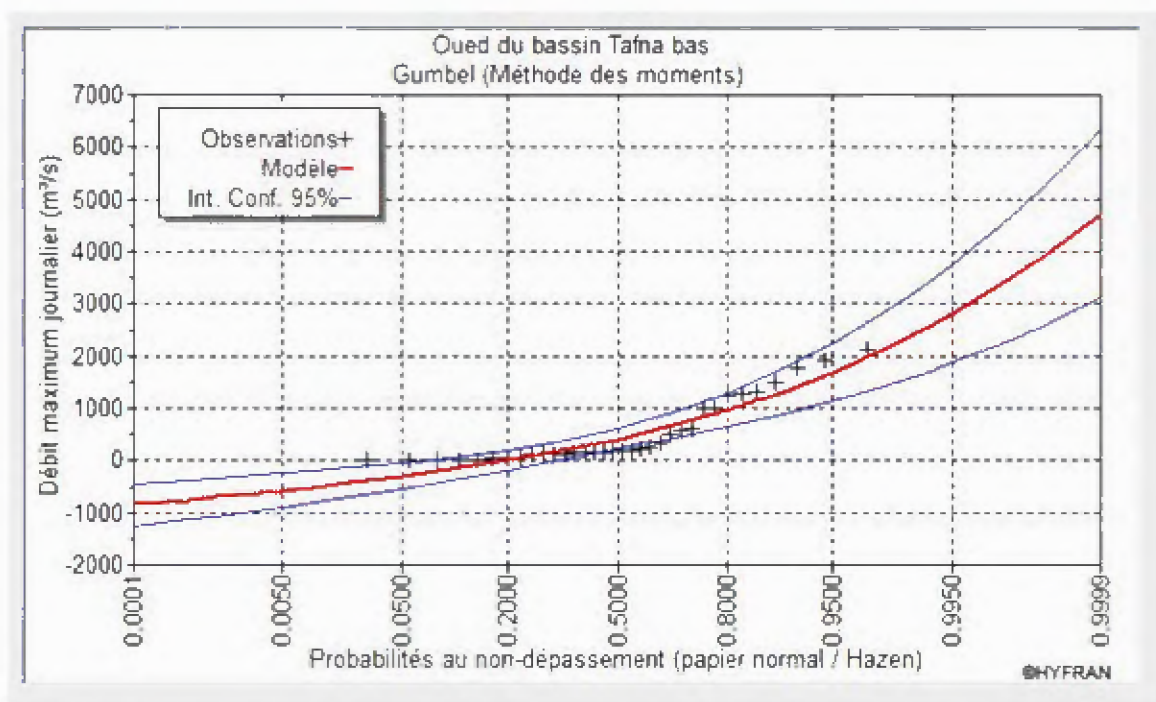


Figure IV.11 : l'ajustement avec loi de Gumbel des débits extrêmes observés

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » des débits simulés sont résumés dans le tableau suivant :

Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 34

Tableau IV.21: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (simulation Bassin 16-08)

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type
1000.0	0.9990	2570	371
200.0	0.9950	2100	288
100.0	0.9900	1890	252
50.0	0.9800	1690	216
20.0	0.9500	1420	169
10.0	0.9000	1210	134

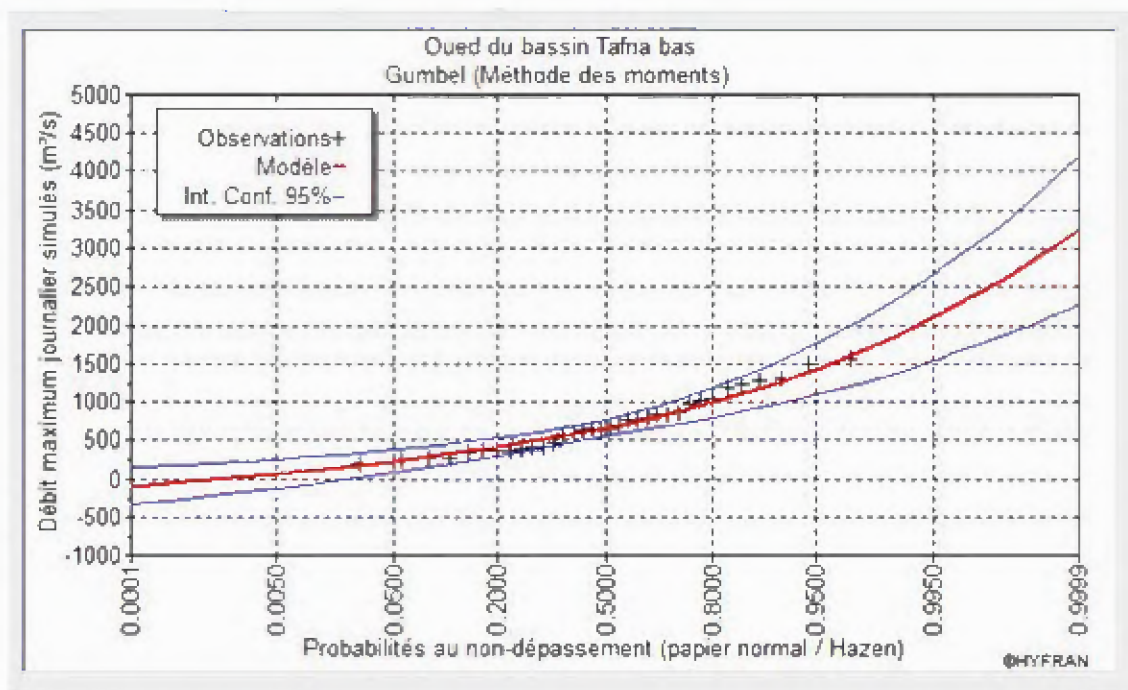


Figure IV.12 : L'ajustement avec loi de Gumbel des débits extrêmes simulés

La capacité du modèle PDM a simulé les débits extrêmes présentant une statistique plausible a été éprouvée pour chacun des bassins versants sur base des débits journaliers. Le tableau IV.22 montre que les débits extrêmes simulés sont comparables aux débits extrêmes observés jusqu'à des périodes de retour élevées et sont très proches surtout pour les périodes de retours moins de 20 ans sauf celles d'oued Tafna bas sont un petit peu différents.

Néanmoins, il faut noter que l'ajustement des débits extrêmes par la loi de Gumbel est de qualité moyen, surtout pour les Oueds du bassin Tafna.

Tableau IV.22 : Récapitulatif des résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel des débits extrêmes observés et simulés pour différents bassins

Période de retour (ans)	Bassin d'Oued Mekerra moyen		Bassin de la plaine de Sidi Bel Abbés		Bassin d'Oued Bensekran		Bassin de la Tafna bas	
	Débits simulés	Débits observés	Débits simulés	Débits observés	Débits simulés	Débits observés	Débits simulés	Débits observés
1000.0	890	1050	321	387	798	959	2570	3600
200.0	723	823	266	307	655	748	2100	2810
100.0	650	726	243	273	594	656	1890	2480
50.0	578	629	219	238	533	565	1690	2140
20.0	481	500	187	192	450	443	1420	1680
10.0	406	400	163	157	387	349	1210	1330

On constate ici l'intérêt de la simulation pour la détermination des débits extrêmes dans le cas de bassin dépourvus de longues périodes de données des débits. Elle reste cependant un outil pertinent puisque pour une période de retour de 20 ans, la différence entre les débits observés et simulés pour les trois quart des bassins étudiés n'a pas dépassé les 5%.

IV.6 INTERPRETATION ET DISCUSSION

L'application proposée par InfoworksTM représente une interface facile à manipuler et très efficace pour opérationnaliser la théorie de Moore (1985) sauf qu'il faut faire attention sur le choix des données de base du point de vue qualitatif et quantitatif, qui joue un rôle très important dans le bon fonctionnement RS-PDM[©].

Une autre spécification importante du logiciel RS-PDM[©], c'est la capacité de trouver des critères de convergence pour les paramètres par le calage automatique qui permet aux utilisateurs de commencer à intervenir sur cette base pour optimiser les paramètres finaux du modèle.

La modélisation des relations pluies- débits dans les quatre bassins versants de l'ouest de l'Algérie a donné des résultats admissibles selon le critère de Nash qui a varié de moyens à bons comme c'est le cas de la crue du 29 Mars 1993 (Nash égale à 0.97).

La superficie des bassins versants n'a pas une grande influence sur la simulation, ce qui a été examiné pour les résultats de simulation de l'évènement du 23 septembre 1997 au 1 octobre 1997 dans le bassin d'Oued Mekerra moyen qui nous a donné deux résultats différents avec deux entrées de surface, pour la superficie réelle on a simulé l'évènement avec un Nash égale à 0.90 et pour une superficie de 2500 km² on a trouvé un Nash égale à 0.81 ; cette petite variation des résultats nous rappelle une réalité donnée par le fondateur du modèle lui-même, c'est que le PDM[©] permet la modélisation hydrologique de la relation pluie-débit d'un bassin versant sur la base uniquement de:

- La superficie du bassin versant étudié ;
- Une série chronologique de précipitations observées ;
- La série chronologique des débits qui s'y rapportent.

Chaque un de ces paramètres a un rôle dans la fiabilité des résultats donnés par l'application.

La situation d'un bassin versant avec peu de données de débit mais où des données de pluies observées sont disponibles et fréquente en région Ouest de l'Algérie pour les petits bassins. Les performances du modèle pour la prévision du débit maximum journalier d'une période de retour de 20 ans sur base d'un calage automatique d'une dizaine des évènements sont approuvées par les résultats trouvés pour les 3/4 bassins étudiés.

Pour le bassin quatrième (Tafna bas) les résultats de la prévision du débit maximum journalier d'une période de retour de 20 ans n'est pas vraiment à la hauteur et cela revient à la première analyse à une réalité que l'oued basse du Tafna produise ses débits par le cumul de plusieurs apports des oueds du grand bassin de Tafna, ce qui induit une perturbation des résultats de la modélisation de la relation pluie-débit. Ce qui nous a permis de conclure que l'utilisation des données de pluies issues d'une seule station pluviométrique présente des avantages pratiques sur le déroulement des calculs à condition que la station soit suffisamment représentative.

L'étude supplémentaire portant sur une analyse de l'évolution de la réponse du modèle à divers paramètres de RS-PDM[©], réalisée au travers de la modélisation des événements importants montre certaines divergences entre les rôles théoriques et réels qu'ils jouent pour la simulation. La variation légère de certains paramètres est remarquable pour d'autres lors des deux opérations de calage et validation du modèle suggère que certains paramètres sont en mesure de compenser l'erreur introduite et donc que leur rôle conceptuel doit être remis en cause.

Cependant, des études plus approfondies à ce niveau sont nécessaires avec l'introduisant du facteur des changements du comportement des cours d'eau soit par l'intervention humaine comme c'est le cas des aménagements hydrotechniques ou urbains soit par des phénomènes naturels.

En ce qui concerne l'étude comparative entre le modèles distribué et le model global, les résultats nous indiquent que la modélisation globale nous a donné des simulations acceptables selon le critère de Nash et le critère visuel avec un simple traitement du bassin versant comme s'il était une seule maille par rapport aux complications liées à la modélisation spatialisée qui introduit plusieurs paramètres pour modéliser l'écoulement sur plusieurs mailles du bassin versant afin de les sommer à l'exutoire ou bien les sommer selon la direction de drainage, donc un avantage de faciliter les calculs, sans négliger la robustesse des résultats donnés par la modélisation distribuée qui sont plus évidentes dans le cadre de la simulation de la relation pluie- débit.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons simulé les événements importants pour le but de prévoir le comportement hydrologique de quatre bassins versants situés sur l'Ouest de l'Algérie en terme de relation pluie-débit, le critère d'optimisation Nash, a prouvé la robustesse du RS-PDM[©], logiciel de la série InforwoksTM, qui opérationnalise la théorie de Moore (1985), de simuler les débits chronologiques et de la prévision statistique des crues de période de retour de l'ordre de 20 ans notamment pour les oueds de Mekrerra et Bensekrane.

CONCLUSION GENERALE

Le risque d'inondation représente le premier risque naturel en Algérie, tant par l'importance des dégâts provoqués que par le nombre de personnes concernées.

Lorsqu'une catastrophe a pour origine un phénomène météorologique fait des victimes ou provoque des dégâts importants, certaines des recommandations sont relatives au dispositif de surveillance, de prévision et d'alerte. Il y a quelques années encore les recommandations pour les gestionnaires Algériens portaient sur l'identification des zones à risque et, pour celle-là seulement, la modélisation hydrologique à un rôle important pour le développement et la consolidation de la base nationale des données hydrométriques pour renforcer la fiabilité des prévisions et des procédures de vigilance (éviter les fausses alertes).

L'étude des crues par la modélisation globale spécifiant le modèle PDM (Probabilité Distribué d'humidité) montre que la production du débit à partir de la pluviométrie est possible sur la base uniquement de:

- La superficie du bassin versant étudié ;
- Une série chronologique de précipitations observées ;
- La série chronologique des débits qui s'y rapportent.

La maîtrise de ces informations peut prévenir une crue éclaircie potentielle dans le bassin versant et éviter des dégâts en prenant les mesures adéquates.

Grâce à sa facilité de manipuler, le logiciel de la série Inforwoks™ RS-PDM© présente une interface informatique agréable pour opérationnalise la théorie de Moore (1985) d'une façon simple et efficace.

L'efficacité du modèle à simuler les écoulements dans les bassins versants est donnée par l'ampleur du critère de Nash. Nous avons enregistré des valeurs satisfaisantes (supérieure à 0.70) et pour confirmer la robustesse de notre modèle, on a examiné d'autres critères de performance comme la comparaison graphique des hydrogrammes simulées et observées qui a donné aussi des résultats acceptables. Ce qui résulte que le modèle PDM est un modèle performant et efficace pour la simulation des débits au pas du temps journalier.

Cependant il réside des anomalies dans quelque simulation du fait de plusieurs hypothèses simplificatrices, en l'occurrence la pluviométrie est supposée uniforme sur tout le bassin versant, l'évapotranspiration n'est pas incluse dans la simulation et les données sont supposés représentatives.

Concernant, la performance du modèle PDM pour la prévision du débit maximum journalier d'une période de retour de 20 ans sur la base des évènements utilisés pour l'optimisation de ces paramètres, les résultats obtenus sont encourageants.

Néanmoins, cette première étude doit à présent être confirmée et développée pour d'autres bassins versants de taille et de caractéristiques différentes.

Pour affiner d'avantage ces prévisions, nous comptons les faire exploiter aussi pour la protection des chantiers des travaux réalisés à proximité des cours d'eaux comme c'est le cas des chantiers de la réalisation des barrages et ouvrages d'art telle que les ponts.

Références bibliographiques

Abbott M. B., Bathurst J. C., Cunge J. A., O'Connell P. E. & Rasmussen J., 1986. An introduction to the European Hydrological System. SHE, part 1 et 2. *J. Hydrol.*, 87, p. 45-77.

Ambroise B., 1999. La dynamique du cycle de l'eau dans un bassin versant: processus, facteurs, modèles. Ed. HGA. p. 188-196.

Bérod D. D., Singh V. P., Devred D. & Musy A., 1995. A geomorphological nonlinear cascade (GNC) model for estimation of floods from small alpine watersheds. *Journal of Hydrology*, 166. p. 147 - 170.

Borga M., Da Ros D., Fattorelli S. & Vizzaccaro A., 1997. Influence of various weather radar. Correction procedures on mean areal rainfall estimation and rainfall-runoff simulation. In *Weather- radar technology for water resources management*. Sao Paulo, Brazil: IRTCUD/ University of Sao Paulo; IHP-UNESCO, p. 73-86.

Bouanani A., 2012. Hydrologie, transport solide et modélisation Etude de quelques sous bassins de la Tafna (NW – Algérie). Thèse pour l'obtention du titre de doctorat d'état. Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen.

Chiew F. H. S., McMahon T. A., 1994. Application of the rainfall-runoff model modhydrolog to 28 australian catchments. *J. Hydrol.*, 153. p. 383-416.

Chow V.T., 1964. Handbook of applied hydrology. New York, USA: McGraw-Hill.

Degré A., Dautrebande S., Sohier S. & Debauche O., 2008. Statistique des extrêmes dans les bassins faiblement jaugés : application d'un modèle global pluie-débit à cinq bassins versants en région wallonne (Belgique). *Biotechnol. Agron. Soc.*, 12(4), p379-391.

Jaton J. F., 1984. Étude de la pluie de projet. Publication de l'IATE HYDRAM/EPFL.

Jordan J. P., 1992. Identification et modélisation des processus de génération des crues. Application au bassin versant de la Haute-Mentue. Thèse no 1014, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. p. 300-350.

Joerin C., 1997. Analyse d'incertitude des modèles de mélange géochimique - Application à la décomposition des hydrogrammes de la Haute-Mentue. Diplôme de 3e cycle, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. p. 69-80.

Krause P., Boyle D. P. & Bäse F., 2005. Comparison of different efficiency criteria for hydrological model assessment. *Adv. Geosci.*, 5, p. 89-97.

Legates D. R. & Mac Cabe G. J. Jr, 1999. Evaluating the use of “ goodness-of-fit ” measures in hydrologic and hydroclimatic model validation. *Water Resour. Res.* 35(1), p. 233-241.

Leconte R., 2010. Introduction à la modélisation de l'eau. CTN-762 –Ressources hydriques, École de technologie supérieure (Québec), p. 01-16.

Maidment D.R., 1993. Handbook of hydrology. New York, USA: McGraw-Hill Inc.

Michel C. & Edijatno, 1988. Réflexion sur la mise au point d'un modèle pluie-débit simplifié sur plusieurs bassins versants représentatifs et expérimentaux. CEMAGREF Antony.

Moore R. J., 1985. The probability-distributed principle and runoff production at point and basin scales. *Hydrol. Sci. J.*, 30(2), p 273-297.

Moore R.J., 2007. The PDM rainfall-runoff model », *Revue Hydrology and Earth System Sciences*, vol. 11, p. 483-499.

Musy A. & Higy C., 1998. Hydrologie appliquée. Edition H G A. p. 205-240.

Nash J. E., 1957. The form of the instantaneous unit hydrograph. *Int. Assoc. Sci. Hydra.* 45, 3. p. 1114-1121.

Nash J. E. & Sutcliffe J. V., 1970. River flow forecasting through conceptual models. Part I. A discussion of principles. *J. Hydrol.*, 10(3), p. 282-290.

Palmer J. R., 1969. An improved procedure for orthogonalizing the search vectors in Rosenbrock's and Swann's direct search optimization methods. *Comput. J.*, 12. p. 69-71.

Rosenbrock H. H., 1960. An automatic method for finding the greatest or least value of a function. *Comput. J.*, 3 (3). p. 175-184.

Singh V. P., 1995. Computer models of watershed hydrology. *Water Ressources Publications.* p. 11-29.

Xanthoulis D., 1985. Modélisation mathématique des débits d'étiage des cours d'eau, application au bassin versant de la Lesse, Service d'Hydrologie et d'Améliorations Foncières (Génie Rural II), Faculté des Sciences Agronomiques de l'Etat Gembloux, Belgique.

LES ANNEXES

ANNEXE

A

A.1 Résultats graphiques de la simulation pour le Bassin d'Oued Mekerra moyen:

- Evénement N°1 : 19 août 2002 au 29 août 2002 (180,819 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

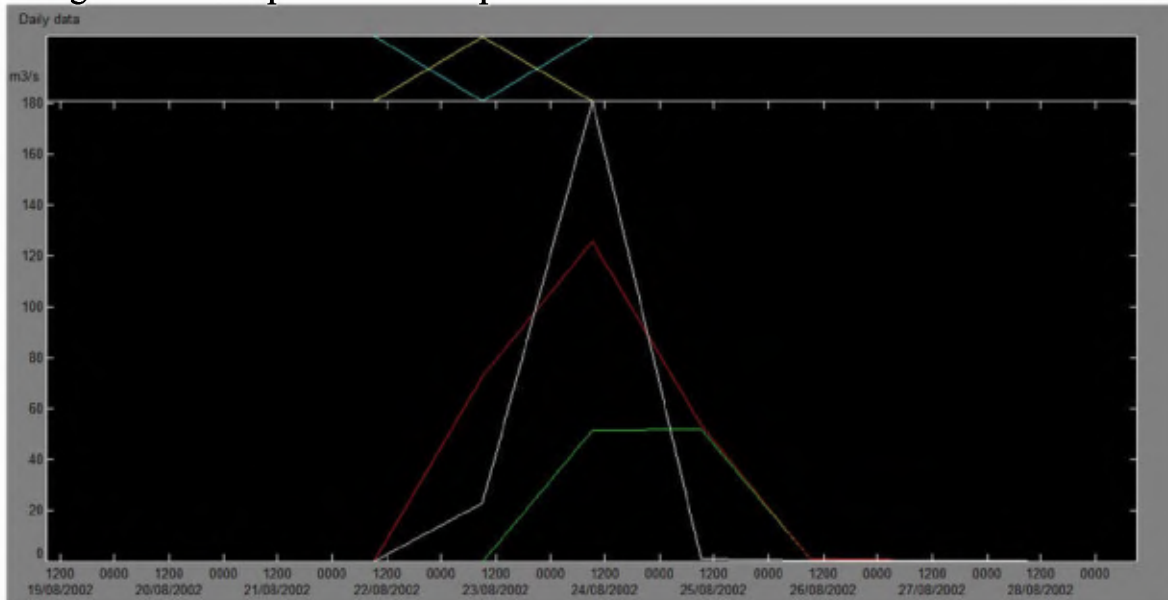


Figure A.1 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 19 août 2002 au 29 août 2002

- Evénement N°2 : 2 octobre 1969 au 9 octobre 1969 (83,054 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

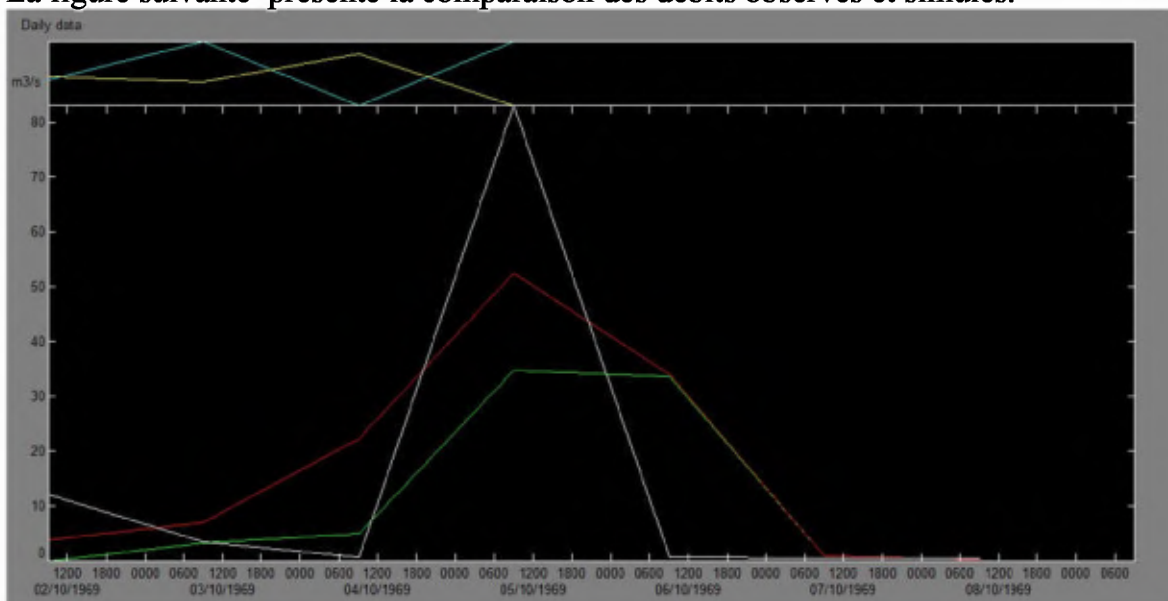


Figure A.2 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 2 octobre 1969 au 9 octobre 1969

- Événement N°3 : 8 septembre 1997 au 23 septembre 1997 (77,092 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

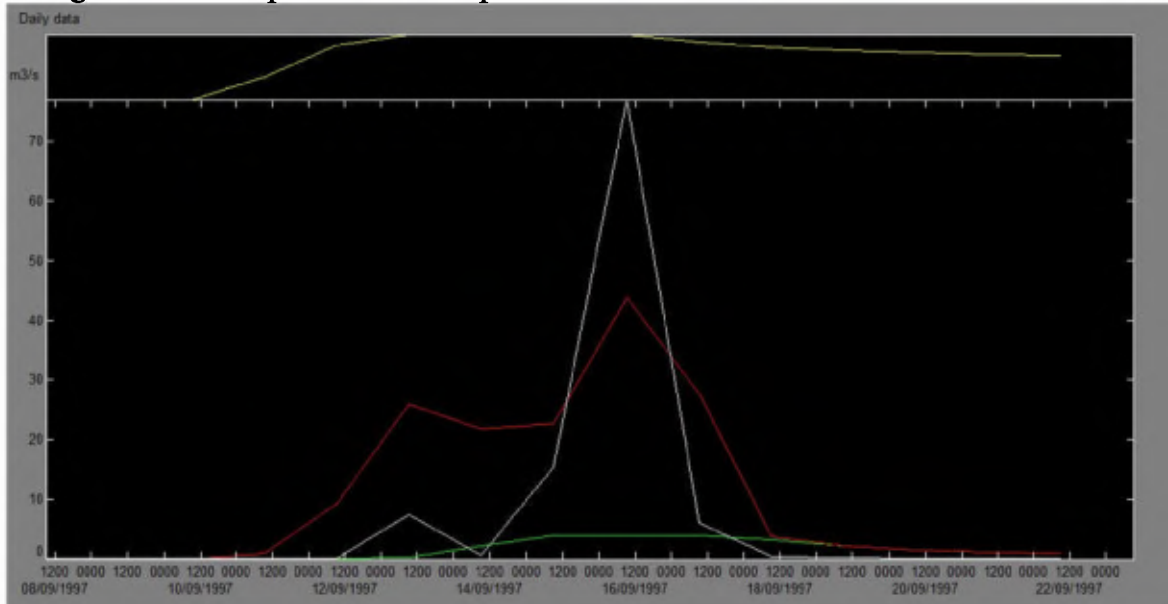


Figure A.3 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 8 septembre 1997 au 23 septembre 1997

- Événement N°4 : 9 février 1962 au 16 février 1962 (60,867 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

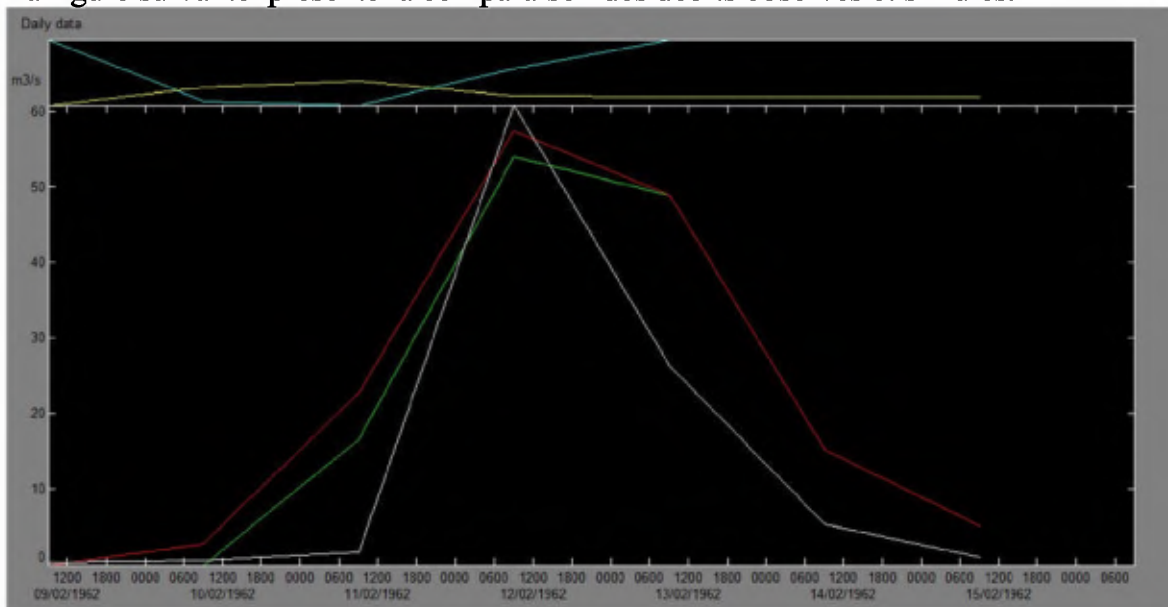


Figure A.4 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 9 février 1962 au 16 février 1962

- Événement N°5 : 26 avril 1990 au 4 mai 1990 (58,412 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

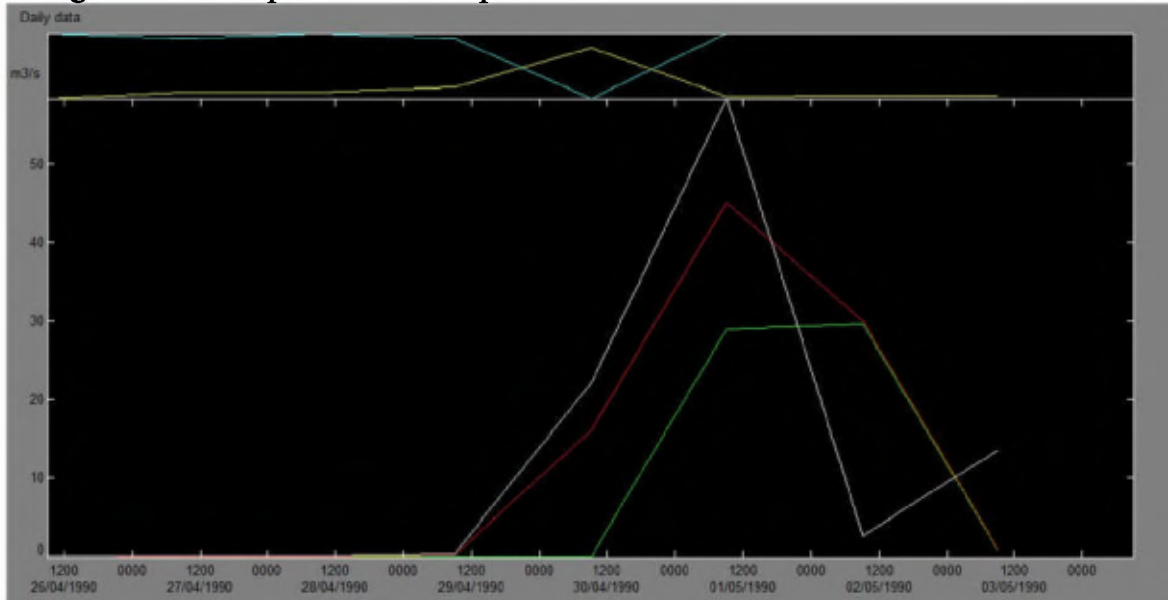


Figure A.5 Résultats de simulation graphique de l'évènement du 26 avril 1990 au 4 mai 1990

- Événement N°6 : 15 septembre 1950 au 21 septembre 1950 (55,422 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

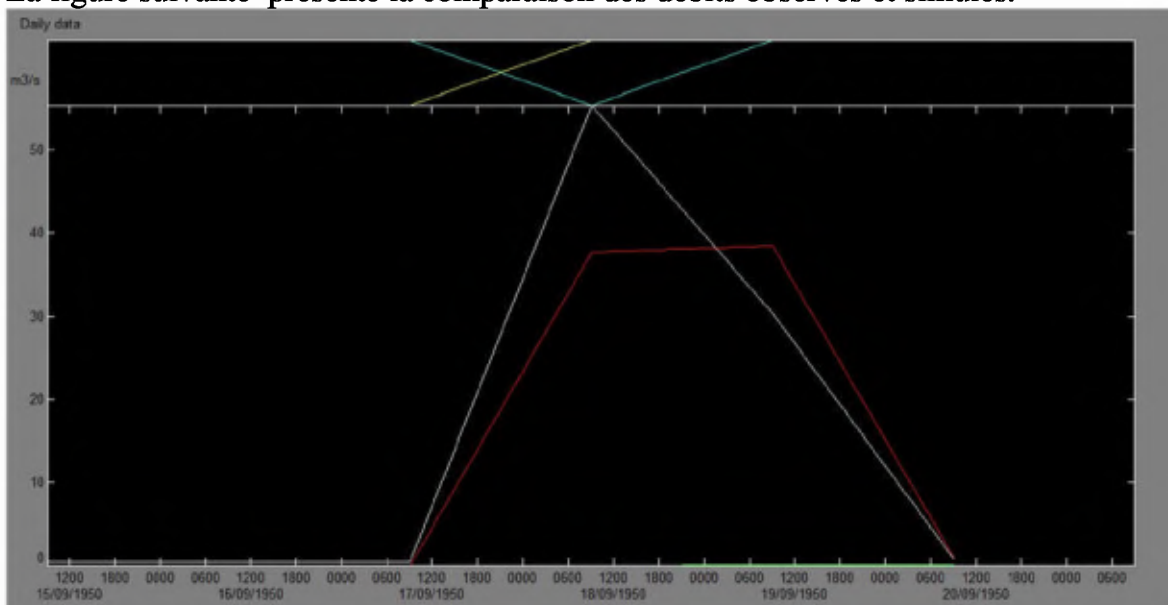


Figure A.6 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 15 septembre 1950 au 21 septembre 1950

- Événement N°7 : 17 octobre 1977 au 27 octobre 1977 (46,819 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

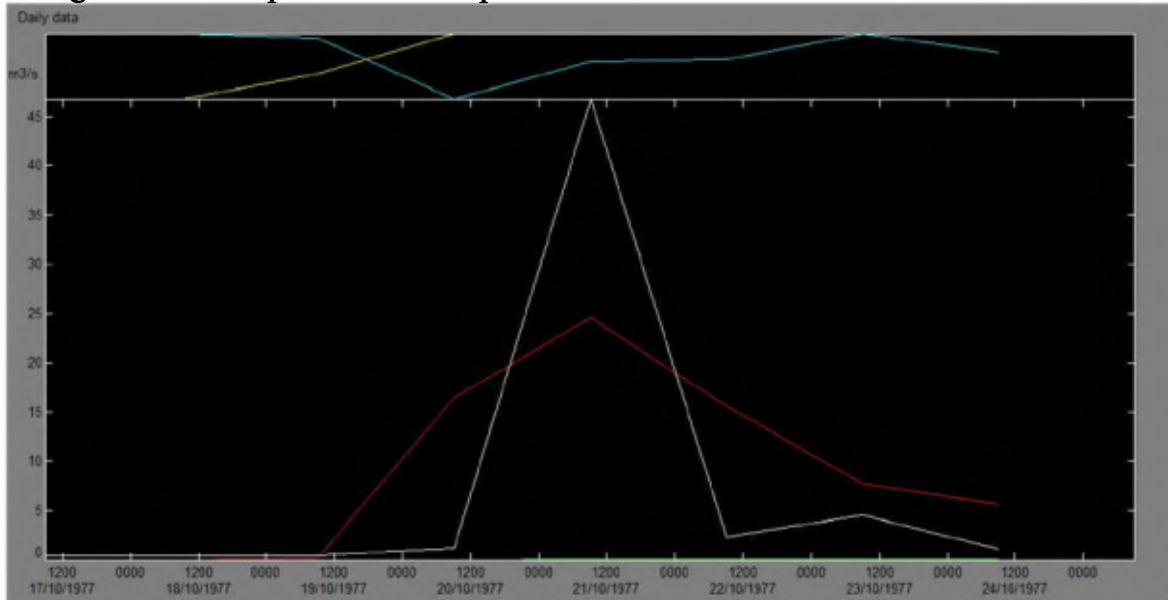


Figure A.7 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 17 octobre 1977 au 27 octobre 1977

- Événement N°8 : 20 octobre 1997 au 27 octobre 1997 (40,613 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

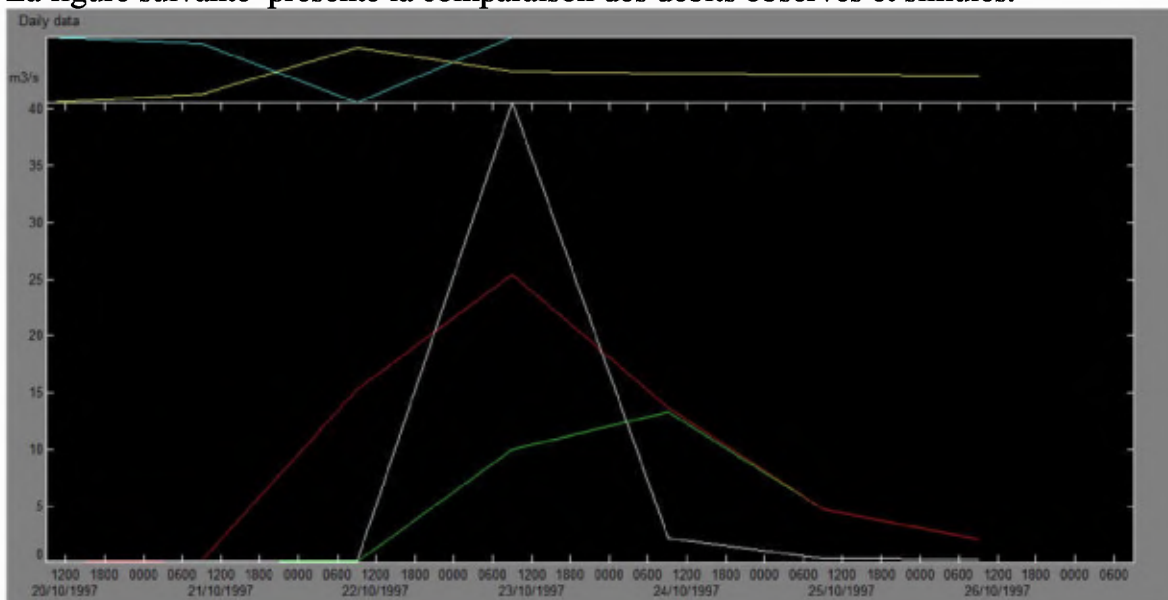


Figure A.8 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 20 octobre 1997 au 27 octobre 1997

- Événement N°9 : 26 novembre 1959 au 6 décembre 1959 (27,787 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

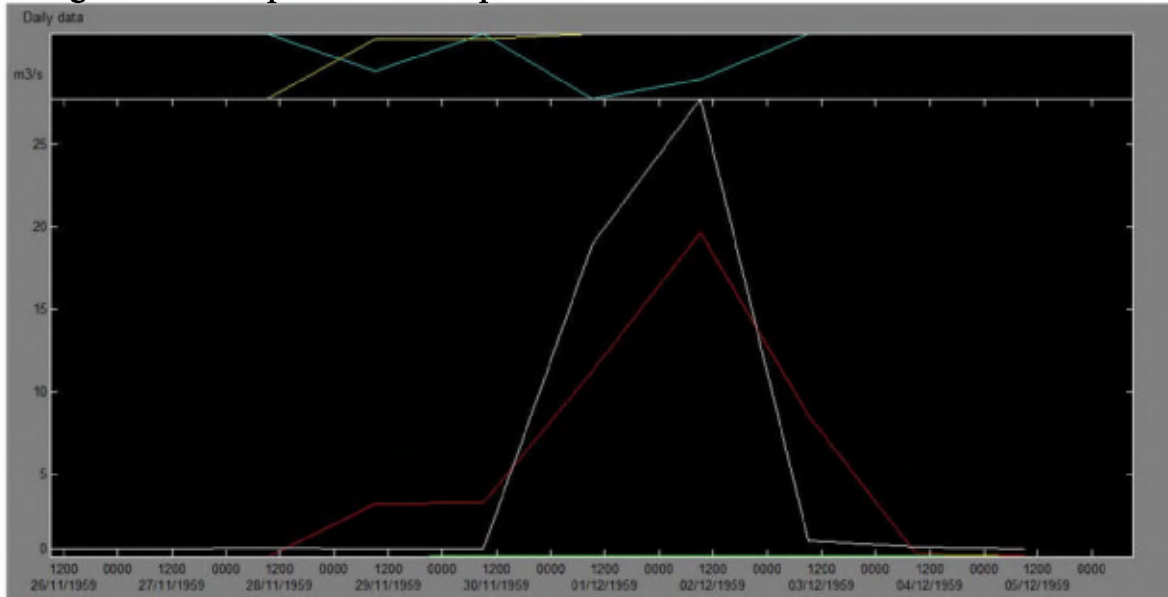


Figure A.9 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 26 novembre 1959 au 6 décembre 1959

- Événement N°10 : 10 novembre 2000 au 25 novembre 2000 (21,744 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

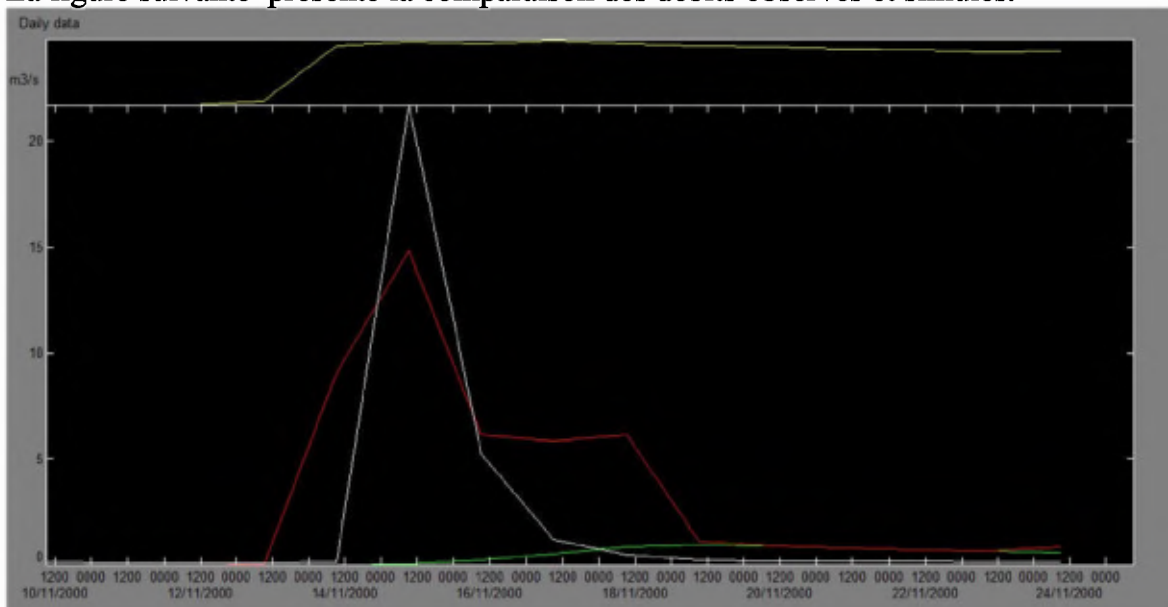


Figure A.10 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 10 novembre 2000 au 25 novembre 2000

A.2 Résultats graphiques de la simulation pour le Bassin de la plaine de Sidi Bel Abbés:

- Événement N°1 : 23 septembre 1997 au 1 octobre 1997 (101,858 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

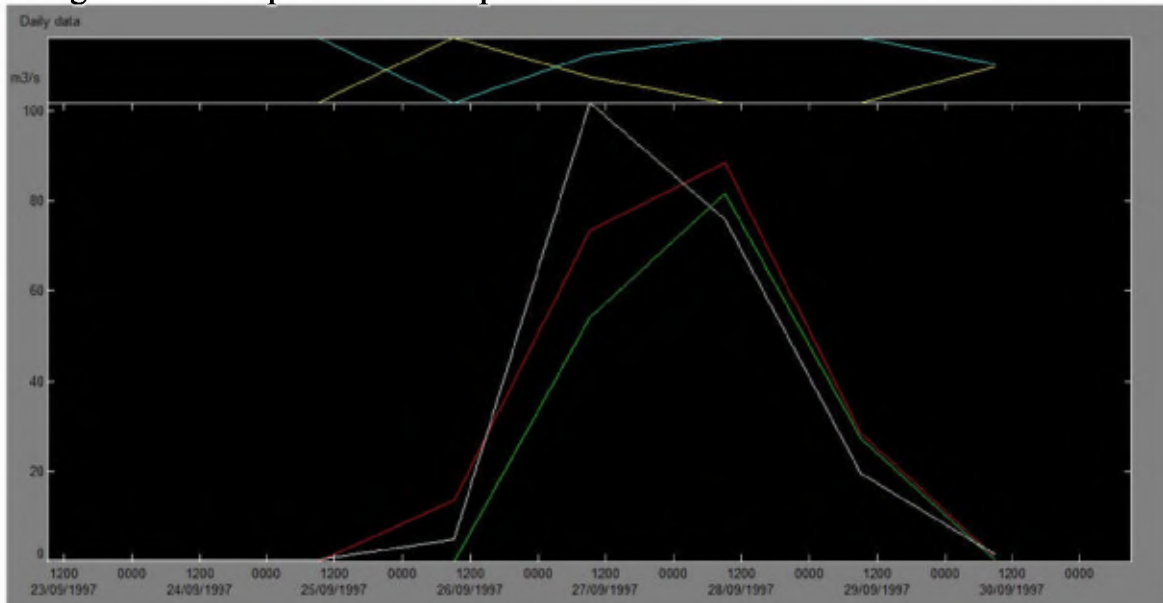


Figure A.11 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 23 septembre 1997 au 1 octobre 1997

- Événement N°2 : 10 mars 1991 au 21 mars 1991 (81,905 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

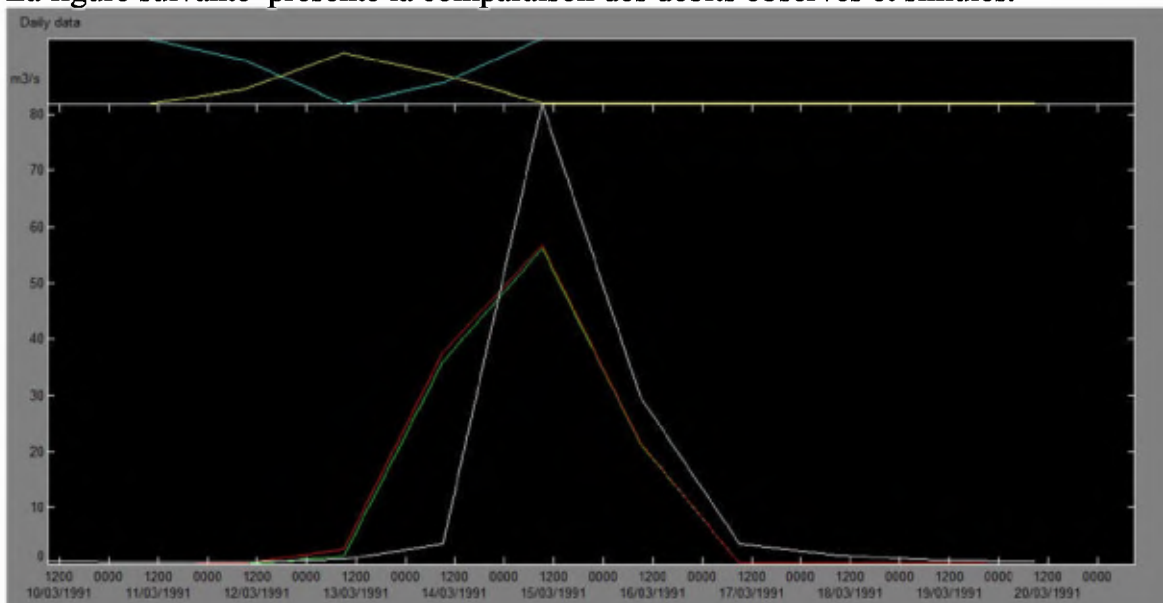


Figure A.12 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 10 mars 1991 au 21 mars 1991

- Événement N°3 : 18 octobre 1995 au 30 octobre 1995 (79,991m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

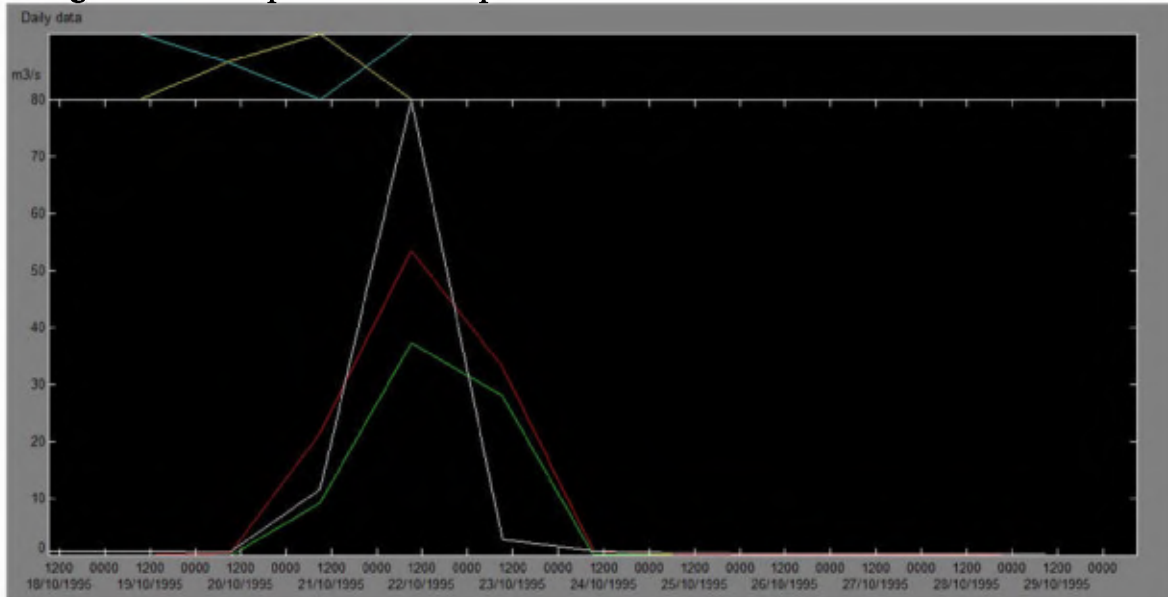


Figure A.13 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 18 octobre 1995 au 30 octobre 1995

- Événement N°4 : 19 octobre 2000 au 31 octobre 2000 (71,360 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

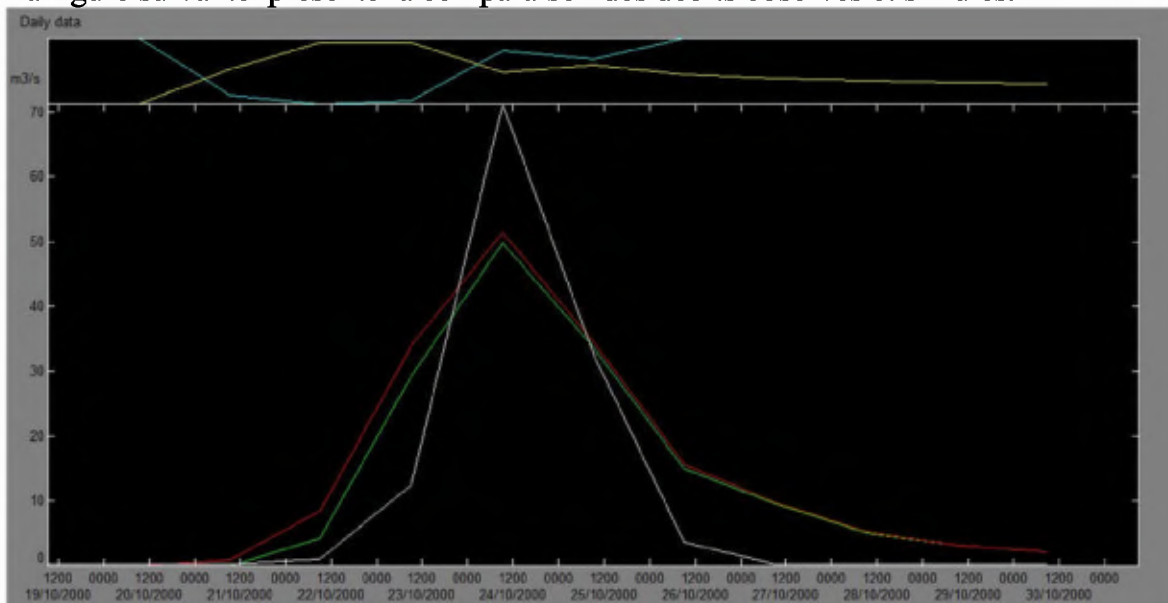


Figure A.14 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 19 octobre 2000 au 31 octobre 2000

- **Événement N°5 : 1 février 1996 au 8 février 1996 (66,840 m³/s)**

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

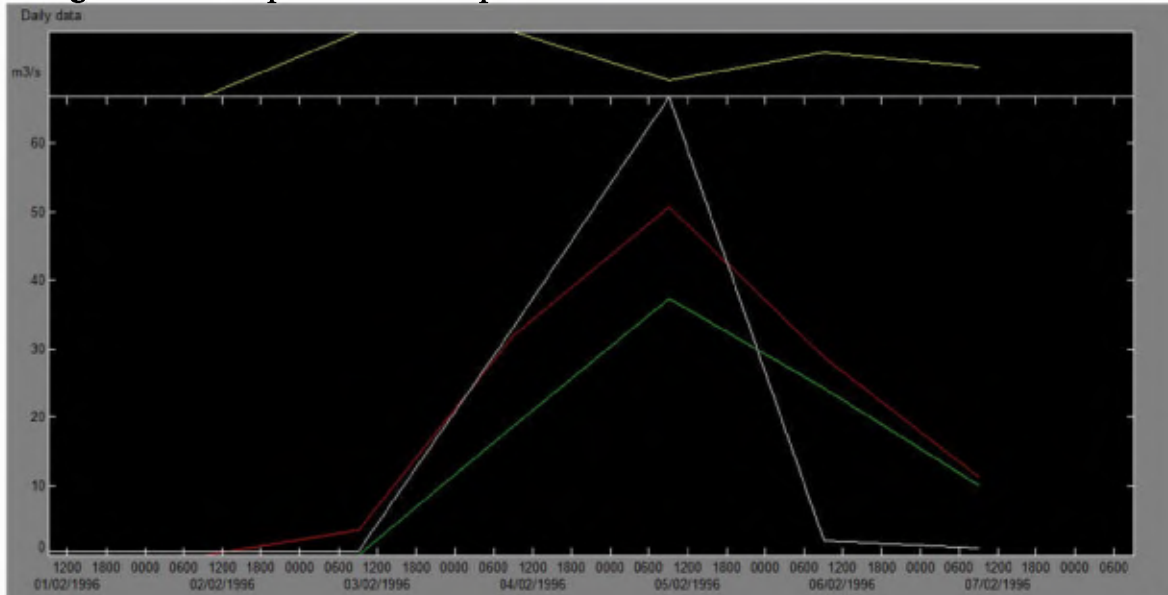


Figure A.15 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 1 février 1996 au 8 février 1996

- **Événement N°6 : 28 septembre 1994 au 6 octobre 1994 (64,797 m³/s)**

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

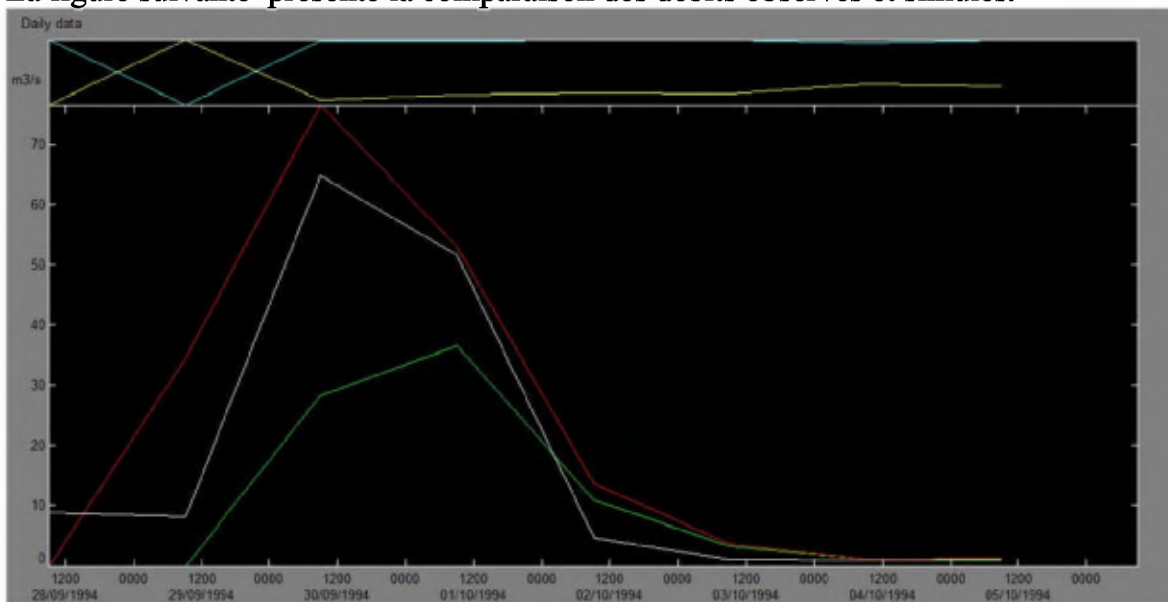


Figure A.16 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 28 septembre 1994 au 6 octobre 1994

ANNEXE A

- Événement N°7 : 20 août 1997 au 3 septembre 1997 (43,153 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

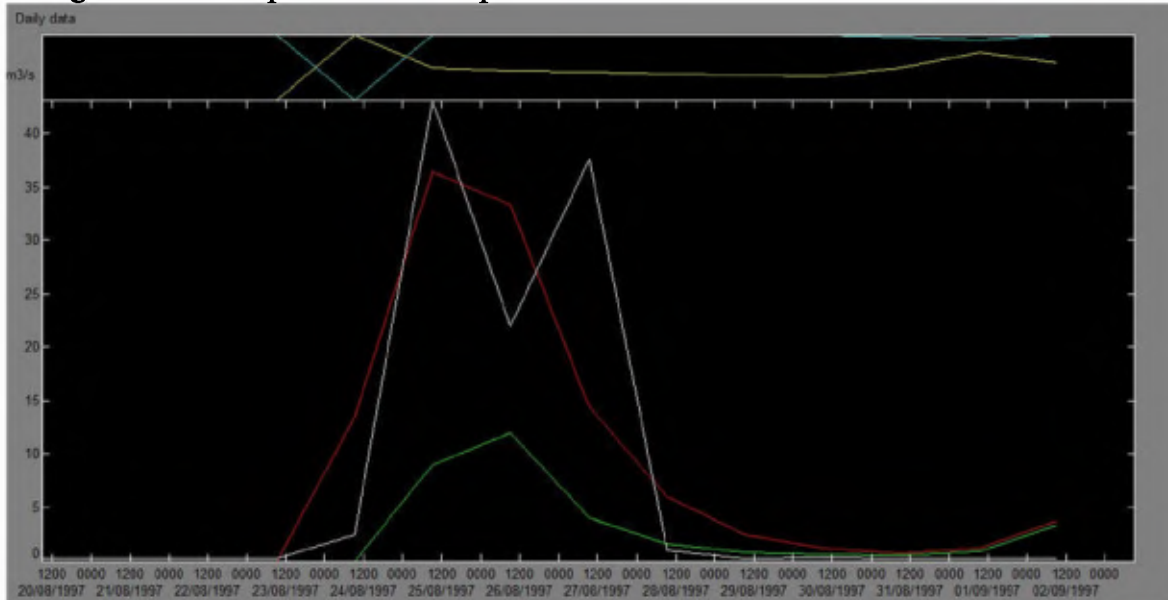


Figure A.17 : Résultats de simulation graphique de l'événement du 20 août 1997 au 3 septembre 1997

- Événement N°8 : 23 septembre 1999 au 3 octobre 1999 (39,910 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

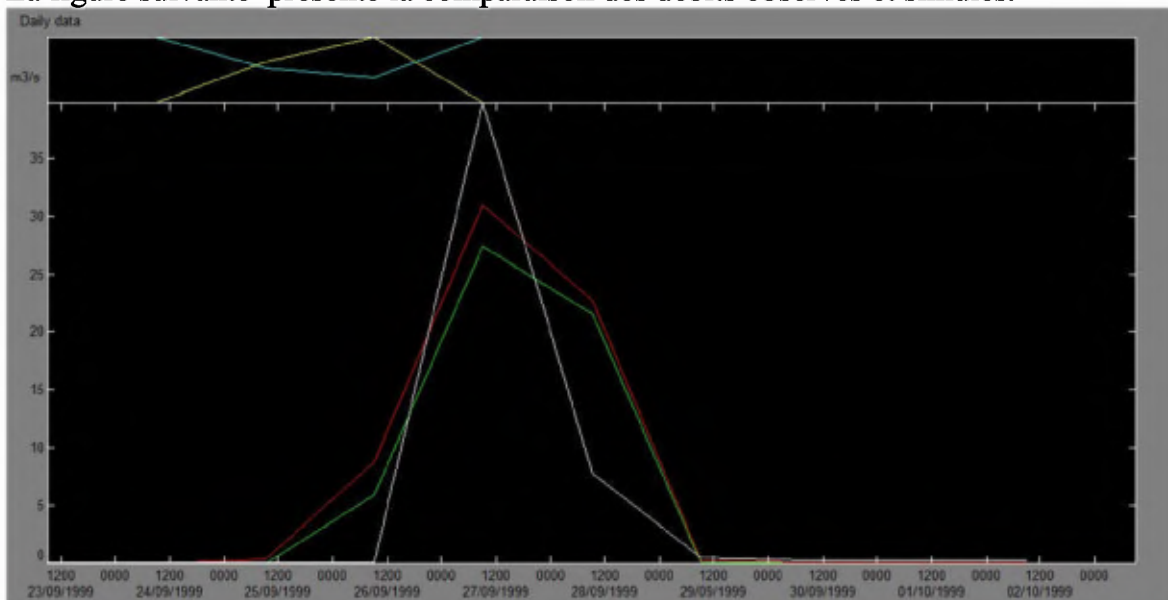


Figure A.18 : Résultats de simulation graphique de l'événement du 23 septembre 1999 au 3 octobre 1999

- Événement N°9 : 30 octobre 1994 au 9 novembre 1994 (37,610 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

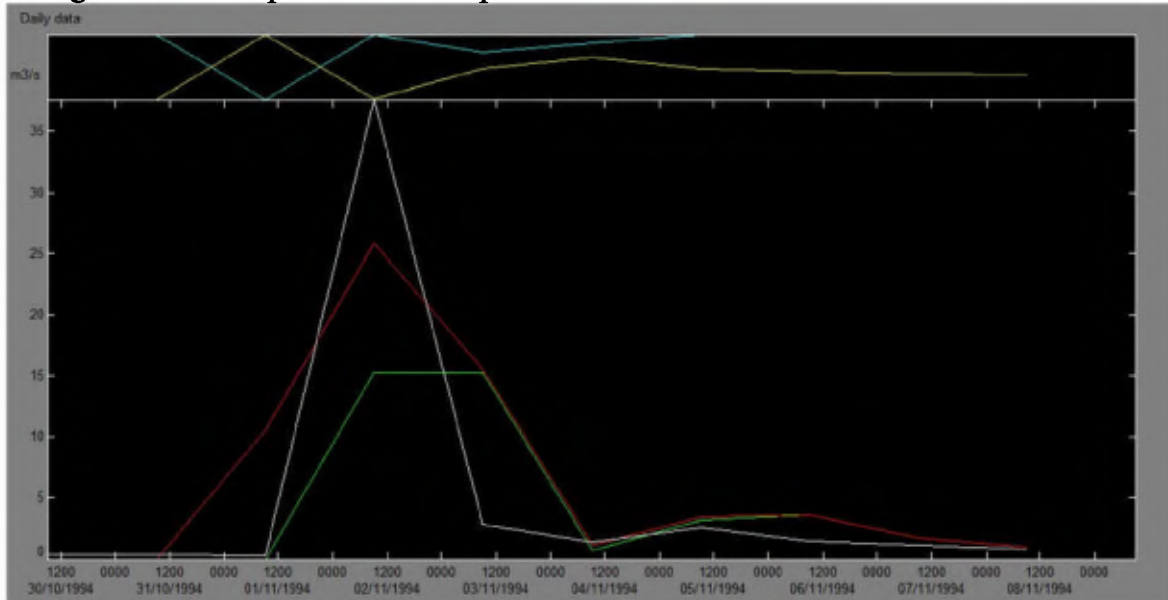


Figure A.19 : Résultats de simulation graphique de l'événement du 30 octobre 1994 au 9 novembre 1994

- Événement N°10 : 29 septembre 1986 au 9 octobre 1986 (30,646 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

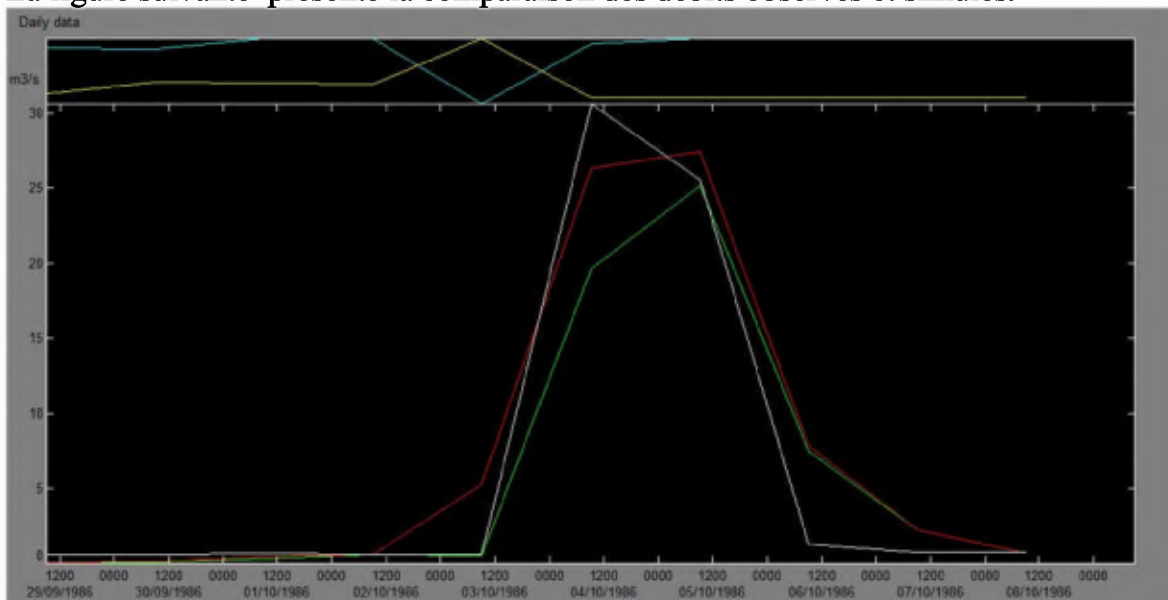


Figure A.20 : Résultats de simulation graphique de l'événement du 29 septembre 1986 au 9 octobre 1986

A.3 Résultats graphiques de la simulation pour le Bassin d'Oued Bensekran:

- **Événement N°1 : 29 février 1980 au 20 mars 1980 (321,744 m³/s)**

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

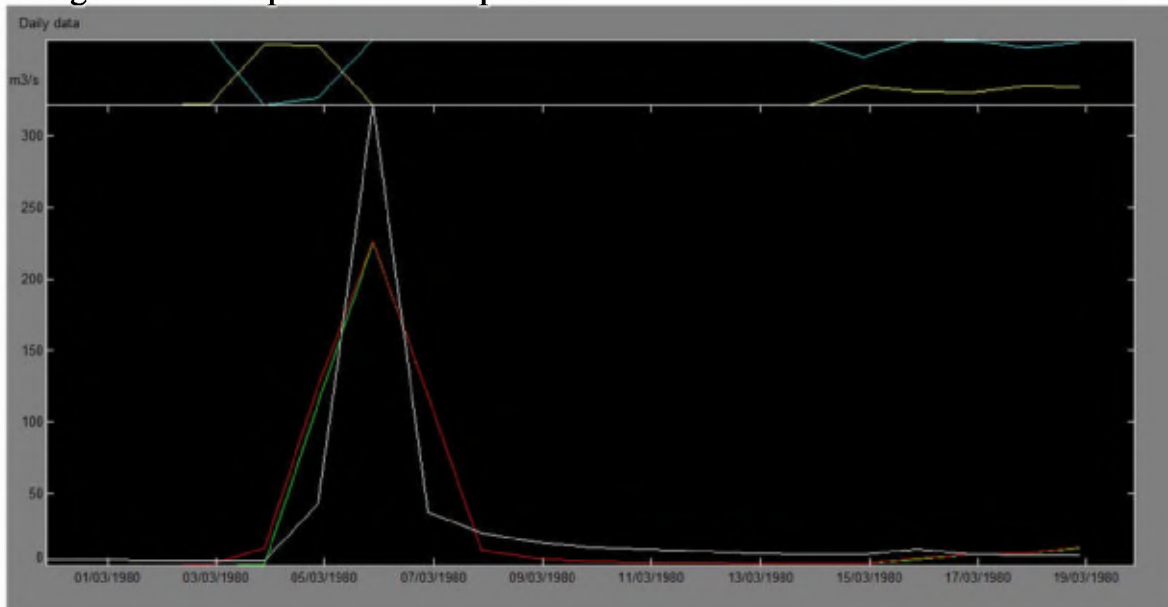


Figure A.21 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 29 février 1980 au 20 mars 1980

- **Événement N°2 : 1 novembre 2001 au 26 novembre 2001 (176,327 m³/s)**

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

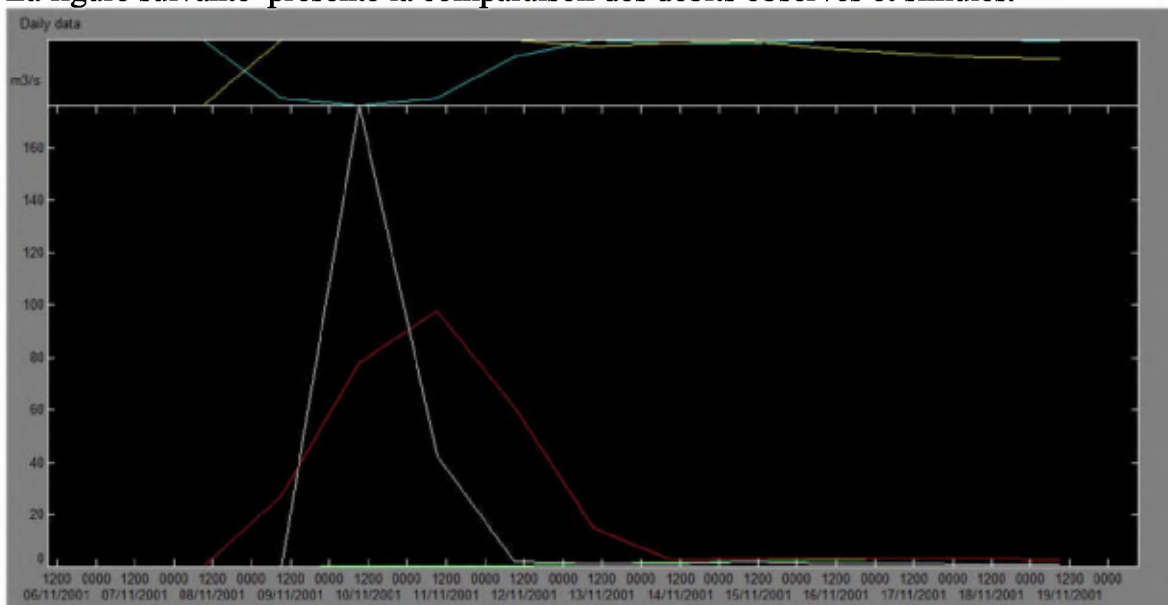


Figure A.22 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 1 novembre 2001 au 26 novembre 2001

- Événement N°3 : 12 février 1974 au 9 juin 1974 (120,630 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

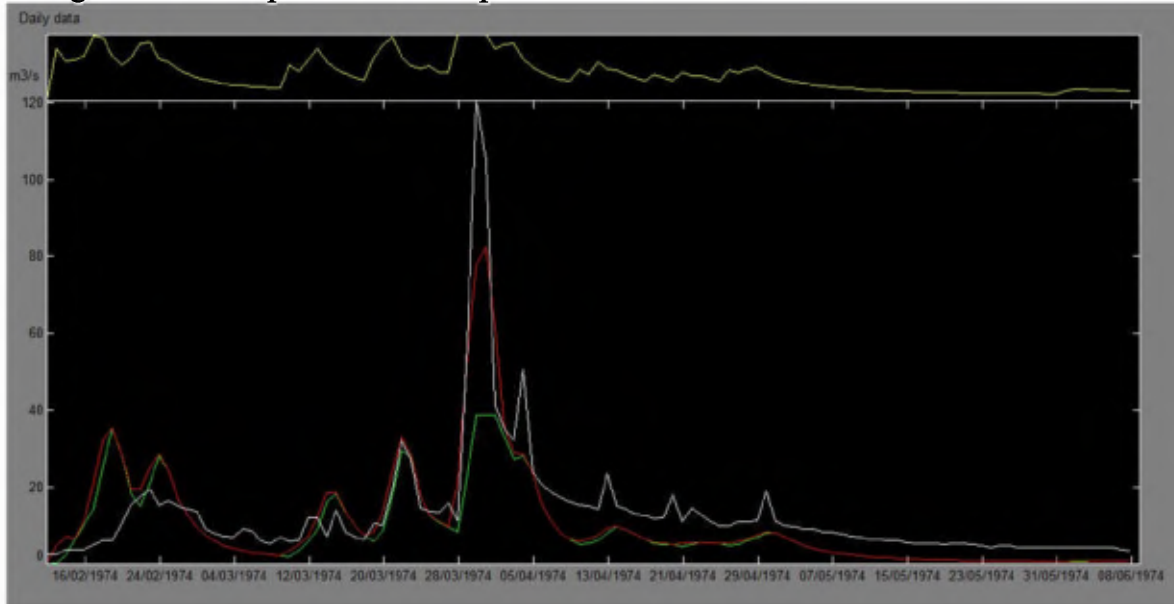


Figure A.23 : Résultats de simulation graphique de l'événement du 12 février 1974 au 9 juin 1974

- Événement N°4 : 15 mars 1989 au 25 mars 1989 (107,768 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

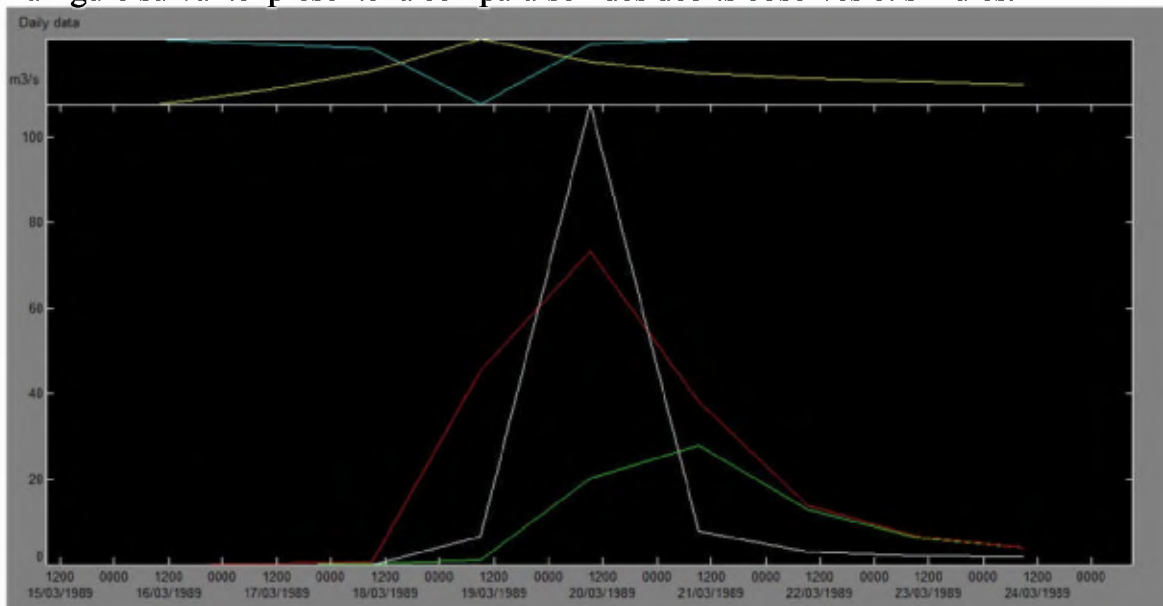


Figure A.24 : Résultats de simulation graphique de l'événement du 15 mars 1989 au 25 mars 1989

- Événement N°5 : 13 avril 1975 au 7 juin 1975 (103,913 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

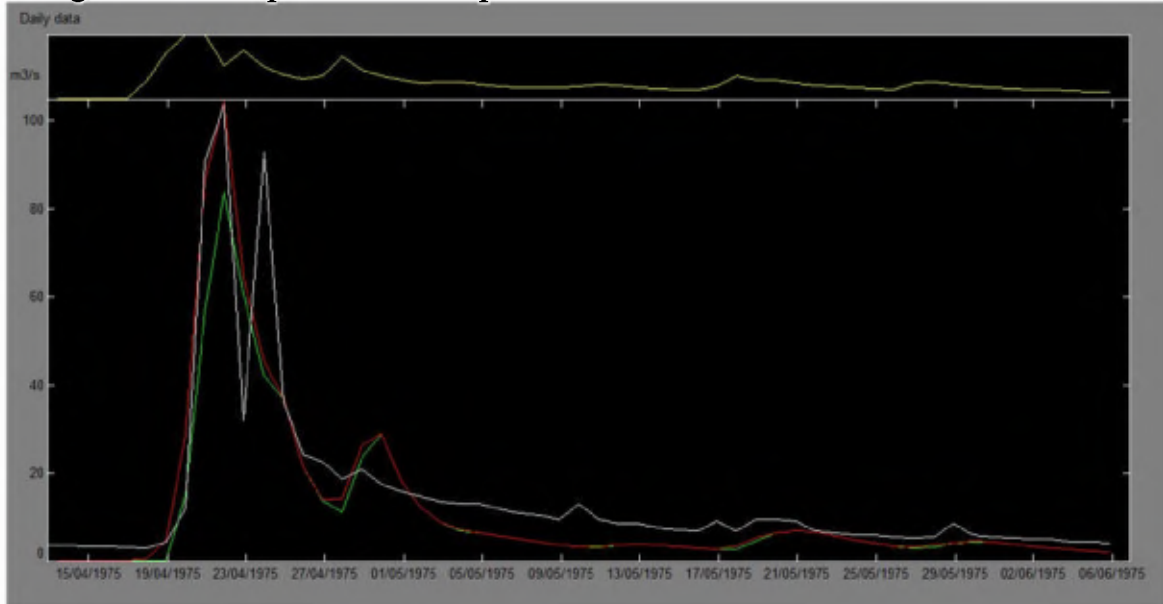


Figure A.25 : Résultats de simulation graphique de l'événement du 13 avril 1975 au 7 juin 1975

- Événement N°6 : 4 février 1986 au 23 février 1986 (75,519 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

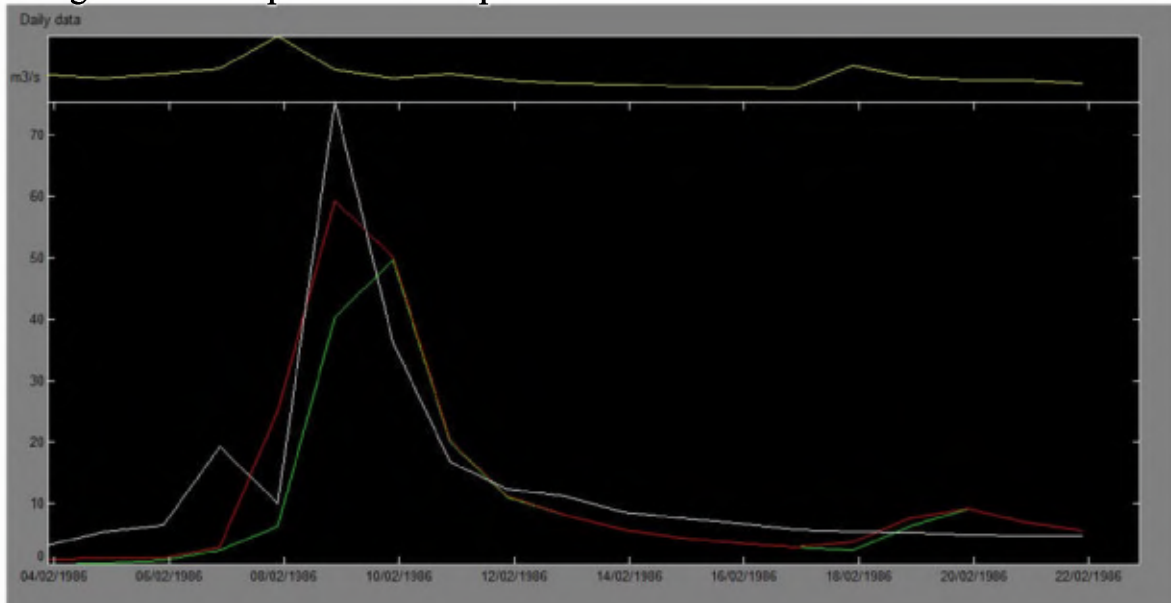


Figure A.26 : Résultats de simulation graphique de l'événement 4 février 1986 au 23 février 1986

- Événement N°7 : 8 mars 1995 au 27 mars 1995 (62,733 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

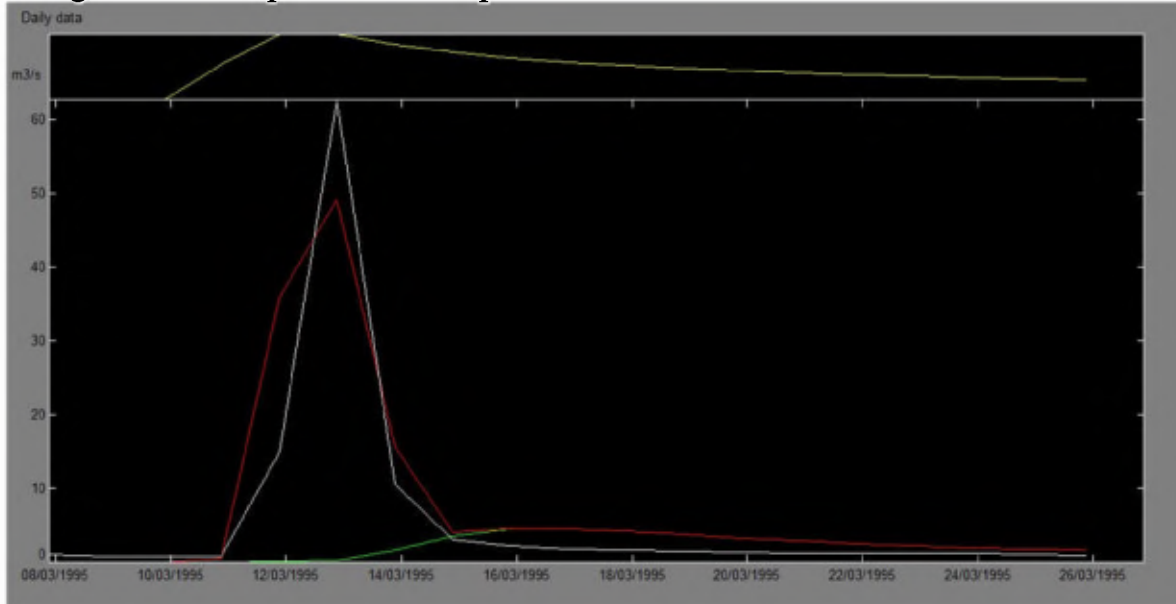


Figure A.27 : Résultats de simulation graphique de l'événement du 8 mars 1995 au 27 mars 1995

- Événement N°8 : 24 septembre 1997 au 2 octobre 1997 (56,619 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

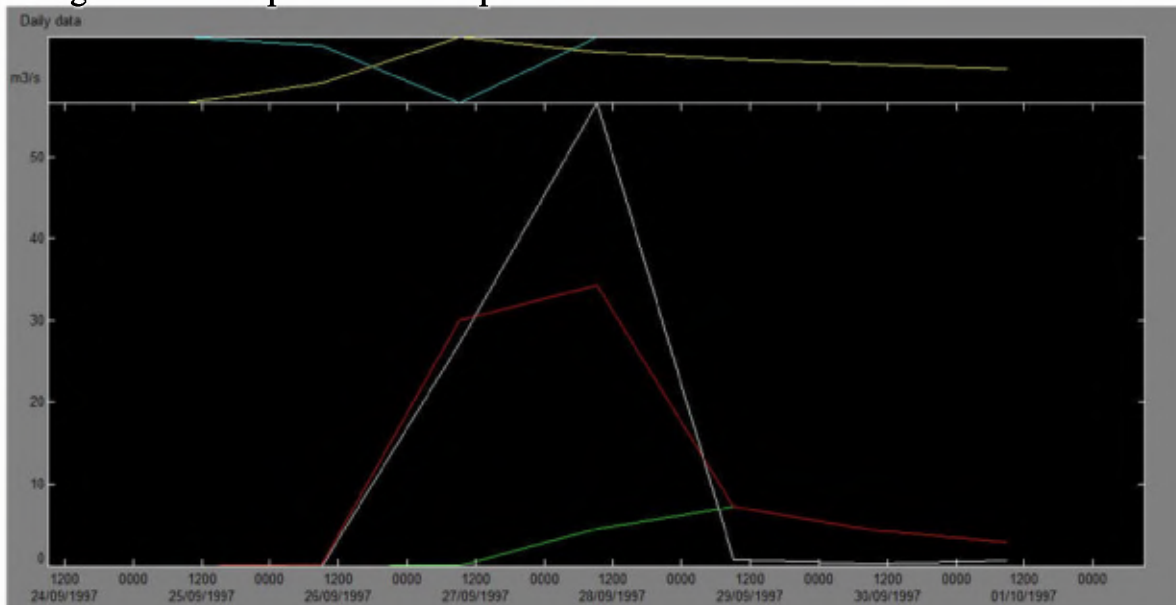


Figure A.28 : Résultats de simulation graphique de l'événement du 24 septembre 1997 au 2 octobre 1997

- Événement N°9 : 10 décembre 1980 au 8 février 1981 (56,433 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

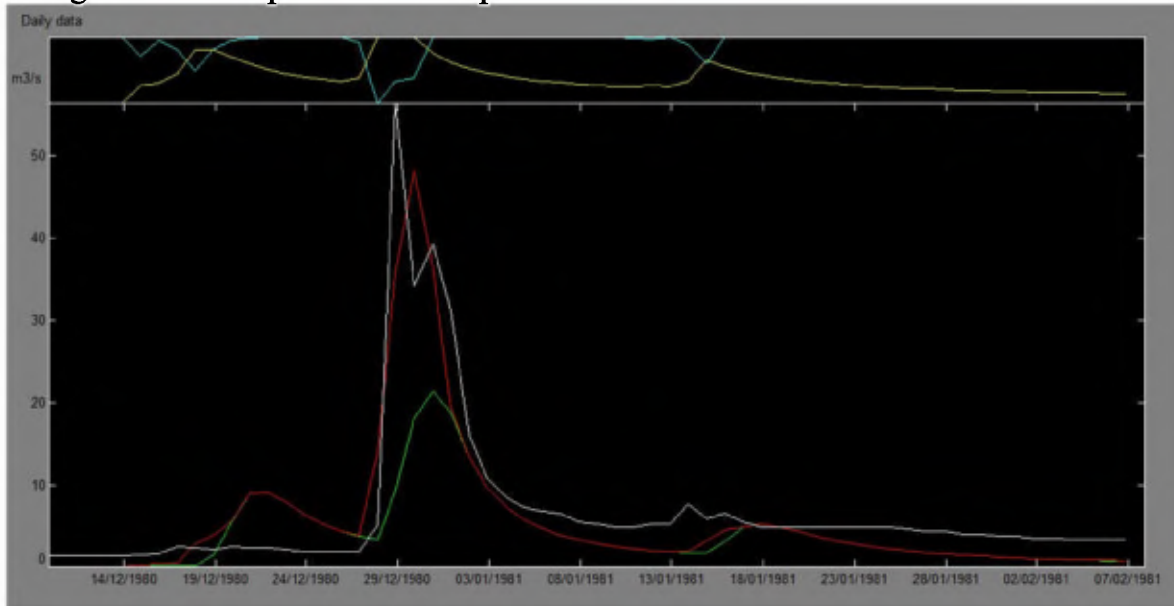


Figure A.29 : Résultats de simulation graphique de l'événement du 10 décembre 1980 au 8 février 1981

- Événement N°10 : 30 décembre 1989 au 28 janvier 1990 (54,713 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

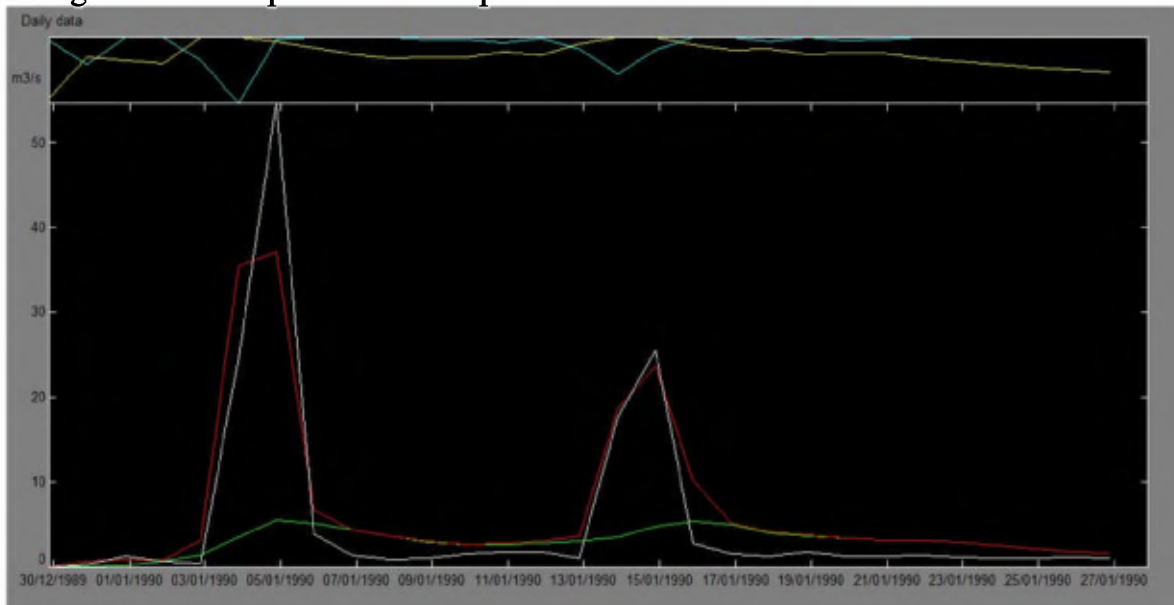


Figure A.30 : Résultats de simulation graphique de l'événement du 30 décembre 1989 au 28 janvier 1990

A.4 Résultats graphiques de la simulation pour le Bassin de la Tafna bas :

- Événement N°1 : 22 mars 1973 au 15 avril 1973 (1191,692 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

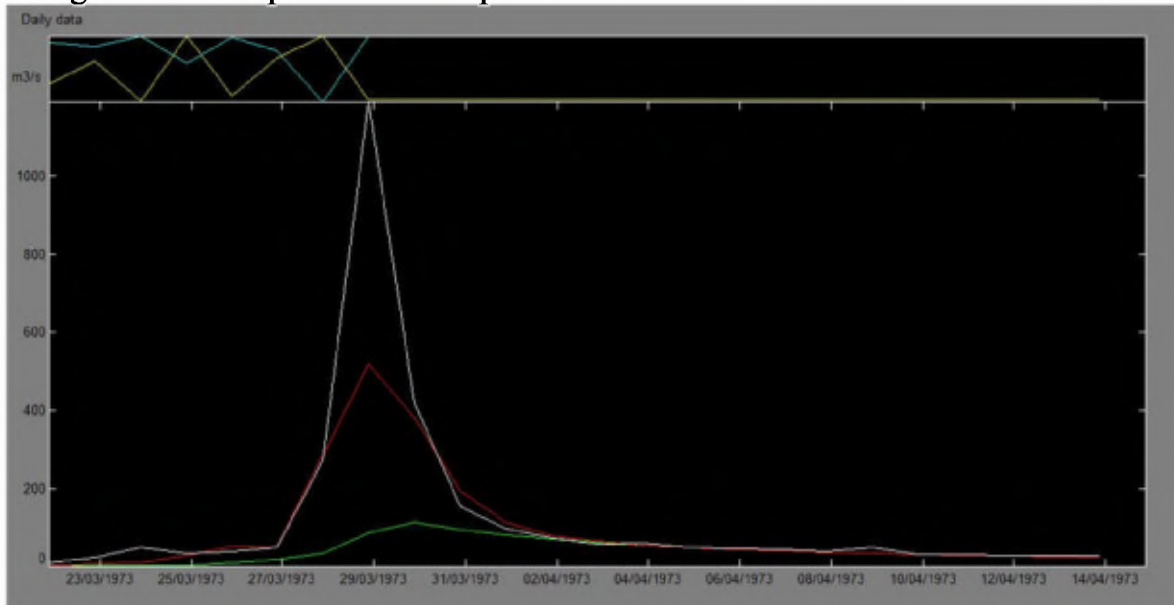


Figure A.31 : Résultats de simulation graphique de l'événement du 22 mars 1973 au 15 avril 1973

- Événement N°2 : 5 mai 1968 au 31 mai 1968 (882,075 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

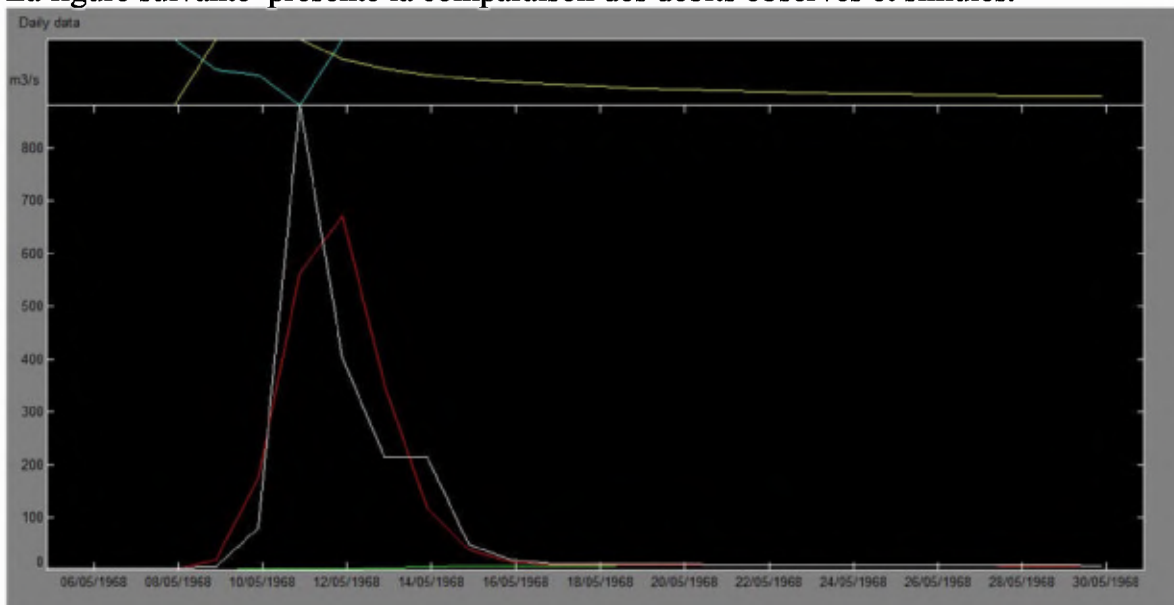


Figure A.32 : Résultats de simulation graphique de l'événement du 5 mai 1968 au 31 mai 1968

- Événement N°3 : 7 mars 1995 au 22 mars 1995 (871,755 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

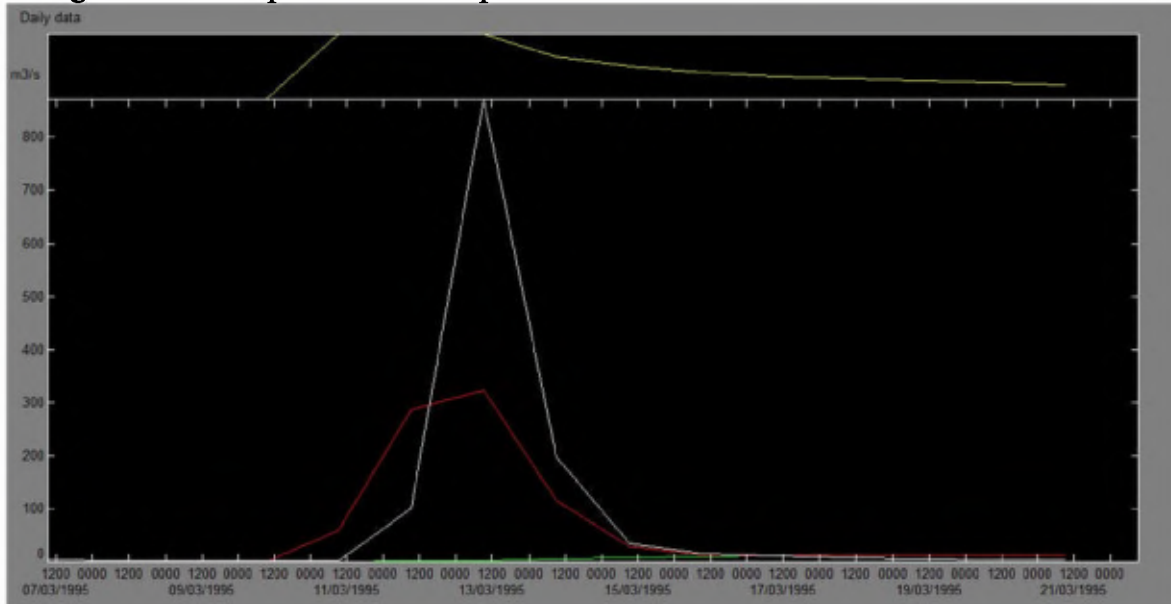


Figure A.33 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 7 mars 1995 au 22 mars 1995

- Événement N°4 : 13 avril 1975 au 14 mai 1975 (863,842 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

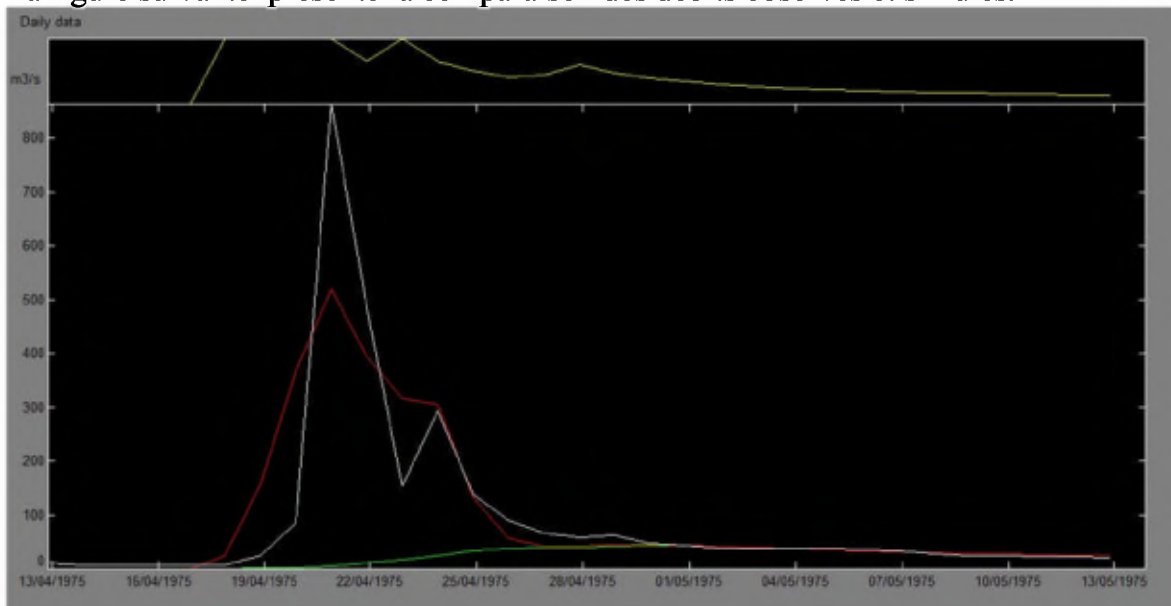


Figure A.34 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 13 avril 1975 au 14 mai 1975

ANNEXE A

- Événement N°5 : 15 mars 1989 au 25 mars 1989 (545,714 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

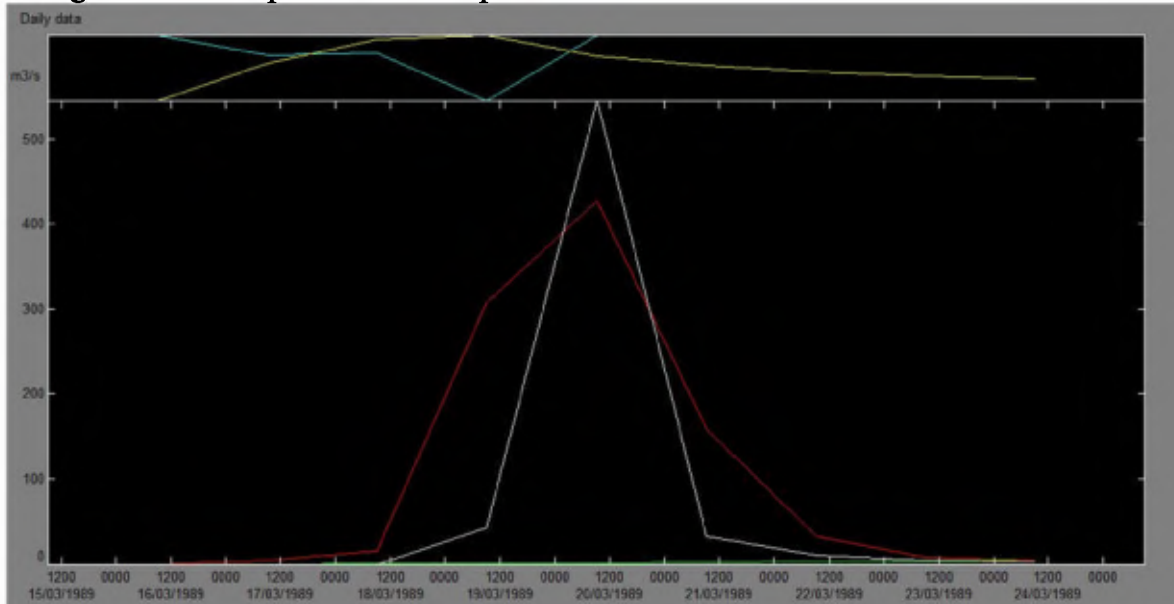


Figure A.35 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 15 mars 1989 au 25 mars 1989

- Événement N°6 : 8 mars 1991 au 20 mars 1991 (499,192 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

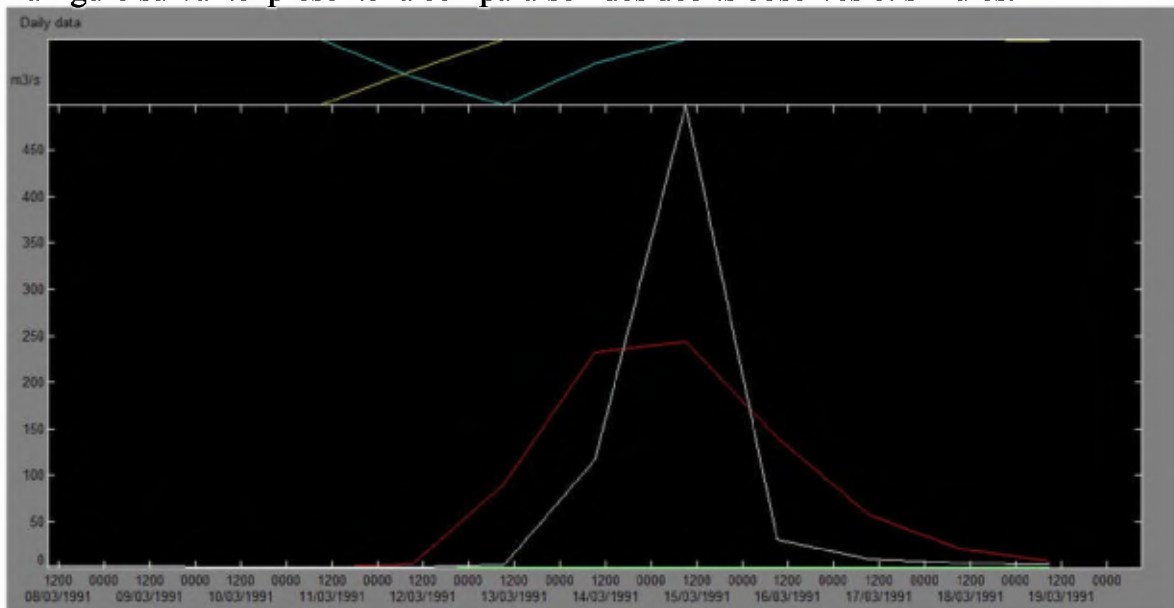


Figure A.36 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 8 mars 1991 au 20 mars 1991

- Événement N°7 : 10 novembre 1986 au 5 décembre 1986 (483,629 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

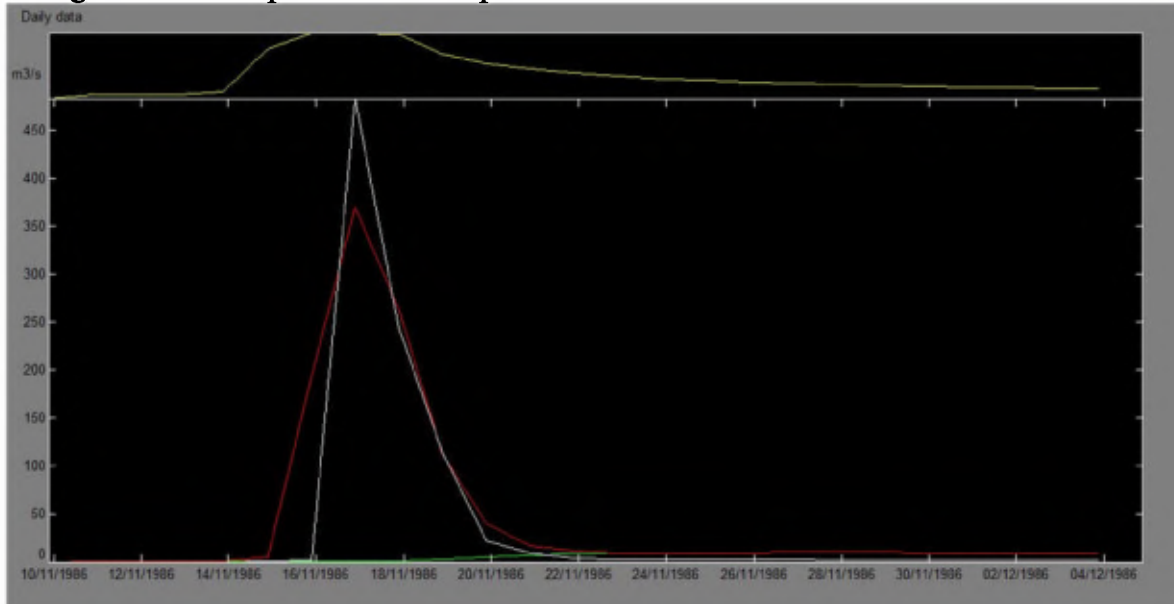


Figure A.37 : Résultats de simulation graphique de l'événement du 10 novembre 1986 au 5 décembre 1986

- Événement N°8 : 14 octobre 1979 au 2 novembre 1979 (440,257 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

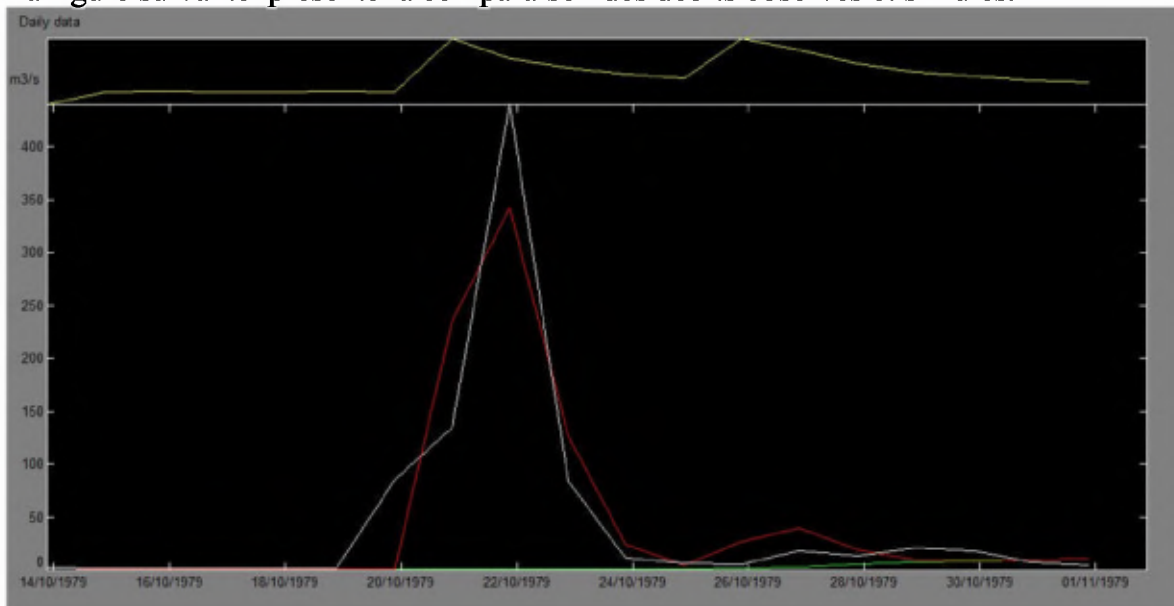


Figure A.38 : Résultats de simulation graphique de l'événement du 14 octobre 1979 au 2 novembre 1979

ANNEXE A

- Événement N°9 : 16 avril 1971 au 10 juin 1971 (413,258 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

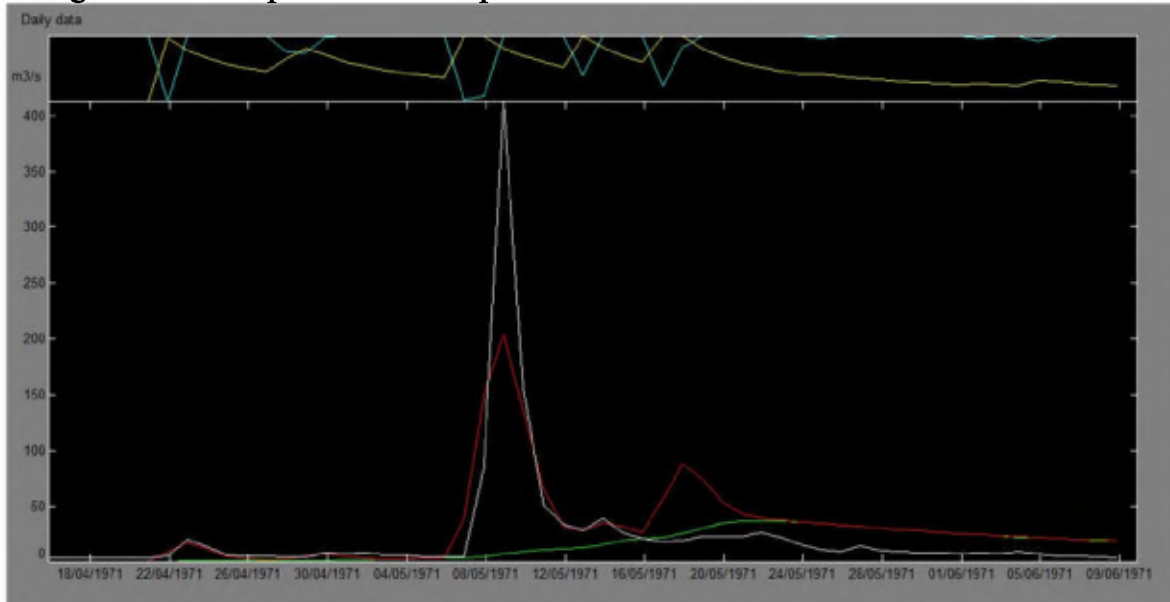


Figure A.39 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 16 avril 1971 au 10 juin 1971

- Événement N°10 : 2 mars 1980 au 13 mars 1980 (398,585 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

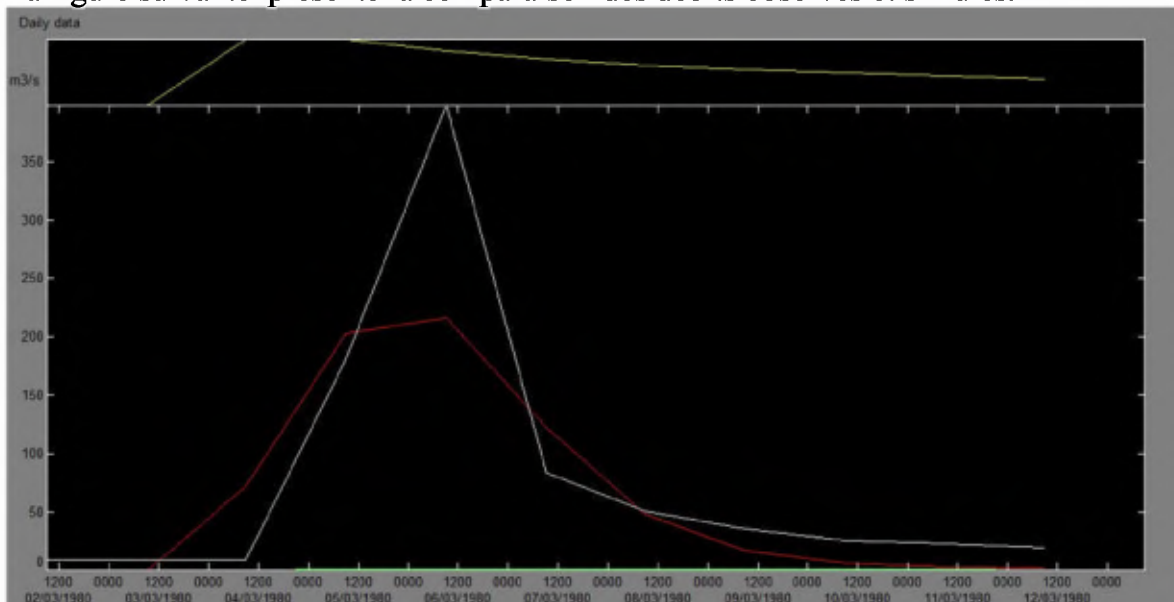


Figure A.40 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 2 mars 1980 au 13 mars 1980

- Événement N°11 : 14 décembre 1980 au 20 janvier 1981 (376,930 m³/s)

Cet événement est utilisé pour le calage

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

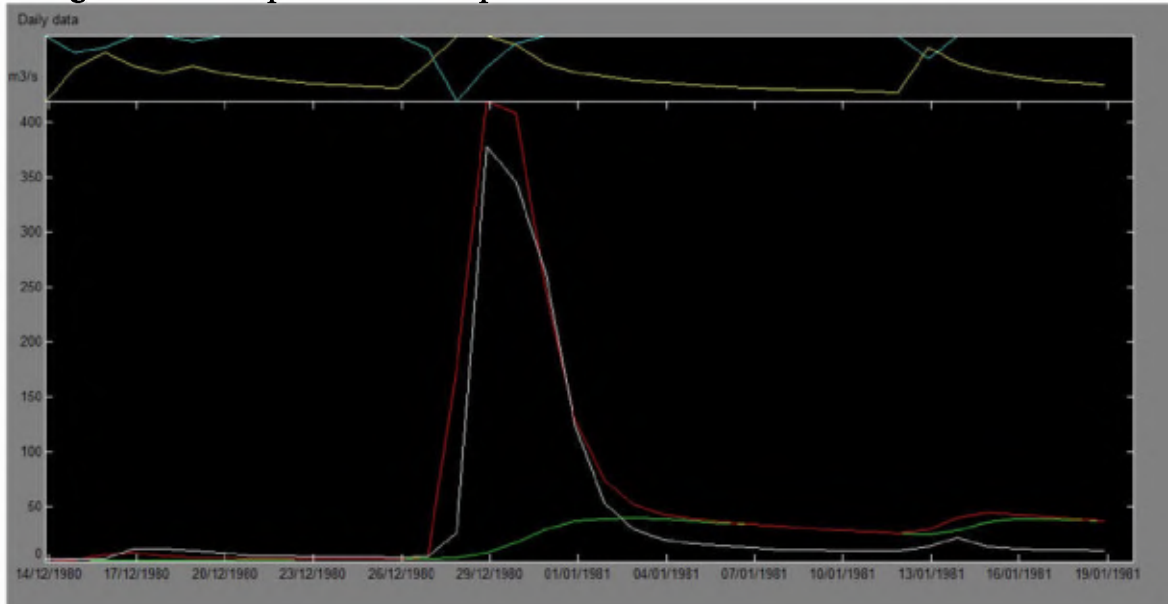


Figure A.41 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 14 décembre 1980 au 20 janvier 1981

- Événement N°12 : 18 décembre 1973 au 13 janvier 1974 (292,536 m³/s)

Cet événement est utilisé pour la validation

La figure suivante présente la comparaison des débits observés et simulés.

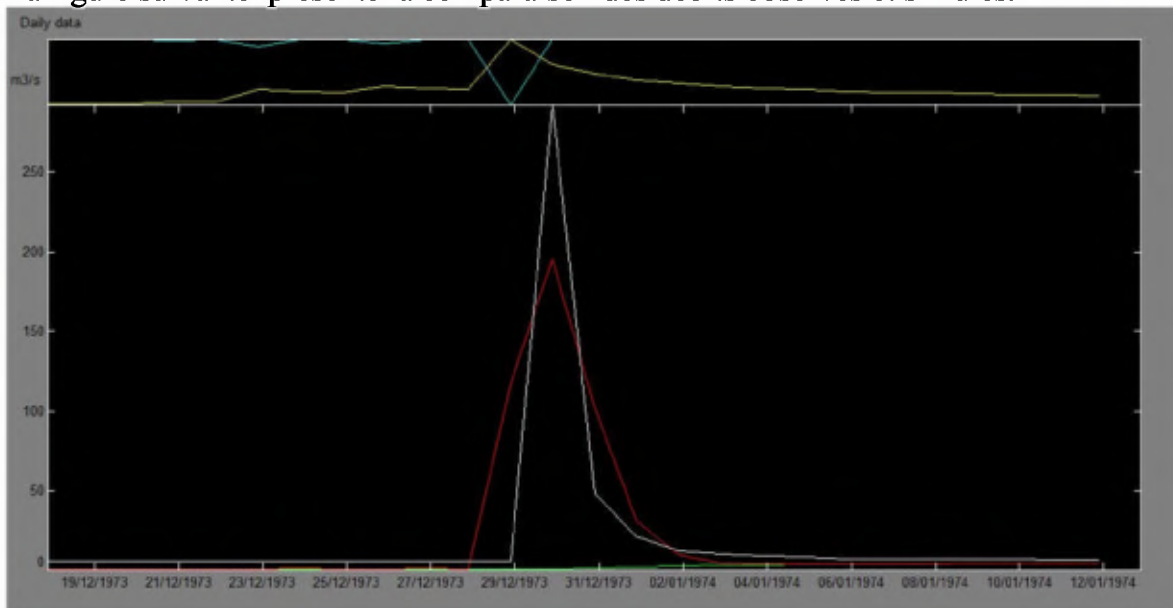


Figure A.42 : Résultats de simulation graphique de l'évènement du 18 décembre 1973 au 13 janvier 1974

ANNEXE

B

Tableau Récapitulatif présente les données des extrêmes enregistrés par la station hydrométrique et les résultats des prévisions du modèle PDM des extrêmes lors de la simulations en continue (Oued Mekkera moyen-Bassin 11-02)

ANNEE	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958
Débits extrêmes observées (m3/s)	520	276	47.9	99.4	66.9	59.9	62.2	135.3	47.9
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	223	332	119	159	278	239	176	105	326
ANNEE	1959	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967
Débits extrêmes observées (m3/s)	115.5	47.05	162.6	99.4	absence observation	absence observation	absence observation		
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	218	182	209	870	absence simulation	absence simulation	absence simulation	absence simulation	absence simulation
ANNEE	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976
Débits extrêmes observées (m3/s)	47.6	272	147	215	49.6	21.5	17.14	46.44	27.44
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	458	189	127	281	152	158	150	124	150
ANNEE	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985
Débits extrêmes observées (m3/s)	105	2.262	43.2	196.6	14	93	100.8	42.4	66.36
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	236	56	176	318	157	141	83	340	195
ANNEE	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994
Débits extrêmes observées (m3/s)	808	123.2	215	215	283.5	213.2	70.5	34.4	236.6
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	158	308	128	362	374	485	203	205	174

ANNEE	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003
Débits extrêmes observées (m3/s)	156.88	197.14	505.24	74.2	174	662	254.3	641.2	60.9
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	253	225	321	95	346	240	266	203	87

Tableau Récapitulatif présente les données des extrêmes enregistrés par la station hydrométrique et et les résultats des prévisions du modèle PDM des extrêmes lors de la simulations en continue (Oued Mekkera bas (plaine Sidi Bel Abass)-Bassin 11-03)

ANNEE	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985
Débits extrêmes observées (m3/s)	22.5	2.15	8.98	10.1	5.34	14.28	53.85	25.25	8.9
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	85	117	87	238	74	75	50	39	71
ANNEE	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994
Débits extrêmes observées (m3/s)	104	9.83	10.35	73.2	76.1	135	70.34	70.34	215
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	95	135	68	177	82	126	119	136	163
ANNEE	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003
Débits extrêmes observées (m3/s)	154.5	151.04	170	64.2	131.2	150.8	109.6	-	-
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	144	74	104	81	94	94	123	absence simulation	absence simulation

Tableau Récapitulatif présente les données des extrêmes enregistrés par la station hydrométrique et et les résultats des prévisions du modèle PDM des extrêmes lors de la simulations en continue (Oued Bensekran-Bassin 16-07)

ANNEE	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981
Débits extrêmes observées (m3/s)	820.4	293.6	211	46.64	42.9	12.94	74.9	-	53.55
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	470	298	302	176	307	174	231	absence simulation	131
ANNEE	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990
Débits extrêmes observées (m3/s)	14.99	3.6	118.5	14.56	162	107	4.85	210.25	124
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	194	147	107	117	256	258	91	501	175
ANNEE	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999
Débits extrêmes observées (m3/s)	85.4	19.83	67.3	13.3	299.3	15.66	301.35	20.15	59.5
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	410	353	340	298	409	190	105	112	239
ANNEE	2000	2001	2002	2003					
Débits extrêmes observées (m3/s)	157.2	401.4	96.14	30.2					
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	125	297	225	140					

Tableau Récapitulatif présente les données des extrêmes enregistrés par la station hydrométrique et et les résultats des prévisions du modèle PDM des extrêmes lors de la simulations en continue (Oued Tafna bas-Bassin 16-08)

ANNEE	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977
Débits extrêmes observées (m3/s)	127	177	600	165	1780	1010	2120	120	166
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	375	259	574	1295	638	772	1041	417	862
ANNEE	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986
Débits extrêmes observées (m3/s)	18	995	1290	188.3	27.38	16.4	271.4	8.51	1910
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	365	841	1500	565	342	267	683	367	655
ANNEE	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995
Débits extrêmes observées (m3/s)	141.8	20.9	1324.4	327	1250	233.75	190.94	63.7	1485.6
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	978	200	1028	798	627	384	1272	253	769
ANNEE	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	
Débits extrêmes observées (m3/s)	123	584	133.12	492	-	142.24	55.5	39	
Débits extrêmes simulées par le modèle PDM (m3/s)	450	1197	413	1558	absence simulation	1230	652	845	